

**INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO
DELLE PRESTAZIONI DEI COMPONENTI
E DELLE STRUTTURE NEL LORO INSIEME
PROGETTARE PER LA SOSTENIBILITÀ**

Presidenti di sessione: dott. ing. Giovanni MONTRESOR
 dott. ing. Giulio Franco ROVELLI

Relatore generale: prof. ing. Giuseppe MANCINI

IL PROGETTO DEL RISANAMENTO STRUTTURALE DELL'IMPALCATO DEL 26° PIANO DEL GRATTACIELO PIRELLI A MILANO

Maurizio Acito¹, Antonio Migliacci²

¹ Professore a Contratto alla Facoltà di Architettura Bovisa, Politecnico di Milano.

² Professore Ordinario, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

La memoria illustra il progetto di risanamento delle strutture del grattacielo Pirelli, danneggiate a causa dell'incidente avvenuto il 18 aprile 2002, allorché un piccolo aereo ha colpito la facciata su P.zza Duca d'Aosta fra il 26° e 27° piano, proseguendo all'interno la sua corsa per poi precipitare lato via Filzi, sfondando la facciata opposta. La memoria presenta breve descrizione del grave ammaloramento patito dalle strutture a seguito dell'incidente, e descrive la strategia progettuale seguita per il risanamento e il rinforzo delle strutture con i dettagli costruttivi degli ancoraggi, gli apparecchi di deviazione dei cavi e le tecniche di controllo dell'efficienza del risanamento messo in atto.

SUMMARY

This paper is meant to deliver an overview on the damages and the following repairs of the structures of the 26th and 27th floor due to the plane accident occurred on April, the 18th 2002.

An aircraft Commander 112 Tc impacted the facade of the Pirelli skyscraper getting into the building, where its gasoline tanks exploded. This paper is divided into two parts. The first one focuses on a simplified analysis, of the witnessed structural damages, making some necessary assumptions on the dynamic of the accident.

In the second one, the rehabilitation design process is presented.

1 - INTRODUZIONE

Il grattacielo Pirelli è stato opera di un gruppo di professionisti guidati dall'architetto Giò PONTI, che si è avvalso dello straordinario contributo dell'ingegnere Pierluigi NERVI per la progettazione delle strutture.

Localizzato in un'area strategica, di fronte alla Stazione centrale di Milano, misura un'altezza di circa 125 m. I due prospetti principali sono caratterizzati da facciate in "curtain walls" in alluminio e vetro, poste in corrispondenza dei vuoti lasciati tra le strutture verticali in cemento armato, costituite dalle 4 semi-punte triangolari agli estremi (così definite da P. Nervi [1]) in cemento armato (Fig. 1), e da due "setti-portali"¹ trasversali intermedie e, su via Fabio Filzi, anche dai setti dei vani tecnici. Tutte le strutture in c.a. presenti sulle facciate, e le punte di estremità, sono rivestite da tessere in ceramica. Appare evidente, quindi, la scelta dei progettisti architettonici che hanno voluto esprimere, all'esterno, l'organismo interno dell'edificio.

Infatti, essi affermano, chiaramente [2], che la scelta di utilizzare il materiale cemento armato è stata fatta in quanto

col cemento armato si poteva conferire particolare valore espressivo alla struttura, oltre che rispondere al requisito di minor costo e di conferire rigidità maggiori all'organismo strutturale, rispetto alla soluzione in acciaio. Tale organismo, anche se semplice e semplicemente articolato (per dirla alla PONTI-NERVI), è di grande fascino. Questo, sia se si guarda la torre, trattandosi di un organismo sviluppato in altezza, assoggettato a notevoli azioni orizzontali dovute al vento, sia se si guardano i corpi bassi, ove si tratta invece di un organismo sviluppato in larghezza con luci ampie. Con riferimento alla torre, la pianta strutturale dell'impalcato tipo (Fig. 2) è caratterizzata da un'evidente forma a sogliola, orientata con l'asse maggiore della pianta in direzione prossima a quella del vento dominante. Per quanto riguarda la struttura dell'impalcato (Fig. 2), ossia la campata B,² e le campate A e A', è formata da sistemi di travi e traversi, disposti in modo da riproporre il classico schema degli impalcati da ponte a travate e traversi.

¹ Chiamati anche "pilastri-parete" da P. Nervi [1].

² Nella figura 2 è riportata anche la sezione k-k in corrispondenza della campata B dell'impalco della torre.



Fig. 1 - Grattacielo Pirelli: Prospetto P.zza Duca d'Aosta

In particolare, la campata B, è caratterizzata da dimensioni medie dei tratti delle travi L_1 ed $L_2/2$ che mediamente misurano, rispettivamente, 5,5 m e 6,75 m, e dalla presenza di tre traversi di collegamento fra le travi.³ In tabella 1, sono riportate le dimensioni rilevate per l'impalcato del 26° piano. La luce media delle travi è di circa 24 m e l'altezza è contenuta in 75 cm.⁴ Per le campate A e A', a parità di altezza delle travi, si hanno, invece, luci minori (circa la metà) e solo due traversi. Dai rilievi geometrici eseguiti, che hanno fornito dimensioni abbastanza conformi a quelle riportate nei disegni del progetto PONTI-NERVI, si sono ricavate le caratteristiche geometriche delle strutture. Le travi presentano nei tratti centrali una larghezza dell'anima costante di 20 cm (Figg. 2 e 3) e nei tratti laterali verso gli incastri una larghezza variabile, da 20 cm sino ad un massimo di 60, 50 e 80 cm all'incastro, come è rappresentato nella tabella 2.

In particolare, nella tabella sono indicate le dimensioni riscontrate nei rilievi eseguiti per l'impalcato del 26° piano. Lo spessore della soletta superiore (che costituisce l'ala delle travi) è indicato anche come spessore medio, mentre le larghezze delle ali corrispondono alle mezzerie dei campi di

³ Si conviene che la numerazione delle cinque travi che formano tale impalcato proceda dalla facciata su piazza Duca d'Aosta verso l'interno.

⁴ Va rilevato che la snellezza geometrica di tale impalcato, espressa dal rapporto tra la luce e l'altezza della sezione delle travi, $\lambda = L/h$, si approssima a 33, configurando quindi una soluzione strutturale piuttosto ardita, per un impalcato in cemento armato semplice, anche se continuo per la presenza delle campate laterali A (vedi Fig. 2).

soletta compresi fra le travi o, per la trave 5, alla parte di soletta a fianco, verso i vani tecnici.

TRAVE	Luce netta (m)	Luce L_1 (m)	Luce $L_2/2$ (m)
1	24,69	5,60	6,745
2	24,54	5,54	6,730
3	24,43	5,50	6,725
4	24,39	5,47	6,725
5	24,09	5,33	6,715

Tab. 1 - Caratteristiche geometriche delle travi

TRAVE	sezione	B (m)	b_0	Spessore
1	incastro	1,305	60 cm	12÷9 cm (10,8)
	centrale	1,305	20 cm	8 cm
2	incastro	1,605	50 cm	8 cm
	centrale	1,605	20 cm	8 cm
3	incastro	1,630	50 cm	8 cm
	centrale	1,630	20 cm	8 cm
4	incastro	1,630	50 cm	8 cm
	centrale	1,630	20 cm	8 cm
5	incastro	2,460	80 cm	8÷12cm
	centrale	2,460	20 cm	8÷12 cm (10,7)

Tab. 2 - Caratteristiche geometriche delle sezioni delle travi

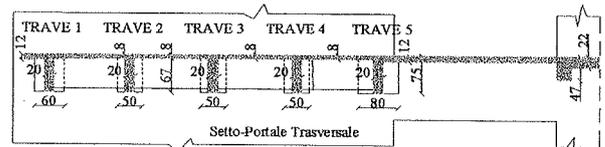
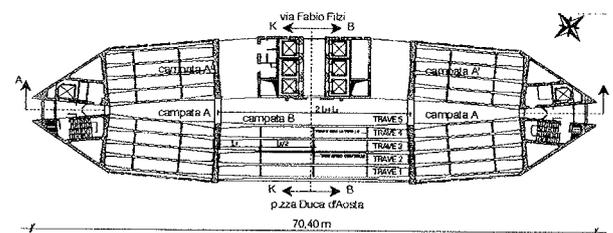


Fig. 2 - Pianta dell'impalcato tipo del palazzo Pirelli

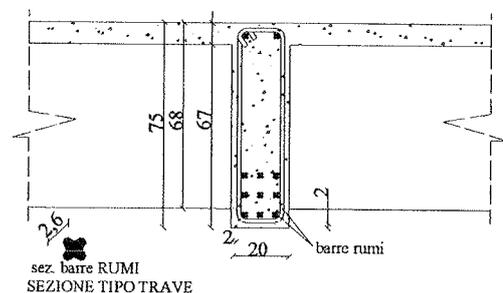


Fig. 3 - Sezione tipo mezzaria travi

Per quanto riguarda la struttura verticale, molto suggestiva appare la conformazione degli elementi di scarico, costituiti da quattro semi-punte triangolari e da 4 "pilastri-parete", di rigidezza paragonabile a quella delle punte.

Appare evidente nella concezione di Nervi, la volontà di concretizzare una struttura verticale per la torre, rispondente alle esigenze di soddisfare la richiesta di grandi luci libere e, contemporaneamente, di una adeguata capacità resistente alle azioni orizzontali. Non meno suggestiva è la sommità dell'edificio, caratterizzata da uno spazio a doppia altezza, il

terrazzo panoramico, sul quale si stacca la sottile copertura piana in c.a. (Fig. 4).

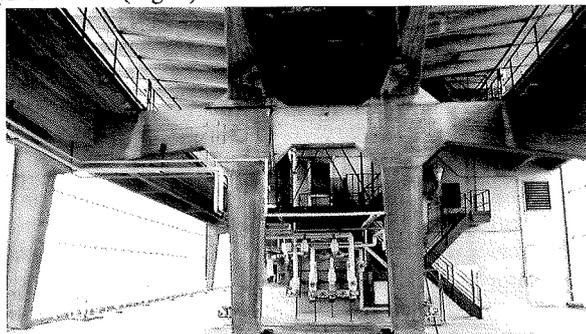


Figura 4 - Piano 31° e copertura con il piano carrello

Per quanto riguarda i corpi bassi, di particolare suggestione strutturale è la soluzione con portali incrociati delle Sale Consiliari e dell'Auditorium, poste in corrispondenza della "collina" (parte interrata-rialzata lato Duca d'Aosta).

2 - GLI EFFETTI DELL'INCIDENTE SULLE STRUTTURE DELL'IMPALCATO

Dall'esame dello stato fessurativo e deformativo (Fig. 5 e Fig. 6) si sono evidenziati danni significativi nelle strutture degli impalcati in c.a. al 26° e 27° piano [3, e 4].

Il carico impulsivo, generatosi con l'incidente, ha provocato un notevole imbarcamento (verso il basso) della campata centrale dell'impalcato del 26° piano, con frecce di valore anche di 25 cm, e l'inarcamento verso l'alto della soprastante campata del 27° piano, con spostamenti residui di valore superiore ai 6-7 cm.

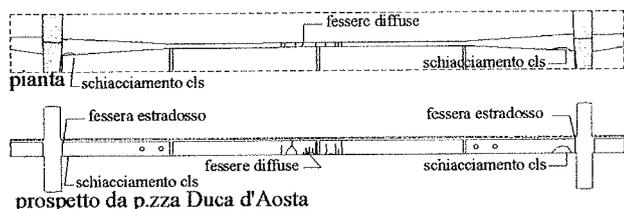


Fig. 5 - Stato fessurativo della trave n° 5

Le caratteristiche dei danneggiamenti riscontrati evidenziano, chiaramente, che per l'impalcato del 27° piano gli effetti sono riconducibili ad una sovrappressione orientata verso l'alto.

Infatti, lo stato di fessurazione delle sezioni di mezzeria, per effetto di momenti negativi, era caratterizzato da fessure all'estradosso e da schiacciamento del calcestruzzo all'intradosso con, addirittura, un'evidente manifestazione di instabilizzazione delle barre più esterne di intradosso per la trave n° 5 (Fig. 7 sx).

Così pure, nelle sezioni d'incastro (per effetto di momenti positivi), le fessure all'intradosso, seppure meno rilevanti, permettevano di identificare senza equivoci lo stato di sollecitazione "invertito", rispetto a quello prodotto dai carichi abituali (che sono orientati verso il basso).

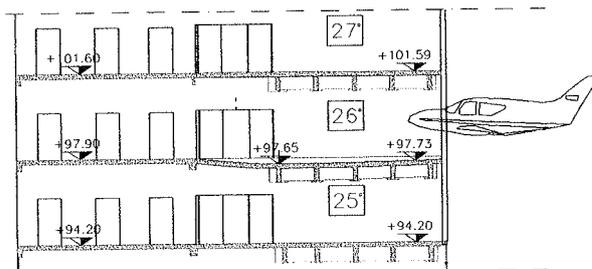


Fig. 6 - Deformazioni delle strutture orizzontali (stralcio Sez. B-B di Fig. 1.3)

Viceversa, lo stato di danneggiamento dell'impalcato del 26° piano, evidenziatosi con deformazioni verso il basso, e da fessure, da momento negativo all'estradosso degli incastri, e da momento positivo all'intradosso delle sezioni prossime alla mezzeria (Fig. 7 dx),⁵ possono leggersi come effetto di una sovrappressione verso il basso, applicata sulla superficie del piano stesso, nella zona dove è entrato il velivolo. Va però precisato che, le sollecitazioni di momento negativo, in corrispondenza degli incastri, per effetto dell'esplosione, non sono stati tali da determinare stati fessurativi evidenti.

Infatti, i riscontri eseguiti dopo l'incidente e i primi rilievi effettuati nel periodo fra ottobre e dicembre del 2002, avevano evidenziato solo un leggero schiacciamento del calcestruzzo all'intradosso delle sezioni di incastro.

Nei primi giorni di gennaio 2003, successivi rilievi hanno evidenziato la formazione di una fessura di estradosso, con caratteristiche di ampiezza elevata (6 mm), che interessava la sezione di incastro di tutte le travi della campata B (Fig. 9).

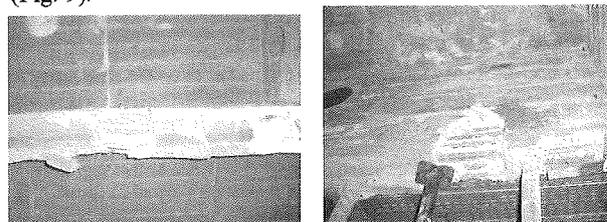


Fig. 7 - Esempi di danneggiamenti alle strutture in mezzeria delle travi, impalcato del 27° piano e 26° piano

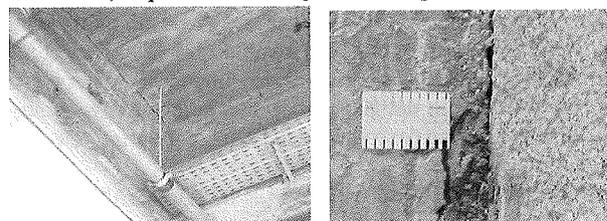


Fig. 8 - Impalcato del 26° piano: Fessura all'incastro delle travi di estradosso

Tale circostanza consente di sviluppare alcune importanti considerazioni. La prima è che le sollecitazioni a momento negativo nelle sezioni di incastro, indotte dai carichi dovuti all'incidente, non sono state tali da determinare uno stato

⁵ Molto probabilmente anche per la trazione, conseguente all'effetto del fune, dato il regime di grandi spostamenti/deformazioni riscontrato.

fessurativo, nonostante i livelli di danneggiamento raggiunti nelle sezioni di mezzeria.

La seconda è che a determinare la fessurazione agli incastri non può essere stata una azione di tipo statico (non, cioè, una semplice variazione di carico).⁶ È plausibile, invece, che tale fessurazione sia stata la diminuzione di temperatura che ha interessato le strutture, direttamente esposte all'esterno per effetto dello squarcio della facciata. Anche sulla base di tali ulteriori considerazioni si può evidenziare, ancora di più, il carattere impulsivo del carico, dovuto all'incidente e il ruolo che ha assunto il comportamento dinamico delle strutture. Infatti, le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi [3 e 4] e di vincolo agli estremi (praticamente incastri) sono tali che, per qualsiasi tipo di carico (dall'uniformemente distribuito al concentrato in mezzeria), se pensato con carattere quasi statico, la formazione delle plasticizzazioni (cerniere) avviene prima agli incastri. Nella evidenza dei danneggiamenti, invece, si sono avute solo plasticizzazioni in corrispondenza della mezzeria.

Tale circostanza è compatibile con un carattere del carico in mezzeria di tipo impulsivo e localizzato a cavallo della mezzeria. In tal senso, le analisi svolte in [5], in regime di elasticità non lineare, danno ragione di una tale interpretazione. Rimandando a tale studio per gli eventuali approfondimenti, in questa sede ci si limita a presentare i principi di progetto del risanamento e del rinforzo, mediante cavi post-tesi esterni alle travi.

3. - OBIETTIVI DEL RESTAURO

La strategia del risanamento strutturale è stata sviluppata in coerenza con il più generale progetto di restauro, che ha riguardato le facciate e gli interni del grattacielo, predisposto dai professionisti incaricati dalla Regione Lombardia con la consapevolezza che il Pirelli è un monumento dell'architettura contemporanea. Infatti, esso è generalmente riconosciuto come una delle espressioni artistiche più significative del secolo scorso, per la sua perfetta integrazione di arte, architettura, ingegneria, tecnologia e sapienza costruttiva. Su questo assunto iniziale si è basata l'intenzione di conservare, fin dove possibile, il valore architettonico e tecnico del monumento.

In quest'ottica, il recupero funzionale non poteva che essere inteso come mezzo per la perpetuazione del monumento e la riaffermazione della sua identità culturale, cosicché il risanamento delle strutture dei due impalcati vulnerati (in particolare quello del 26° piano), non poteva che concretizzarsi senza alcuna demolizione delle strutture originarie.

4 - LA STRATEGIA GENERALE DI RISANAMENTO

4.1 - Risanamento dell'impalcato del 26° piano

Di fronte alla vistosa deformazione del 26° piano nella campata B, in qualsiasi altra situazione non si sarebbe esitato a demolire l'impalcato e a rifarlo. Invece, nell'edificio PONTI-NERVI, proprio per quanto si è detto, premeva conservare quanto più possibile i materiali e le testimonianze dell'epoca, anche per la parte strutturale. Pertanto, come si è già indicato, il progetto si è posto come obiettivo il recupero

ro delle strutture originarie.

Per tale motivo, è stato necessario prevedere, innanzitutto, la rimessa in quota (riallineamento) dell'impalcato del 26° piano, mediante una sua "forzatura", controllata in termini di spostamento, e, successivamente, una volta ricostruite le sezioni danneggiate e sigillate le fessure, si è pensato di restituire l'originaria portanza alle strutture, mediante opportuni sistemi di rinforzo, ottenuti tramite cavi post-tesi esterni alle travi.

In particolare, riprendendo quanto è indicato nel Capitolato Tecnico dei lavori, all'uopo predisposto, l'intervento sulla campata B del 26° piano si è articolato nelle seguenti fasi:

1. sostituzione della puntellazione di sicurezza esistente al di sotto della campata B (posta in opera come salvaguardia dai VV.F subito dopo l'incidente), mediante nuovi puntelli regolabili in posizioni appositamente studiate, al di sotto delle travi, in "accordo" con le posizioni della puntellazione di forza,⁷ la quale ha consentito il sollevamento delle travi della campata. Tale puntellazione è stata estesa al di sotto della soletta in c.a. fra la trave n° 5 e i vani tecnici. Integrazione e controllo dell'efficienza delle puntellazioni esistenti ai due piani sottostanti (24° e 23°) e predisposizione di una nuova puntellazione al piano 22°;⁸
2. rimozione del massetto (e pavimentazione) esistente sulla campata (di circa 7-8 cm di spessore);
3. rimozione completa dei detriti e delle parti danneggiate o posticce di calcestruzzo, specie in corrispondenza delle fessure, provvedendo alla rimozione di tale materiale con un'adeguata apertura delle fessure, soprattutto nella soletta in c.a. fra la trave n. 5 e i vani tecnici;
4. recupero dell'imbarco, mediante contrasto su appositi puntelli di forza, con l'impiego di martinetti idraulici seguendo passo-passo il recupero degli spostamenti, con la regolazione dei puntelli regolabili al 25° piano;
5. demolizione della soletta in c.a., nonché della parte inferiore dei traversi, in corrispondenza delle testate dei cavi di rinforzo, conservando le armature esistenti (eventuale taglio e piegatura provvisoria delle barre), e contemporanea foratura delle nervature delle travi, per il passaggio delle barre d'unione delle testate (nasi) alle travi;
6. demolizione e ricostruzione del calcestruzzo danneggiato in corrispondenza delle sezioni di mezzeria delle travi 4 e 5, previo taglio del tratto plasticizzato delle armature e loro ripristino, mediante saldatura di spezzoni di barre $\phi 26$ in acciaio FeB44k;
7. esecuzione delle testate dei cavi (nasi), precomprese trasversalmente, mediante barre in acciaio inox passanti nei fori praticati nelle nervature delle travi, e ricostruzione della soletta in c.a. e della parte inferiore dei traversi, in corrispondenza a tali testate;
8. sigillatura delle fessure, mediante resine speciali in pressione/depressione;

⁷ Punti di forza realizzati mediante martinetti idraulici.

⁸ La necessità di eseguire una puntellazione su quattro piani ha consentito di ripartire il carico di contrasto dei martinetti per il sollevamento su quattro impalcati, in modo da riportare il carico, per ciascun impalcato, a valori compatibili con le capacità resistenti delle travi.

⁶ Peraltro, una variazione di carico sarebbe stata quasi totalmente convogliata dai puntelli ai sottostanti impalcati.

9. ricostruzione delle sezioni di calcestruzzo con malte o betoncini speciali, previa passivazione delle armature scoperte;
10. posizionamento dei cavi in acciaio armonico, in guaina in polietilene e ricoprimento in lamierino inossidabile;
11. applicazione del placcaggio in nastri di FRP all'intradosso della soletta in c.a. fra la trave n. 5 e i vani tecnici e all'intradosso delle travi al centro, riprendendo il nastro di FRP predisposto sulla mezzera delle travi all'atto della sistemazione degli apparecchi di deviazione dei cavi;
12. applicazione del tiro dei cavi con martinetto monofreno, e rimozione dei puntelli sottostanti;
13. iniezione a rifiuto delle guaine dei cavi;
14. ricostruzione del massetto sulla campata;
15. esecuzione di prove di carico cicliche sulla campata per la sua necessaria asseverazione, sotto ai carichi di progetto.

4.2 - Risanamento dell'impalcato del 27° piano

Merita un breve cenno quanto si è fatto per l'impalcato del 27° piano.

Orbene, tale impalcato, campata B si trovava inarcato verso l'alto a causa dell'esplosione del velivolo, che aveva generato un carico impulsivo verso l'alto.

Infatti, come si è detto, le travi non solo avevano recuperato il loro originario imbarcamento verso il basso dovuto alla viscosità, di circa 3 cm (come si è rilevato quasi uniformemente negli altri impalcati non turbati dall'incidente), ma, addirittura, presentavano un inarcamento verso l'alto, seppure modesto (compreso fra i 3 cm della trave 5 e i circa 1,5 cm della trave 1).

A differenza dell'impalcato del 26° piano, si può pensare che, pur con fessurazioni del calcestruzzo e danneggiamenti delle sezioni, le armature erano rimaste, prevalentemente, in campo elastico, avendosi solo nella sezione di mezzera della trave 5, le tre barre dello strato più esterno di intradosso plasticizzate, per fenomeni di instabilità (Fig. 7).

Peraltro, i riscontri, ottenuti dalle prove di carico eseguite su tale campata B del 27° piano, hanno evidenziato un comportamento meno rigido e meno lineare di quello avutosi per gli impalcati integri (ad esempio, al 28° piano).

Tale circostanza, ha reso necessario un rinforzo, il quale, oltre a costituire un presidio di sicurezza, ha consentito di attribuire un comportamento lievemente più rigido alla struttura. Tale rinforzo è stato ottenuto mediante nastri di FRP, applicati all'intradosso delle travi, in modo da ricostruire in campata un idoneo corrente teso per il servizio usuale. Successive prove di carico cicliche hanno consentito di asseverare l'impalcato per il servizio sotto ai carichi del progetto.

Le procedure seguite per il risanamento e il rinforzo, predisposte senza bisogno di nessuna puntellazione di sicurezza, ripercorrono alcune delle fasi indicate nel precedente paragrafo per il 26° piano. In particolare, per il risanamento e il rinforzo del 27° piano si è operato come segue:

1. rimozione del massetto (e pavimentazione) esistente sulla campata (di circa 7-8 cm di spessore);
2. rimozione completa dei detriti e delle parti danneggiate o posticce del calcestruzzo, specie in corrispondenza del-

le fessure, provvedendo ad una loro apertura per facilitare la successiva sigillatura;

3. sigillatura delle fessure mediante resine speciali in pressione/depressione;
4. ricostruzione delle sezioni di calcestruzzo con malte o betoncini speciali, laddove si hanno rimozioni di parti strutturali, previa passivazione delle armature scoperte;
5. applicazione del placcaggio in nastri di FRP all'intradosso delle travi in una zona estesa di campata, secondo le tecnologie abituali;
6. ricostruzione del massetto sulla campata (le finiture di pavimento e altro seguiranno in tempi successivi);
7. esecuzione di prove di carico cicliche sulla campata per la sua necessaria asseverazione sotto ai carichi di progetto.

Nel prosieguo si presentano più in dettaglio gli aspetti teorici ed esecutivi degli interventi per il riallineamento delle travi e l'idea progettuale del rinforzo applicato alle travi dell'impalcato del 26° piano.

5 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 - Caratteristiche dei materiali strutture esistenti

Dai risultati delle prove, eseguite sul calcestruzzo originario, si può ritenere che si tratti di un calcestruzzo paragonabile ad uno di classe C 20/25, ossia con una resistenza caratteristica: $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck}\cong 20,5 \text{ N/mm}^2$. Per gli acciai, dalle prove eseguite sulle armature originarie, si può pensare che si tratti di un acciaio del tipo FeB44k [6].

5.2 - Caratteristiche dei materiali utilizzati per il risanamento

I cavi in acciaio armonico del sistema di rinforzo (fornitura TENSACCIAI SpA) sono formati ciascuno da 5 trefoli da 0,6 pollici, con area nominale di $1,39 \text{ cm}^2$ per trefolo, aventi ciascuno un carico di rottura in trazione di 265 kN (cavi in acciaio tipo "super"). Le barre in acciaio inossidabile (fornitura COGNE Acciai Speciali SpA), usate per la precompressione dei "nasi" di ancoraggio dei cavi contro le anime delle travi, sono in acciaio inossidabile duplex con le seguenti caratteristiche: $f_{yk}\geq 700 \text{ N/mm}^2$, $f_{ptk}\geq 800 \text{ N/mm}^2$.

Gli acciai delle restanti carpenterie (piastre, selle, etc.) sono di tipo inossidabile AISI 304. Le malte e i betoncini (fornitura MAPEI SpA) usati per il risanamento delle strutture, prima dell'applicazione della coazione mediante i cavi, hanno le seguenti caratteristiche di resistenza:

- malta autolivellante tissotropica Mapeground BM, resistenza a compressione $R_{mk}>50 \text{ N/mm}^2$;
- betoncino di calcestruzzo speciale Stabilcem SCC, resistenza a compressione $R_{bk}>49 \text{ N/mm}^2$.

6 - MODELLI DI CALCOLO STRUTTURALE

6.1 - Analisi dei carichi

Oltre al peso di volume del calcestruzzo armato, assunto costante di valore $25,00 \text{ kN/m}^3$, per i restanti carichi si assumono i seguenti valori unitari in sostanziale accordo con le norme vigenti [7]:

- permanenti di finiture $1,20 \text{ kN/m}^2$;
- sottofondo e pavimento (tipo linoleum), impianti $0,60 \text{ kN/m}^2$;
- carico variabile d'uso $3,00 \text{ kN/m}^2$.

Per le tre tipologie di travi conseguono, per metro lineare di trave, i carichi (kN/m) riportati nella tabella sottostante (Tab. 3). Il peso proprio delle strutture risulta dell'ordine dei 5 kN/m² al massimo, valore invero modesto, in relazione alla luce della campata.

TRAV.	PESO STRUTTURE (medio) (α)	PERMANENTI		VARIABILE variabile (δ)	TOTALE (α) + (β) + (γ) + (δ)
		Massetto (β)	impianti (γ)		
1	8,25	1,57	0,79	3,93	14,54
2-3-4	7,67	1,96	0,98	4,89	15,50
5	12,37	3,06	1,53	7,65	24,61

Tab. 3 - Carichi/m trave, (kN/m)

Dall'esame della tabella, si può subito notare il maggiore impegno statico della trave 5 rispetto alle altre travi. Tale maggiore impegno, in termini di carico, si misura con una maggiorazione del carico totale della trave 5, rispetto a quello delle altre travi, con il rapporto $24,61/15,00=1,64$, ossia con una maggiorazione di carico intorno circa a 3/2, di fronte ad una capacità resistente elastica valutata [in 3 e 4] solo circa 1/3 superiore rispetto a quella delle altre travi.

6.2 Analisi elastica delle sollecitazioni

6.2.1 Analisi con modelli semplificati per via manuale

Per quanto riguarda gli schemi di calcolo da considerare per la valutazione delle sollecitazioni delle travi, la loro continuità con le campate laterali e la rigidità dei setti portali, consentono di ipotizzare come vincolo di estremità l'incastro. In tale ipotesi, un primo schema di calcolo teorico è quello di trave perfettamente incastrata. Per una corretta valutazione delle sollecitazioni delle travi è però necessario considerare la presenza della variabilità delle sezioni nei tratti di estremità. Peraltro, l'analisi per via manuale, anche se condotta in forma approssimata, è sempre utile quale prezioso punto di riferimento per la validazione dei risultati ottenuti per via computazionale.

Una prima approssimazione consiste nel ritenere lineare anche la variazione della rigidità EJ (mentre, per la presenza dell'ala superiore, ciò non è del tutto vero).

Una seconda approssimazione, riguardante i carichi, consiste nell'assumere, per il peso proprio della trave, un valore medio costante lungo l'intera sua luce, ciò solo al fine della risoluzione della struttura iperstatica.

Infine, una terza importante approssimazione consiste nel ritenere che le travi siano, come si è detto, perfettamente incastrate agli estremi per la presenza congiunta dei setti portali e delle campate laterali di continuità. In ambito di tali approssimazioni [3], con riferimento al carico totale medio p , si è ricavato il valore del momento di incastro $M_i = \alpha \cdot p \cdot L^2$, e successivamente, con riferimento però alla reale disposizione dei carichi, si è valutato il momento in campata $M_c = \beta \cdot p \cdot L^2$. Con tale procedura si sono valutati i coefficienti α e β e le caratteristiche di sollecitazione di ciascuna trave (Tab. 4).

TRAVE	α	β	M_i [kN m]	M_c [kN m]
1	1/11,20	1/36,73	-791	245
2	1/11,37	1/33,27	-821	280
3	1/11,38	1/33,09	-810	278
4	1/11,38	1/32,99	-800	276
5	1/11,29	1/36,24	-1264	394

Tabella 4 – Momenti teorici per effetto dei carichi permanenti e variabili

Il risultato così ottenuto sta a indicare che l'effetto dell'irrigidimento, dovuto all'aumento della larghezza della sezione verso gli incastri, è, rispetto al caso con sezione costante, veramente modesto, poiché si tratta di una variazione limitata e peraltro, ed estesa ai tratti L_1 di trave, pure essi limitati.

6.2.2 - Modelli numerici e confronti con i modelli semplificati

La valutazione delle sollecitazioni può essere ottenuta con l'impiego di modelli numerici che considerano le singole travi o, meglio ancora, l'intero impalcato. La validazione di tali modelli numerici può ottenersi a diversi livelli.

Un primo livello di validazione è stato ottenuto proprio dal confronto fra i risultati teorici "manuali", relativi alle singole travi, e i risultati ottenuti dai modelli numerici che considerassero le singole travi. Un secondo, e più significativo livello di validazione, è stato ottenuto sulla base dei confronti fra i precedenti risultati numerici e quelli ottenibili da un modello spaziale, che consideri l'intera struttura dell'impalcato, messi poi a confronto con quelli delle prove sperimentali eseguite su altri impalcati integri. Nella tabella 5 seguente, sono messi a confronto i valori dei momenti, ottenuti con analisi riferite ai modelli impiegati.

TRAVE	SEZIONE D'INCASTRO			SEZIONE DI MEZZERIA		
	MANUALE	COMPUTAZIONALE		MANUALE	COMPUTAZIONALE	
	travi ind.	travi ind.	modello spaziale	travi ind.	travi ind.	modello spaziale
1	-784	-718	-733	242	260	308
2	-809	-785	-739	279	296	307
3		-770	-684		299	300
4		-765	-719		289	268
5	-1275	-1131	-671	395	497	272

Tab. 5 - Momenti flettenti nelle travi sotto i carichi totali, nelle diverse analisi elastiche

Dall'esame dei risultati, si può notare un buon allineamento dei valori di tali momenti. In particolare, ad esempio, il calcolo manuale e quello computazionale a travi indipendenti, mediando i risultati, hanno un'ottima corrispondenza (per la trave tipo 2-3-4, la somma dei momenti d'incastro e di mezzeria è $809 + 279 = 1088$ e $773 + 295 = 1068$, nei due calcoli, rispettivamente). Il fatto importante nella soluzione spaziale è la drastica riduzione delle sollecitazioni nella trave 5, in relazione ad una certa tendenza ad una redistribuzione delle sollecitazioni in virtù dell'azione efficace dei traveri e della soletta, come era da attendersi.

Tale modello spaziale, è stato assunto quale modello di riferimento per tutte le successive valutazioni, anche per effetto dei positivi riscontri dei confronti numerico-sperimentali, utilizzando, come si è detto, i risultati delle prove di carico eseguite sulle campate B di altri impalcati integri.

7 - RINFORZO DELLE TRAVI MEDIANTE CAVI ESTERNI POST-TESI

7.1 - L'idea progettuale

L'idea progettuale è stata tradotta in pratica tenendo presente che, per realizzarla, era stato necessario risolvere tre

tre ordini di problemi:

- valutazione teorica dell'efficacia della coazione, introdotta nella struttura della campata B, teoricamente formata da travi iperstatiche, ma provenienti da un riallineamento ed una riparazione;
- formazione di un efficace sistema per l'ancoraggio dei cavi, esterni alle anime delle travi, in modo da trasferire la loro forza di compressione alle travi stesse;
- individuazione del tracciato dei cavi e formazione di un apparecchio, per ottenere la deviazione dei cavi in corrispondenza della mezzeria delle travi.

La soluzione di questi problemi, di cui si riferisce nel prosieguo, ha costituito sostanzialmente la messa a punto del progetto di rinforzo.

Innanzitutto, il sistema di applicazione del rinforzo con cavi è stato realizzato con la predisposizione di apparecchi di testata e di deviazione, mediante l'esecuzione di fori nelle travi e posizionamento delle barre attraversanti tali travi; successivamente, si è proceduto al posizionamento dei cavi di acciaio armonico, in guaina inossidabile, posti sui lati di ogni trave nella sua parte centrale (ove la larghezza è costante $b=20$ cm).

La tesatura dei trefoli consente di applicare, in corrispondenza delle testate, un sistema di forze (Fig. 10) equivalente [8] ad una forza assiale N , una forza trasversale V (verso il basso, data l'inclinazione dei cavi), un momento $M=N \cdot y_2$ (data l'eccentricità del cavo rispetto al baricentro della sezione). In corrispondenza e dell'apparecchio di deviazione (deviatore), invece, la tesatura si traduce con una forza trasversale $2 \cdot V$ (verso l'alto).

Per quanto riguarda la scelta del tracciato, oltre agli aspetti statici, nel progetto si è considerato l'esigenza di contenere al minimo la sporgenza del cavo al disotto dell'intradosso della trave. Nelle Figure 9 e 10 sono rappresentati il tracciato scelto e i corrispondenti equivalenti effetti statici applicati alla trave.

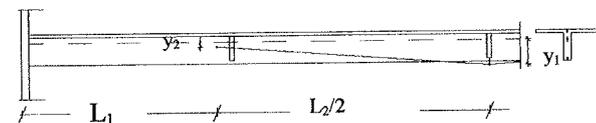


Figura 9 - Tracciato dei cavi

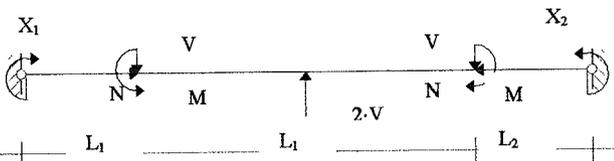


Figura 10 - Schema di calcolo delle iperstatiche a flessione per effetto della tesatura dei cavi

Per la definizione del tiro, si è supposto che la risposta della struttura ripristinata fosse elastica lineare. Con tale ipotesi elastica, il problema si riconduce a valutare la parte della coazione che va "perduta" a causa dell'iperstaticità della struttura.

Poiché gli effetti conseguenti al taglio sono trascurabili, sia come valore della sollecitazione (avendosi modestissime inclinazioni α), sia come deformazioni prodotte (che sono

appunto comunemente trascurate nelle travi snelle), l'attenzione va posta unicamente sugli effetti conseguenti al momento flettente e alla forza normale, le cui deformazioni non sono appunto compatibili coi vincoli d'incastro agli estremi. Tali sollecitazioni (Fig. 11), messe in parallelo a quelle prodotte dai carichi, evidenziano l'effetto benefico sulle sollecitazioni indotte con la post-compressione.

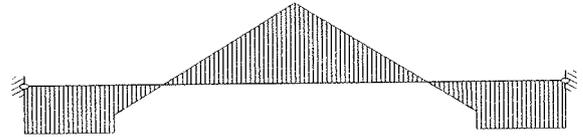


Figura 11 - Sollecitazione flessionale per effetto della tesatura dei cavi (effetto isostatico+effetto iperstatici)

La circostanza che, per le azioni assiali, non è lecito ritenere la trave singola come incastrata alle estremità, e trascurare il comportamento spaziale dell'impalcato, ha trovato poi positivo riscontro nei risultati dei modelli numerici spaziali.

Infatti, la disponibilità di tali modelli spaziali, ha consentito sia di stimare in sede di progetto il tiro nei cavi che di procedere ad una loro calibratura, in relazione appunto al reale comportamento della struttura nella fase di tesatura.

Nella modellazione numerica, invece di far riferimento agli equivalenti effetti statici, si è preferito introdurre i cavi con il loro reale tracciato, mediante l'impiego di elementi finiti tipo "cable", ai quali è stata applicata una pretensione pari al tiro voluto (Fig. 12).

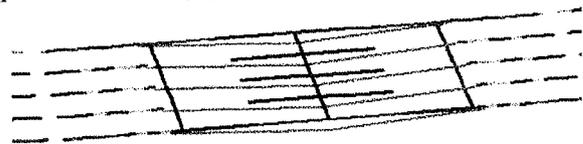


Fig. 12 - Modello numerico globale con elementi cable

Per quanto riguarda il progetto del tiro, si sono considerate le sollecitazioni totali indotte dai carichi, permanenti e variabili, e dal tiro dei cavi.

In particolare, i valori di tesatura sono stati definiti, fondamentalmente, con riferimento all'obiettivo di avere nella sezione di mezzeria uno stato di sollecitazione flessionale complessivo praticamente nullo, in presenza dei carichi permanenti e di una frazione dei variabili (1/3), verificando inoltre che la tesatura in presenza del carico minimo e del carico massimo abbia a comportare sollecitazioni compatibili con le capacità resistenti delle sezioni delle travi.

Per quanto riguarda la fase di esecuzione della tesatura, in sede di progetto è stato previsto un sistema di monitoraggio delle deformazioni e delle curvature conseguenti a tale fase. Attraverso il confronto fra il comportamento letto sperimentalmente con il monitoraggio, e il comportamento numerico in ipotesi elastico-lineare, si è evidenziata una conferma della validità dell'ipotesi elastica lineare.

Tale circostanza ha permesso di orientare in tempo reale la scelta dei tiri, sulla base di semplici analisi elastiche.

Nelle figura 13 e 14, è riportato un confronto fra gli spostamenti letti in corrispondenza dei traversi (sez. c' , m e c),

dedotti col modello numerico spaziale e i valori della deformata sperimentale misurata per le travi 2 e 5 nella fase di tesatura, in corrispondente dei tiri di tabella 6.

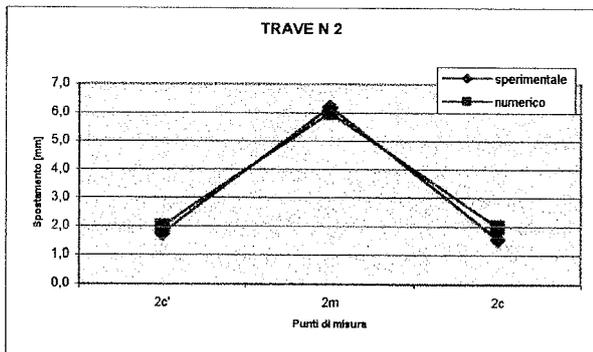


Fig. 13 – Confronto fra le deformate teoriche e sperimentali allo step 11 di tesatura – trave 2

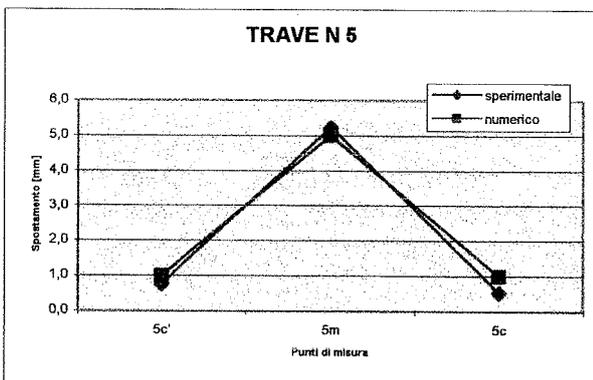


Fig. 14 – Confronto fra le deformate teoriche e sperimentali allo step 11 di tesatura - trave 5

TRAVE	TREFOLO TESATO n.	TIRO [Kn]
1	5	24,00
2	5	24,60
3	5	26,40
4	5	28,80
5	5	37,80

Tab. 6 – Step di tesatura n. 11

Dal confronto dei valori degli spostamenti si deduce la ottima coincidenza fra il comportamento della struttura reale e la previsione numerica.

Sulla base dell'accertata corrispondenza fra il modello numerico e il comportamento della struttura, in tempo reale è stato possibile guidare la tesatura dei cavi e di calibrare al meglio i valori del tiro finale. Nella tabella 7 sono riportati tali valori e i corrispondenti spostamenti indotti sulla struttura.

TRAVE	TIRO FINALE [kN]	SPOSTAMENTO MEZZERIA [mm]	SPOSTAMENTO TRAVERSI [mm]
1	560	-13	-4
2	574	-13	-4
3	616	-12	-3
4	637	-11	-3
5	845	-9	-2

Nella figura successiva (Fig. 15) sono riportati i valori delle sollecitazioni massime indotte dalla tesatura e dai carichi, permanenti e variabili, che interessano la struttura dell'impalcato nella combinazione di massimo carico.



Fig. 15 – Momento flettente (in kN m) per effetto del tiro dei cavi + carichi permanenti e variabili

Come si può osservare dai valori degli spostamenti di tabella 7 e dai grafici delle sollecitazioni da momento, con l'applicazione del tiro finale ai cavi si sono concretizzati i seguenti tre importanti risultati:

- la riduzione dei momenti negativi agli incastri;
- la riduzione del momento a valori praticamente nulli per tutto il tratto in campata compresa fra i traversi laterali;
- il recupero sufficientemente uniforme degli spostamenti

delle sezioni di mezzeria (compreso fra 13 mm della trave 1 e i 9 mm della trave 5).

7.2 – Il sistema di ancoraggio dei cavi “nasi”

L'idea progettuale si fonda sulla possibilità di dotare l'anima delle travi di opportune “escrescenze”, alle quali ancorare i cavi. Il meccanismo di funzionamento, per il trasferimento della forza di tesatura all'anima della trave, vie-

ne realizzato costituendo un "monolitismo" artificiale, attraverso una serraggio ottenuto mediante delle barre messe in tiro.

Nella figura 16, sono riportate le caratteristiche del sistema di trasferimento ("nasi") della coazione, indotta dalla tesatura dei cavi alle travi. Il problema, di carattere locale, è praticamente quello che si manifesta nelle travi armate con cavi esterni post-tesi, per le quali si tratta appunto di trasferire alle travi, in particolare alle loro anime, il tiro dei cavi posti all'esterno.

Perciò, le anime delle travi devono essere dotate di opportune "escrescenze", che possiamo dire "nasi", ai quali ancorare i cavi. Il problema è quindi rimandato a realizzare il monolitismo di tali nasi con le anime delle travi esistenti (Fig. 16).

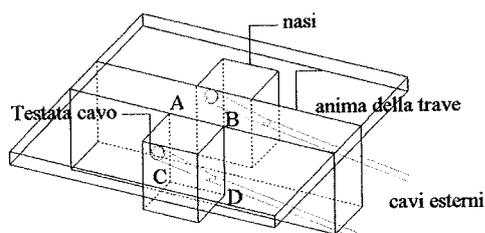


Figura 16 - Ancoraggio testate

Tale monolitismo è stato ottenuto nel caso del Pirelli attraversando la sezione ABCD di contatto di ogni naso con l'anima della trave, mediante 8 barre messe in post-tensione, in modo da generare in tale sezione uno stato preventivo di compressione, e mai decompresso da nessuna possibile situazione di sollecitazione. Le barre, di 30 mm di diametro, sono in acciaio inossidabile INOX con uno snervamento caratteristico $f_{yk,02} \geq 700 \text{ N/mm}^2$. Esse sono alloggiare in fori di 36 mm di diametro, praticati nell'anima della trave, e successivamente sigillati con malta speciale dopo la messa in tiro delle barre (Fig. 17 e 18).

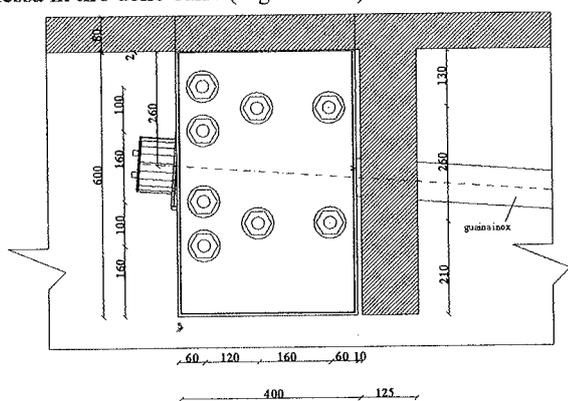


Figura 17 - Geometria del sistema d'ancoraggio

Il betoncino utilizzato nei "nasi" è del tipo Stabilmem, caratterizzato da una buona lavorabilità e, soprattutto, con caratteristiche controllate di ritiro e viscosità. Il getto di tale calcestruzzo è stato effettuato entro appositi casseri a perdere, in lamiera di acciaio inossidabile AISI 304, avente uno spessore di 3 mm.

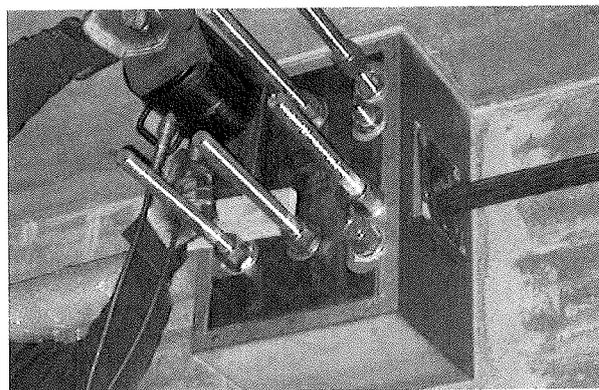


Fig. 18 - Fase esecutiva per il posizionamento delle "scatolette" e dei trefoli e tesatura delle barre

7.3 - Il sistema di deviazione dei cavi: il "deviatore"

Per il sistema di deviazione del tracciato dei cavi di trasferimento della forza di sostentamento $2V$, in mezzeria delle travi, si sono studiate più possibilità.

Come si può osservare dall'esame degli schemi della figura 19, volendo realizzare la deviazione dei cavi mediante un apparecchio metallico (naturalmente tutto in acciaio inossidabile, con la relativa bulloneria), si presentavano due possibilità, che potremmo chiamare rispettivamente l' "albero" e l' "altalena", entrambe costituite da due "tralicci" resistenti, messi sui due fianchi del traverso, che vi passa in mezzo. Tra le due soluzioni, anche se essa è forse più "tortuosa" nel trasferire i carichi, si è preferita la soluzione b), ad altalena, in quanto nei punti di contatto C dei puntoni contro l'anima della trave, le compressioni vengono trasmesse alla trave ortogonalmente all'anima (e quindi in modo garantito), mentre invece il trasferimento avviene obliquamente nell'albero (e quindi accettabile solo con un'apposita organizzazione delle superfici dell'anima, come è segnato in figura, cosa che avrebbe però intaccato le originarie strutture del progetto PONTI-NERVI).

Anche l'aspetto estetico, considerato con molto riguardo dai progettisti architettonici, ha fatto decidere per la soluzione b).

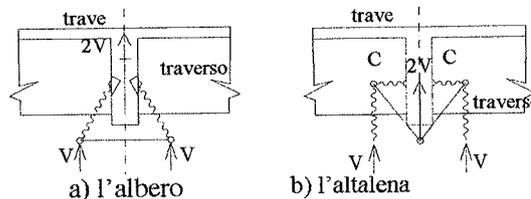


Fig. 19 - Possibilità di trasferimento dei carichi V dal "punto" di deviazione dei cavi alla trave ($2V=2P\text{sen}\alpha$)

La pratica costituzione dell'apparecchio è rappresentata nelle successive figure 20 e 21, ove le "aste" del traliccio resistente sono materializzate da lamiera saldate su due piastre trasversali alla trave, chiamate piastre-coltello.

Tali lamiere, che materializzano le aste del traliccio, nella parte superiore dell'apparecchio non possono essere passanti, poiché incontrerebbero l'anima del traverso e, quindi, si limitano ad essere spezzoni di lamiera saldati alle piastre-coltello. Tutta la carpenteria ora descritta è in acciaio inos-

VALUTAZIONE DELLE PRESTAZIONI DI ELEMENTI IN C.A. E C.A.P. TRAMITE MODELLAZIONE STRUT-AND-TIE

Stefania Arangio¹, Luciano Catallo², Angelo Rago³

¹ Laureanda in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", stefyarangio@yahoo.it.

² Dottorando in Ingegneria Civile, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", luciano.catallo@uniroma1.it.

³ Ingegnere Civile, Studio Tecnico "P.&A. S.r.l.", Roma, a_rago@tin.it.

SOMMARIO

La progettazione di elementi strutturali in cemento armato (C.A.) e cemento armato precompresso (C.A.P.) richiede la definizione dello stato tensionale e quindi di una idonea analisi strutturale. Questo è in generale un lavoro complesso da condurre in zone della struttura caratterizzate da discontinuità statiche o geometriche (*D-Regions*). La modellazione *Strut-and-Tie* costituisce un criterio razionale per condurre l'analisi strutturale in tali zone particolari, al fine di valutare adeguatamente le prestazioni degli elementi strutturali in C.A. e C.A.P. Sulla base di questa teoria, il presente lavoro tratta, in forma semplice, dell'applicazione del modello *Strut-and-Tie* ad una trave in cemento armato precompresso, evidenziando i passi di una tale modellazione.

SUMMARY

The design of reinforced concrete (R.C.) and prestressed concrete (P.C.) structural elements needs the definition of the stress field and also the correct structural analysis. Generally, this is a complex work to lead in structural parts characterized by static and geometrical discontinuities (*D-Regions*). The *Strut-and-Tie* modeling is a rational criterium to lead the structural analysis in this particular zone, in order to evaluate carefully the performances of the R.C. and P.C. structural elements. Based on this theory, this study deals with the application of *Strut-and-Tie* model to post-tensioned concrete beam, emphasizing the steps of this modeling.

1. INTRODUZIONE

L'attuale filosofia di progettazione è ormai orientata verso un approccio di tipo sostanzialmente prestazionale, finalizzato quindi al raggiungimento di una soluzione progettuale che non rappresenti un'applicazione automatica di prescrizioni, ma che garantisca il raggiungimento di assegnati obiettivi prestazionali.

Nell'ambito di un approccio progettuale effettuato in quest'ottica, una corretta analisi strutturale assume un ruolo fondamentale. Essa, infatti, permette di valutare lo stato tensionale degli elementi considerati e quindi l'effettiva domanda prestazionale di questi.

Per la scelta del tipo di analisi strutturale, all'interno degli elementi strutturali in C.A. e C.A.P. si individuano due tipologie di zone che presuppongono metodologie di analisi differenti: le B-Regions (beam, Bernoulli) sono le zone in cui sono valide le ipotesi di Bernoulli ed è quindi applicabile la

teoria della trave di De Saint Venant; le D-Regions (discontinuity, disturbance, detail), invece, sono le zone di diffusione caratterizzate da concentrazioni di sforzi dovuti a discontinuità statiche (carichi concentrati) o geometriche (mensole tozze, bruschi cambi di sezione, ecc..) e necessitano un approccio differente [2], [3], [6].

La maggior parte delle D-Regions più comuni, come le travi alte o le mensole tozze vengono progettate utilizzando metodi empirici o dettati dall'esperienza ma l'evoluzione del concetto di progettazione presuppone l'abbandono di un impostazione di questo tipo. Infatti, il trattamento inadeguato di queste zone è spesso la causa principale di fessurazione o rottura prematura del calcestruzzo.

Una valida analisi deve essere orientata alla previsione realistica del comportamento strutturale e questo implica l'utilizzazione di un approccio più scientifico.

La modellazione *Strut-and-Tie* costituisce un criterio razionale per condurre l'analisi strutturale in tali zone particolari. Questa tecnica di modellazione, che trova fondamento nei principi generali dell'Analisi Limite, prevede la riduzione del campo di sforzi ad uno schema discreto equilibrato composto da elementi soggetti a stati di sforzo costanti [9], [10], [14].

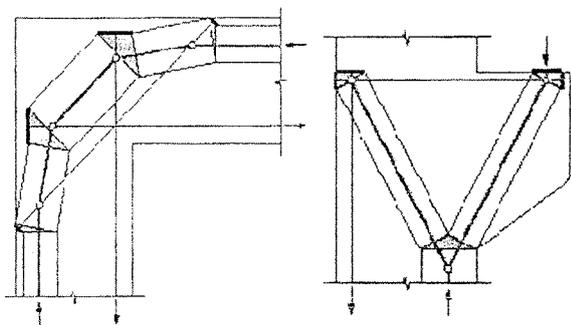


Figura 1- Esempi di tipiche modellazioni Strut-and-Tie [20]

Lo studio delle zone diffusive di elementi strutturali in C.A. e C.A.P., attraverso la generalizzazione dell'analogia con la trave reticolare, viene quindi ricondotto a quello di uno schema a traliccio. L'individuazione dello schema resistente più opportuno per il problema in esame permette di migliorare la qualità del sistema strutturale

2. MODELLAZIONE STRUT-AND-TIE

2.1 Generalità

Il modello di calcolo, a cui si perviene utilizzando una modellazione Strut-and-Tie, propone la condensazione del complesso flusso di sforzi presente nelle zone di diffusione in un insieme discreto di elementi compressi (puntoni o struts) e tesi (tiranti o ties) tra loro interconnessi in regioni nodali.

Le ipotesi alla base di questo tipo di modellazione [13] prevedono che gli elementi tesi siano di acciaio e simulino armature e cavi da precompressione; quelli compressi, invece, sono in calcestruzzo e assorbono gli sforzi di compressione. Il calcestruzzo viene ipotizzato incapace di resistere a trazione. Inoltre, si presuppone che il traliccio sia equilibrato e che il collasso di questo avvenga quando un puntone raggiunge la crisi per schiacciamento o un numero sufficiente di tiranti si plasticizza permettendo la formazione di un meccanismo. Queste assunzioni conducono ad una stima per difetto della capacità portante in quanto soddisfano il Teorema Statico dell'Analisi Limite. Si ottiene in questo modo uno schema a traliccio in grado di modellare sia il meccanismo di trasmissione dei carichi, sia la ripartizione dei ruoli portanti tra calcestruzzo ed acciaio.

Un tale modello può essere ipotizzato con riferimento a condizioni di esercizio o ultime. Dato che una struttura fessurata può risultare incapace di sviluppare la ridistribuzione di sforzi necessaria per realizzare il percorso di equilibrio ipotizzato, si preferisce considerare una situazione di esercizio. In questo modo si garantisce l'istaurarsi di una condizione di equilibrio che si può considerare valida fino allo stato limite ultimo.

2.2 Procedimento

Il processo di modellazione può essere schematizzato in cinque fasi fondamentali riportate nel diagramma di flusso di Figura 2 [1].

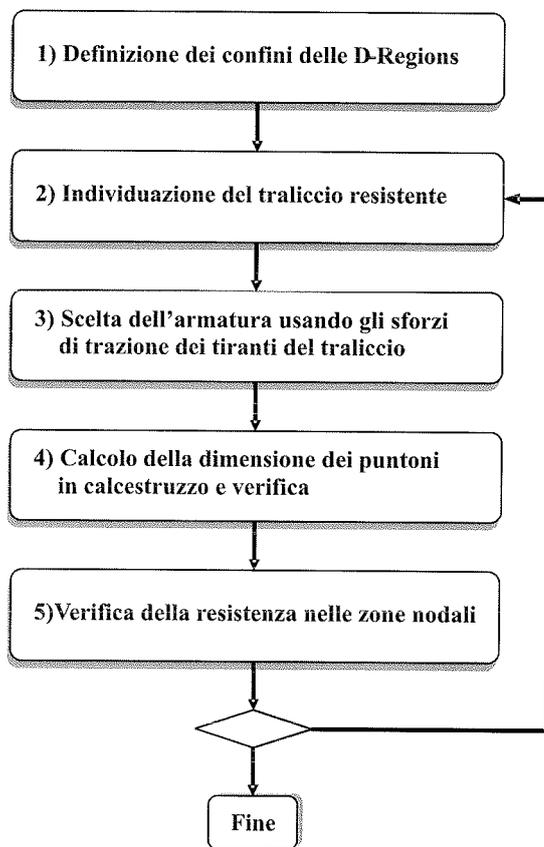


Figura 2 - Diagramma di flusso delle fasi di modellazione

3. APPLICAZIONE

3.1 Descrizione dell'elemento

L'elemento strutturale analizzato è una trave a doppia *T* precompressa ad estradosso parabolico [1], [8], [15]. La trave è lunga 20.7 m (Fig.3). L'altezza della sezione di mezzeria è di 1.8 m e varia con legge parabolica fino al valore di 1 m all'estremità. Lo spessore dell'anima è di 14 cm . La sezione di appoggio è stata ingrandita per un tratto di 135 cm dall'estremità utilizzando una sezione rettangolare con larghezza fissa pari a 42 cm (Fig.5). Per la precompressione sono stati utilizzati 4 cavi post-tesi (Fig.4).

3.2 Applicazione del processo di modellazione

3.2.1 Definizione dei confini della D-Region

La regione di estremità della trave è caratterizzata da una duplice discontinuità: esiste una discontinuità geometrica a causa del brusco cambio di forma della sezione ed una statica data dalla reazione puntuale in corrispondenza dell'appoggio e dall'effetto del tiro dei cavi.

Per determinare l'estensione della D-Region si possono usare i risultati di un'analisi elastica: infatti le zone di

diffusione sono quelle caratterizzate da concentrazioni di sforzo che si attenuano allontanandosi dalla discontinuità.

Per quantificare in maniera più semplice l'estensione della zona di diffusione si può partire da quanto enunciato dal principio di De Saint Venant: la zona in cui si possono ritenere valide le ipotesi di Bernoulli inizia ad una distanza dagli estremi pari a circa l'altezza della trave; questo valore rappresenta proprio il confine tra la zona di diffusione e la zona in cui è applicabile la teoria della trave.

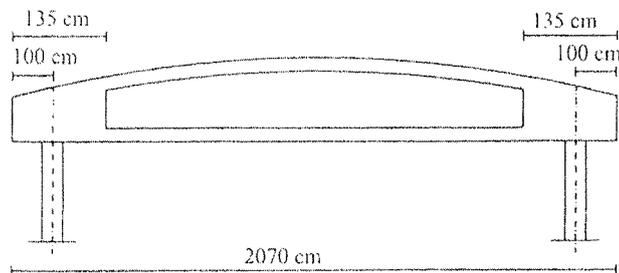


Figura 3 - Geometria della trave

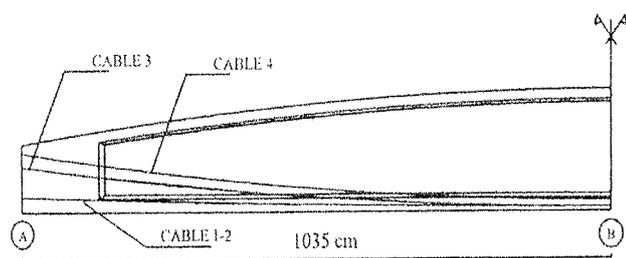


Figura 4 - Disposizione dei cavi

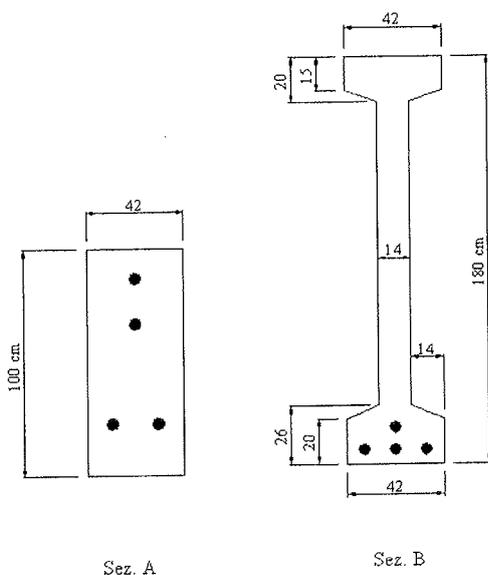


Figura 5 - Sezioni di estremità (sez. A) e di mezzeria (sez. B)

Utilizzando questo criterio la zona da studiare si estende per 255 cm dall'estremità della trave: 135 cm sono quelli in cui ci sono gli effetti di discontinuità dati dal tiro dei cavi e

dalla reazione di appoggio e 120 cm è l'altezza della trave al momento del cambio di sezione (Fig.6).

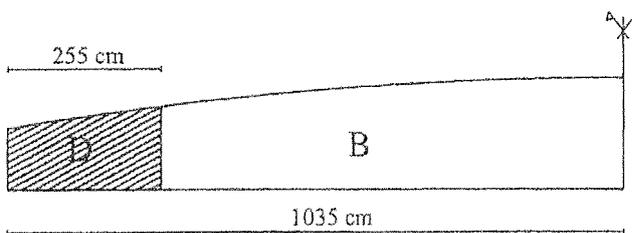


Figura 6 - Suddivisione in B-Regions e D-Regions

3.2.2 Scelta del traliccio

Non esiste un unico schema a traliccio associato ad un determinato problema. Esistono infiniti tralicci equilibrati. Il primo passo per identificare quello che più rappresentasse l'effettivo schema resistente dell'elemento strutturale è stato quello di svolgere un'analisi elastica lineare agli elementi finiti (Fig.7). Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata.

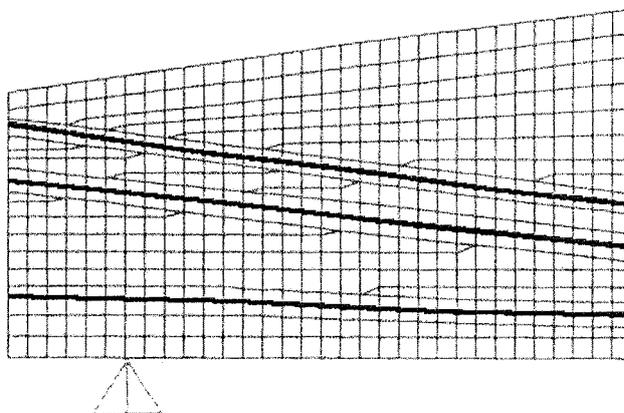


Figura 7 - Discretizzazione della D-Region

Lo scopo di un'analisi preliminare di questo tipo è quello di valutare la direzione delle tensioni principali (Fig.8, 9 e 10). Un primo traliccio base, infatti, è stato definito orientando le bielle in accordo con l'andamento delle linee isostatiche. Successivamente, attraverso un procedimento iterativo, si è arrivati al modello finale.

Per arrivare alla scelta del traliccio sono stati presi in considerazione una serie di fattori. A livello analitico sono state fatte considerazioni di tipo energetico: si è cercato il modello con il minimo di energia di deformazione. Questa si può esprimere con la seguente relazione:

$$\sum_i F_i \cdot l_i \cdot \epsilon_i = \min$$

in cui F , l , ϵ indicano rispettivamente sforzo assiale, lunghezza e deformazione dell'elemento i -esimo.

Dato che i tiranti di acciaio sono molto più deformabili dei puntoni di calcestruzzo la sommatoria è stata limitata alle sole aste tese.

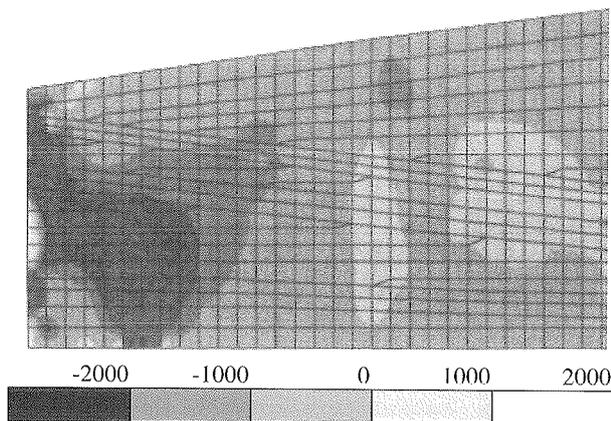


Figura 8 - Tensioni trasversali

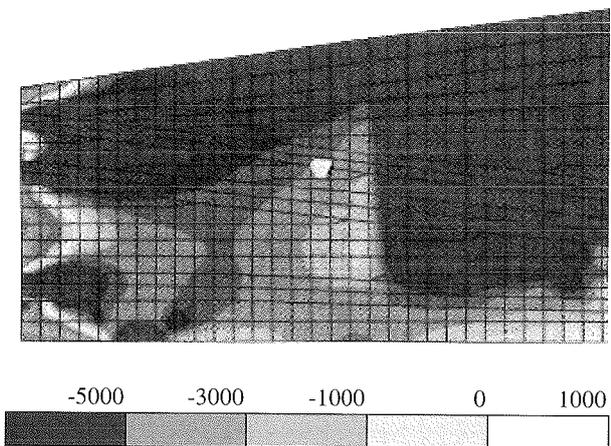


Figura 9 - Tensioni longitudinali

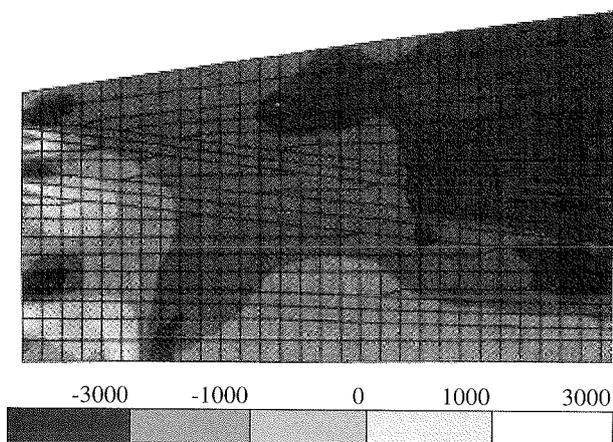


Figura 10 - Sforzi di taglio

Gli altri fattori presi in considerazione sono stati di carattere pratico: ci si è orientati verso un modello che avesse i tiranti in posizione orizzontale e verticale rendendo possibile una più facile trasposizione di questi in armatura e si è cercato

un modello che fosse in grado di rappresentare l'effettivo stato tensionale della zona analizzata nel modo più accurato possibile. L'applicazione di questi criteri si può notare analizzando alcuni dei tralicci che sono stati presi in considerazione (Fig. 12).

- Il *traliccio 1* è quello base ottenuto dal posizionamento dei puntoni lungo le direzioni principali degli sforzi di compressione. A causa di notevoli discontinuità nella distribuzione degli sforzi è stata ipotizzata la presenza di un nodo nel punto A. Questo modello, però, non risulta in grado di cogliere le zone a trazione nei pressi dell'appoggio che risultano chiaramente visibili nel modello agli elementi finiti. Il processo è proseguito e si è cercata una distribuzione dei puntoni tale che i tiranti risultanti dall'equilibrio fossero in grado di rappresentare in modo efficace le zone a trazione.
- Una delle soluzioni in questo senso è rappresentata dal *traliccio 2*; in questo modello, però, il tirante più sollecitato si trova in posizione trasversale, cosa che a livello operativo impedisce una traduzione in armatura che rappresenti una effettiva corrispondenza tra il modello e le barre.
- Procedendo nella ricerca sono state considerate altre configurazioni equilibrate. Tra queste ne sono state ricavate alcune che presentavano valori tensionali in disaccordo con i risultati dell'analisi elastica. Il *traliccio 3*, ad esempio, pur risultando quello caratterizzato dalla minore energia di deformazione è stato scartato in quanto considerato un modello non consistente.
- Un cambiamento nella disposizione dei puntoni nella zona in cui il traliccio non era in grado di cogliere l'effettivo stato tensionale ha portato al *traliccio 4*, che presenta uno stato di sollecitazione coerente ma difficilmente traducibile in disposizioni di armatura.
- La ricerca è quindi proseguita indirizzandosi verso un modello simile al precedente, ma con i tiranti in posizione orizzontale e verticale arrivando così al *traliccio 5*. Questo risulta il modello caratterizzato dal più basso valore di energia e le bielle tese sono tutte orizzontali e verticali. L'iterazione si sarebbe potuta arrestare a questo punto.
- Il modello successivo, il *traliccio 6*, risulta essere più raffinato del precedente. Infatti, andando a fare un confronto tra i due, si può notare che sono caratterizzati dalla stessa energia di deformazione, ma il *traliccio 6* risulta più aderente alla realtà perché i due tiranti obliqui *DH* e *HD* mettono in evidenza la necessità di disporre armatura diffusa in quella zona. Questa ulteriore armatura ha lo scopo di garantire un comportamento duttile del materiale affinché sia in grado di istaurarsi il meccanismo di collasso ipotizzato.

TRALICCIO	F [kN]	l [m]	ϵ	Energia [kN m]
1	876	2,64	0,002	1,38
2	868	2,57	0,002	1,41
3	620	2,3	0,002	1,04
4	708	2,77	0,002	1,17
5	687	2,61	0,002	1,13
6	688	3,49	0,002	1,13

Figura 11 - Confronto energetico tra i tralicci

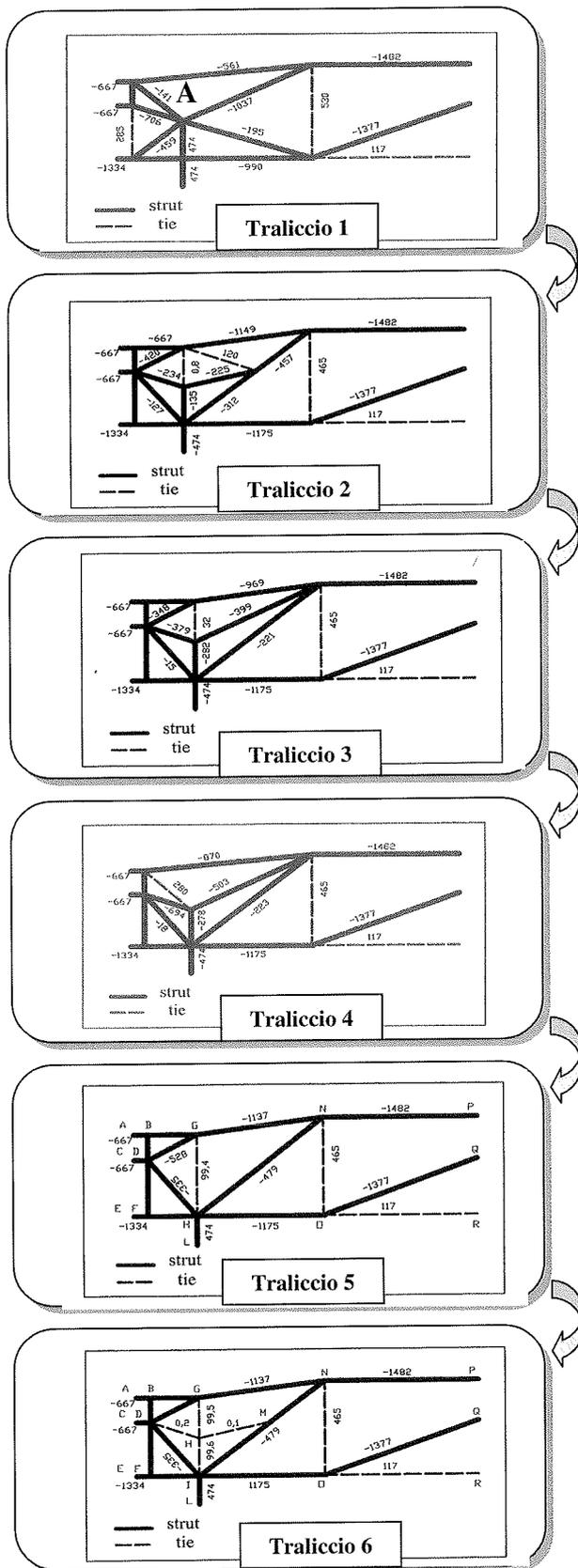


Figura 12 - Evoluzione del processo di ottimizzazione del traliccio

La tabella di Figura 11 riporta il confronto energetico tra i vari modelli esaminati. Da questo confronto effettuato tra alcune delle modellazioni possibili si nota come le considerazioni di carattere energetico debbano comunque procedere di pari passo con gli aspetti operativi per portare ad una soluzione valida.

In Figura 12 è mostrato il processo di ottimizzazione del traliccio resistente.

3.2.3 Scelta dell'armatura

Utilizzando le forze interne associate ai tiranti sono stati ricavati i quantitativi di armatura.

Per il dimensionamento dell'armatura di frettaggio sono stati considerati gli sforzi dei tiranti GH e HI , pervenendo alle relazioni:

$$A_{DF} = \frac{N_{DF}}{\phi \cdot f_{yd}}$$

$$A_{GH} = \frac{N_{GH}}{\phi \cdot f_{yd}}$$

$$A_{frettaggio} > 3.13 \text{ cm}^2$$

Utilizzando 4 $\phi 8$ a due braccia:

$$A = 4,201 \text{ cm}^2 > 3,13 \text{ cm}^2$$

Con analogo procedimento è stato ricavato il quantitativo di armatura a taglio.

Un risultato interessante è stato ottenuto da un confronto con un precedente dimensionamento dell'elemento effettuato utilizzando uno schema a traliccio meno accurato: la ricerca di uno schema resistente più adeguato al problema in esame ha permesso un risparmio dell'11% di armatura.

3.2.4 Calcolo delle dimensioni dei puntone

Le bielle del traliccio hanno dimensioni finite ed individuano zone caratterizzate da campi tensionali uniformi. La lunghezza delle bielle è quella delle aste del traliccio. Per determinare l'altezza è stata utilizzata una formula del tipo:

$$h_{biella} = \frac{N}{f_{cd}^* \cdot b}$$

in cui N è lo stato di sforzo del puntone, b è lo spessore della trave (nel caso in esame 42 cm per la sezione piena e 14 cm per l'anima della trave) ed f_{cd}^* è la resistenza di progetto a compressione monoassiale, che è stata modificata attraverso un fattore di efficienza ν ($f_{cd}^* = f_{cd} \cdot \nu$). Questo è un fattore il quale considera che l'effettivo stato di sollecitazione generalmente è pluriassiale ed è possibile quindi la presenza di tensioni in direzione trasversale.

Il fattore ν viene introdotto con una duplice finalità: da una parte serve a minimizzare lo scostamento dai risultati teorici, dall'altra agisce in accordo con il teorema statico conducendo ad una stima per difetto della capacità portante. Il valore da esso assunto nel caso esaminato è stato posto uguale a 0,6 [9], [11], [21].

Dimensionando le varie bielle si è ottenuto il traliccio di Figura 13.

3.2.5 Verifica delle zone nodali

Le aste del traliccio rappresentano zone caratterizzate da stati di tensione uniformi. Per verificare che il campo tensionale sia staticamente ammissibile, cioè equilibrato e

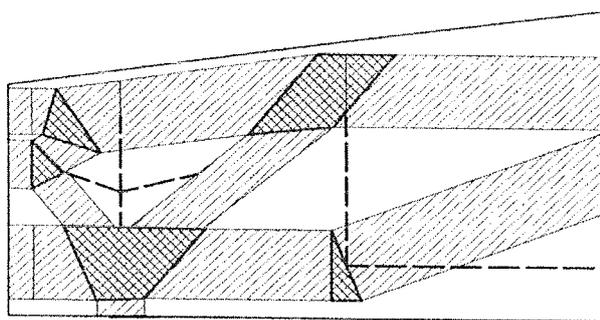
conforme, bisogna verificare che la condizione di conformità sia soddisfatta anche nelle zone nodali che si trovano in regime pluriassiale.

A titolo di esempio è stato considerato il nodo *D* nel quale convergono le tre aste compresse *AD*, *DB* e *GB*. Il primo controllo che è stato effettuato è stato quello sulla verifica dell'equilibrio tra le forze concorrenti nel nodo.

La determinazione dello stato di sforzo è stata condotta attraverso una costruzione grafica dei cerchi di Mohr, che individuano lo stato tensionale piano considerato.

Il nodo considerato presenta una situazione particolare: i puntoni sono caratterizzati da stati di tensione uniformi ed il cerchio di Mohr degenera in un punto. E' un caso di stato di tensione idrostatico.

Figura 13 - Traliccio con i puntoni dimensionati



4. CONCLUSIONI

Per valutare la capacità portante di un elemento strutturale sede di discontinuità statiche e geometriche si può utilizzare la modellazione Strut-and-Tie. Questa consiste nella individuazione di un modello a traliccio che prevede la condensazione del flusso di sforzi in un insieme discreto di elementi tesi e compressi.

Attraverso il dimensionamento e la verifica di una trave in C.A.P., caratterizzata da fenomeni diffusivi nella zona di estremità, sono state esposte le varie fasi della modellazione dimostrando che l'utilizzo di un criterio razionale per la progettazione di zone di questo tipo permette una migliore valutazione delle prestazioni dell'elemento considerato.

5. RINGRAZIAMENTI

Il presente studio è stato reso possibile grazie ai fondi di ricerca COFIN2002, di cui è responsabile scientifico Franco Bontempi, professore straordinario dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza".

Gli autori intendono altresì esprimere i loro ringraziamenti al prof. Franco Bontempi, dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza", ed al prof. Fabio Biondini, del Politecnico di Milano, per le efficaci indicazioni utili al fine del conseguimento di questi risultati.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] ARANGIO S., CATALLO L., RAGO A. – 2003, *Design of Reinforced Structures with Strut-and-Tie Model*, Proceedings of ISEC02 Conference, Rome.
- [2] BALDASSINO N. - 2002, *Modellazione Strut-and-Tie di Elementi Strutturali in Calcestruzzo Armato: Criteri*

per la Definizione del Modello a Traliccio. Sito web <http://www.buildup.it/Portal/>.

- [3] BALDASSINO N. – 2002, *Modellazione Strut-and-Tie di Elementi Strutturali in Calcestruzzo Armato: Meccanismi Elementari e Criteri di Dimensionamento*. Sito web <http://www.buildup.it/Portal/>.
- [4] BELLUZZI O. – 1981, *Scienza delle Costruzioni*, vol.1, Zanichelli, Bologna.
- [5] BIONDINI F., BONTEMPI F., SIMONE A. – 2002, *Progettazione ottimale di strutture in cemento armato di assegnate prestazioni, Giornate Aicap 2002*, Bologna.
- [6] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G. – 1999, *Optimal Strut-and-Tie Models in Reinforced Concrete Structures, Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences*, 6(3-4), 279-293.
- [7] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G. – 2001, *Validità e calibrazione dei metodi statici per l'analisi limite di elementi in cemento armato*. Sito web <http://www.buildup.it/Portal/>.
- [8] CATALLO L. – 2000, *Analisi non lineare di strutture in C/CAP mediante algoritmi genetici di ottimizzazione*, Tesi di Laurea Università "La Sapienza", Roma.
- [9] COLLINS M.P., MITCHELL D. – 1980, *Shear and Torsion Design of Prestressed and Nonprestressed Concrete Beam, PCI Journal*, vol.25, n.5, pp.32-100.
- [10] DONAGGIO E. – 1994, *Manuale del calcestruzzo armato*, Zanichelli Editore S.p.A., Bologna.
- [11] MALERBA P.G. – 1999, *Modellization of the Diffusion Zones in R.C. Elements through Discrete Schemes, Proceedings of the First International Conference on Advances in Structural Engineering & Mechanics (ASEM)*. Keynote lecture, Seoul, Korea.
- [12] MALERBA P.G. – 2001, *Modelli discreti per il progetto delle zone diffuse in elementi in cemento armato*. Sito web <http://www.buildup.it/Portal/>.
- [13] MARTI P. – 1985, *Truss Models in Detailing, Concrete International*, 12, 46-56.
- [14] POZZATI P., CECCOLI C. – 1999, *Teoria e Tecnica delle Strutture*, UTET, Torino.
- [15] RAGO A. – 2000, *Analisi probabilistica di strutture intelaiate in c.a./c.a.p. in campo non lineare*, Tesi di Laurea Università "La Sapienza", Roma.
- [16] ROGOWSKY D.M., MAC GREGOR J.G. – 1986, *Design of Reinforced Concrete Deep Beams, Concrete International*, 8, 49-58.
- [17] SCHLAICH J., SCHÄFER K. 1991. *Design and Detailing of Structurale Concrete using Strut-and-Tie Models. The Structural Engineer*, 69(6), 113-125.
- [18] SCHLAICH J., ANAGNOSTOU G. – 1990, *Stress Fiels for Nodes of Strut-and-Tie Models, ASCE Journal of Structural Engineer*, 116(1), 13-23.
- [19] SCHLAICH J., SCHÄFER K., JENNEWIN M. – 1987, *Toward a Consistent Design of Structural Concrete, PCI Journal*, 32(3), 72-150.
- [20] SIGRIST V., ALVAREZ M., KAUFMANN W. – 1995, *Shear and Flexure in Structural Concrete Beams, Ultimate Limit State Design Models, CEB Bulletin d'Information*, 223.
- [21] VECCHIO F.J., COLLINS M.P. - 1988, *Predict the response of reinforced beams subjected to shear using modified compression field theory, ACI Structural Journal*.

COMPORTAMENTO AL FUOCO DI SEZIONI INFLESSE IN CALCESTRUZZO LEGGERO AD ALTE PRESTAZIONI

Patrick Bamonte¹, Roberto Felicetti¹, Pietro G. Gambarova¹

¹ Politecnico di Milano.

SOMMARIO

L'uso crescente del calcestruzzo ad aggregato leggero, a normal resistenza e ad alte prestazioni (LWC e HPLWC), in costruzioni importanti passibili di incendio - quali gli edifici alti, le piattaforme petrolifere, i ponti ed i viadotti - richiede una approfondita conoscenza del comportamento termico e meccanico del materiale ad alta temperatura. Ciò è tanto più necessario in quanto la perdita di resistenza e l'aumento di deformabilità del calcestruzzo ad alta temperatura sono fra i fattori maggiori che controllano il comportamento meccanico delle strutture in c.a. soggette all'incendio. In questo lavoro, alcune sezioni tipiche degli elementi in c.a. inflessi realizzati in calcestruzzo alleggerito a normal resistenza e ad alte prestazioni (sezioni rettangolari per travi e piastre, e a T per travi) vengono studiate in presenza di incendio standard, al fine di confrontare il loro comportamento con quello delle sezioni in calcestruzzo ordinario (NSC). Nel complesso le sezioni in calcestruzzo alleggerito risultano più sensibili all'incendio di quelle in calcestruzzo ordinario, ma le differenze - pur non marginali - sono limitate. Per quanto concerne poi il calcolo, si dimostra ancora valido il metodo della sezione ridotta o efficace, con l'isoterma di riferimento a 500°C.

SUMMARY

The increasing use of normal and high-performance light-weight concretes (LWC and HPLWC) in large structures at risk of fire (like tall buildings, off-shore platforms, bridges and viaducts) requires an in-depth knowledge of materials thermal and mechanical properties at high temperature. This is even more necessary since the strength decay and the increasing deformability at high temperature are among the major factors controlling the mechanical behavior of any R/C structure subjected to a fire. In this paper, a number of typical sections used in R/C members loaded in bending (rectangular sections for beams and slabs, and tee sections for beams) made of LWC and HPLWC are analyzed in standard fire conditions, to make comparisons with ordinary, normal-strength concrete (NSC). On the whole, LWC and HPLWC sections turn out to be more temperature-sensitive than NSC sections, but there are no major differences. As for the analysis, the reduced- or effective-section approach can still be applied, with reference to the isotherm 500°C.

Introduzione

La comprensione e la modellazione del comportamento meccanico delle strutture in c.a. e c.a.p. soggette ad incendio rappresenta tuttora una sfida per tecnici e ricercatori, a causa dei molti fattori che entrano in gioco, quali il comportamento costitutivo di calcestruzzo ed armatura, il comportamento dei singoli elementi strutturali, le condizioni iniziali e di vincolo, la continuità strutturale, gli effetti a lungo termine, la tipologia dell'incendio e la storia dei carichi [1-9].

La sfida dell'incendio è stata raccolta ricorrendo a prove al vero su strutture ed elementi strutturali, la cui complessità ed il cui costo hanno però via via favorito lo sviluppo di un ampio spettro di modelli matematici e codici di calcolo. Si va dalle soluzioni relativamente semplici suggerite dall'analisi limite alla discretizzazione per elementi finiti, con disaccoppiamento dei comportamenti termico e meccanico. Tuttavia, oggi il modo più promettente e "moderno" per affrontare l'analisi all'incendio è quello di integrare gli aspetti igro-termo-meccanici in un unico, e necessariamente complesso, modello. I suddetti tre livelli della modellazione vengono incontro ad esigenze specifiche e diverse del calcolo, ben rappresentate - a complessità crescente - dal calcolo della capacità portante ultima di una sezione pressoinflessa, dall'analisi del comportamento di un telaio iperstatico, e dalla

modellazione dello spacco superficiale del calcestruzzo (spalling). Quest'ultimo problema, assai rilevante ai fini della durabilità e della resistenza in condizioni estreme, nasce per la combinazione della pressione di vapore (indotta nei pori dalla temperatura) e degli sforzi dovuti ai carichi [7].

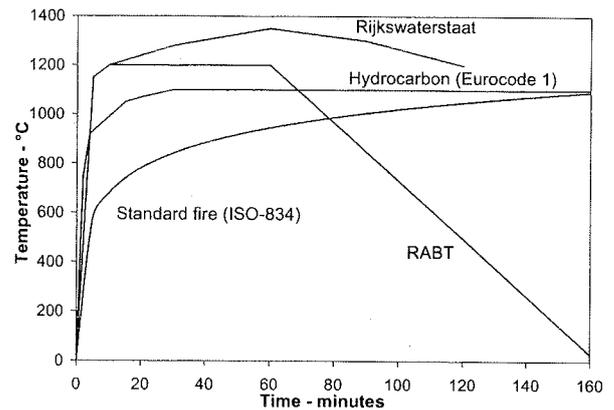
In questo lavoro, senza la pretesa di essere esaurienti, si studia la capacità portante - o resistente - ultima di alcune sezioni inflesse in calcestruzzo armato (con forma rettangolare e a T), facendo riferimento all'incendio standard (curva ISO-834, Fig.1a). In analogia ad una precedente nota sulle sezioni pressoinflesse [10], vengono considerati 3 differenti materiali, che vedono accanto ad un calcestruzzo ordinario di riferimento (NSC, $f_c = 40$ MPa, $\rho_c = 2300$ kg/m³) due calcestruzzi ad aggregato leggero, l'uno a normal resistenza (LWC, $f_c = 40$ MPa, $\rho_c = 1800$ kg/m³) e l'altro ad alte prestazioni (HPLWC, $f_c = 60$ MPa, $\rho_c = 1900$ kg/m³).

Vengono ricavati i diagrammi relativi al momento resistente ultimo per diverse durate di incendio, al fine di chiarire il ruolo della forma della sezione e del tipo di materiale.

Per quanto riguarda l'uso via via crescente dei calcestruzzi leggeri strutturali, sia ordinari che ad alte prestazioni, si possono citare gli impalcati da ponte (Fig.1b), i ponti in avanzamento [11] e le piattaforme petrolifere.



(b)



(a)

Figura 1 - (a) Curve di incendio; (b) Ponte Coronado, San Diego, USA (lunghezza \approx 3500 m, impalcato a travi in calcestruzzo alleggerito precompresso, 1969 [12]).

1. Analisi sezionale termica

La capacità portante ultima delle sezioni di travi e pilastri in c.a. soggette ad incendio è generalmente studiata ricorrendo all'analisi limite, con l'obiettivo di verificare la sezione per una assegnata durata di incendio. Naturalmente questo tipo di analisi, basato sull'approccio cinematico con limitazione delle deformazioni, si accompagna con l'introduzione di molte ipotesi semplificatrici, in quanto non solo si attua il disaccoppiamento termo-meccanico (il che comunque è ragionevole a temperature medio-alte), ma si trascurano vari fattori importanti quali le tensioni prodotte dai gradienti termici, gli effetti del secondo ordine dovuti all'aumento della curvatura per cause termiche, lo spacco superficiale del calcestruzzo, la viscosità transitoria attivata dai carichi applicati durante l'incendio e la natura stocastica di pressochè tutti i fattori chimico-fisico-meccanici coinvolti nell'incendio.

Per quanto riguarda in particolare gli effetti statici sezionali, si introducono per calcestruzzo ed armatura leggi tensione-deformazione dipendenti dalla temperatura ed in generale diverse per l'analisi "a caldo" (durante l'incendio, proprietà a caldo dei materiali) e per l'analisi "a freddo" (dopo l'incendio, proprietà residue dei materiali). E' infatti evidente che la progettazione al fuoco (*Fire Design*) riguarda la

sicurezza strutturale non solo a fronte di una assegnata durata di incendio, ma anche dopo l'incendio, allorchè è necessario valutare il livello di sicurezza residuo, per definire gli interventi di ripristino strutturale, o in alternativa l'abbattimento della struttura.

In questo lavoro l'analisi termica viene condotta integrando numericamente l'equazione di Fourier in assenza di sorgenti e pozzi di calore, ed usando un codice ad elementi finiti basato su un algoritmo esplicito per l'integrazione nel tempo. Le condizioni termiche al contorno sono rappresentate dalla curva temperatura-tempo standard. Ogni sezione è divisa in areole (Fig.2a), e - come d'uso - l'armatura viene ignorata in questa fase [13]. Fra i dati in ingresso vengono introdotte le proprietà termiche e fisiche del calcestruzzo, in funzione della temperatura.

Pur essendo richiesta nella maggior parte delle analisi termiche la sola diffusività termica D_c , i codici di calcolo prevedono in generale l'introduzione separata dei tre parametri conducibilità termica λ_c , calore specifico c_c e densità ρ_c . Nel caso in esame, note D_c e ρ_c per via sperimentale, occorre assumere λ_c o c_c per ricavare il terzo parametro. Essendo i tre suddetti parametri diversi per i tre materiali studiati, per il calcestruzzo ordinario si è data per nota la conducibilità termica, e per i calcestruzzi leggeri il calore specifico. In Fig.2a sono rappresentate qualitativamente le isoterme per una assegnata durata di incendio, mentre in Fig.2b è diagrammata la temperatura lungo la mediana verticale della sezione. Nell'ipotesi che il piano mediano verticale sia piano di simmetria anche per le condizioni termiche al contorno, la mediana verticale è la corda mediamente più fredda, con implicazioni che verranno illustrate nel seguito.

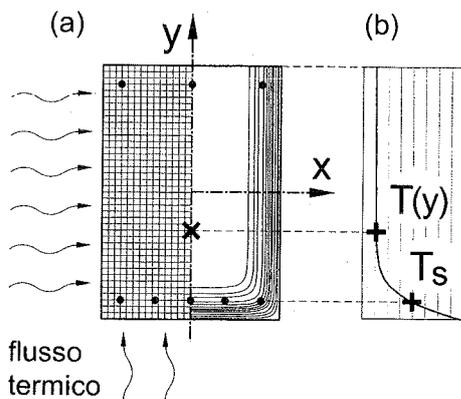


Figura 2 - (a) Sezione tipica di un elemento inflesso riscaldato lungo i fianchi e la faccia inferiore; e (b) diagramma della temperatura sulla corda più fredda.

2. Analisi sezionale meccanica

All'evolvere dell'incendio, la capacità portante ultima in flessione viene valutata adottando un approccio cinematicamente ammissibile, con limitazioni sulle deformazioni.

Sulla base dell'ipotesi di sezioni piane, i diagrammi lineari della deformazione normale $\epsilon_c(y)$ vengono scelti in modo che - per ogni assegnata durata di incendio t^* - non venga mai superata la deformazione ultima $\epsilon_{cu}[T(t^*)]$ lungo la corda più

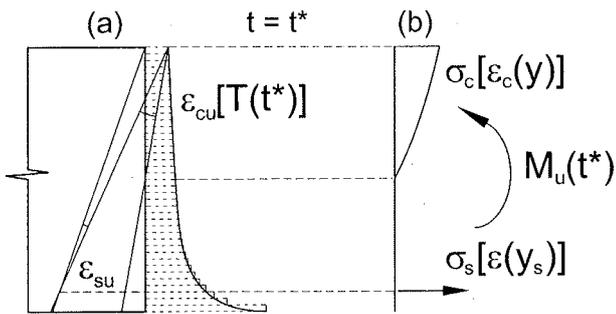


Figura 3 - (a) Diagramma della deformazione ultima nel calcestruzzo, e diagrammi lineari-tipo della deformazione normale; (b) diagramma qualitativo della tensione.

fredda (Fig.3a, curva continua). Tale corda coincide - come si è detto - con la mediana verticale della sezione, che è anche asse di sollecitazione in questo problema di flessione retta. La distribuzione sezionale di $\epsilon_c(y)$ non dipende dalla coordinata x . Ne segue che, essendo tutte le altre corde mediamente più calde e quindi con materiale più duttile, il rispetto della deformazione ultima sulla mediana verticale comporta necessariamente il rispetto della deformazione ultima ovunque nella sezione.

Per ogni durata di incendio e per la corrispondente distribuzione di $\epsilon_{cu}[T(t^*)]$ lungo la corda più fredda, si ricerca il profilo deformativo $\epsilon_c(y)$ cui corrisponde pura flessione. Nota la distribuzione della deformazione normale sull'intera sezione, e nota - attraverso le leggi costitutive dei materiali - la distribuzione della tensione normale (Fig.3b), è possibile valutare il momento flettente, per integrazione delle tensioni sull'intera sezione di calcestruzzo ed acciaio. Tale momento è la capacità portante ultima della sezione inflessa, per l'assegnata durata di incendio.

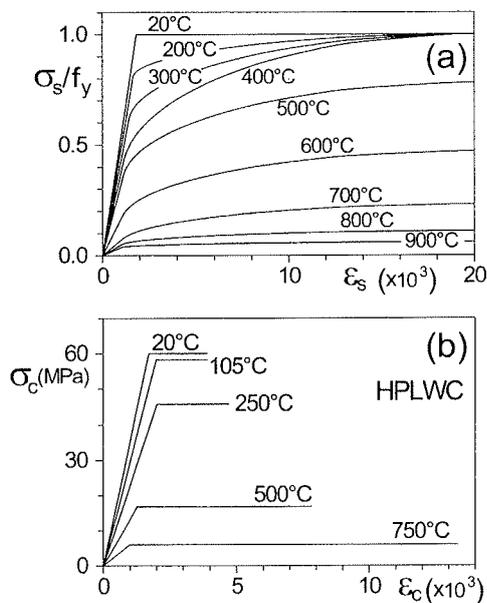


Figura 4 - (a) Legami sforzo-deformazione per l'acciaio; e (b) legami bilineari sforzo-deformazione per il calcestruzzo al variare della temperatura.

3. Proprietà dei materiali

Con riferimento alle leggi costitutive, per l'acciaio d'armatura (introdotto come acciaio Tempcore con $f_{yk} = 500$ MPa) sono stati adottati i diagrammi σ_s - ϵ_s indicati in normativa (Fig.4a, [14]), con deformazione ultima limitata al 20%. Nell'analisi dopo raffreddamento, si è tenuto conto del fatto che - raffreddandosi - l'acciaio temperato recupera la propria resistenza originaria ben meno dei tradizionali acciai al carbonio usati fino ad una quindicina d'anni fa in Europa e tuttora largamente impiegati negli Stati Uniti. Il ciclo riscaldamento-raffreddamento infatti fa perdere molto del positivo effetto che la tempra superficiale ha sulle caratteristiche meccaniche delle barre in acciaio Tempcore. Essendo i dati sulla resistenza residua dell'acciaio Tempcore molto limitati, è stata fatta a Milano un'indagine approfondita sulle caratteristiche residue di vari acciai in barre di diverso diametro (acciai al carbonio, Tempcore ed inossidabili), ed i risultati relativi all'acciaio Tempcore sono riportati in Fig.5, per due diametri [15].

Per il calcestruzzo si è fatto ricorso a diagrammi σ_c - ϵ_c bilateri (Fig.4b per l'HPLWC), a partire dalle curve tensione-deformazione sperimentali (Figg.6a,d), secondo le modalità indicate in Fig.6e. In tal modo è stato possibile definire la deformazione ultima di calcolo (ϵ_{cu} , Fig.6g). Note le deformazioni ϵ_{ct} e ϵ_{cu} (Figg.6f,g) sono state costruite le bilateri, assumendo per l'analisi "a freddo" i valori residui di f_c^r misurati a Milano, e per l'analisi "a caldo" i valori disponibili in letteratura (Fig.7a). In Fig.7b sono riportati i diagrammi del modulo elastico secante, in funzione della temperatura. Tali diagrammi non sono però stati usati nell'analisi meccanica sezionale, in quanto sostituiti dal modulo $E_c^* = 2 f_c^*/\epsilon_{ct}$ (Fig.6e). Occorre sottolineare che i calcestruzzi provati a Milano avevano le seguenti caratteristiche: NSC, $f_c = 30$ MPa, $\rho_c = 2309$ kg/m³; LWC, $f_c = 39$ MPa, $\rho_c = 1809$ kg/m³; e HPLWC, $f_c = 56$ MPa, $\rho_c = 1920$ kg/m³ [16].

Per quanto riguarda le proprietà termo-fisiche del calcestruzzo, esse sono state in parte misurate durante la prima fase del programma di ricerca (diffusività D_c e densità ρ_c , Figg.8a,b,c) ed in parte assunte dalla letteratura [14],

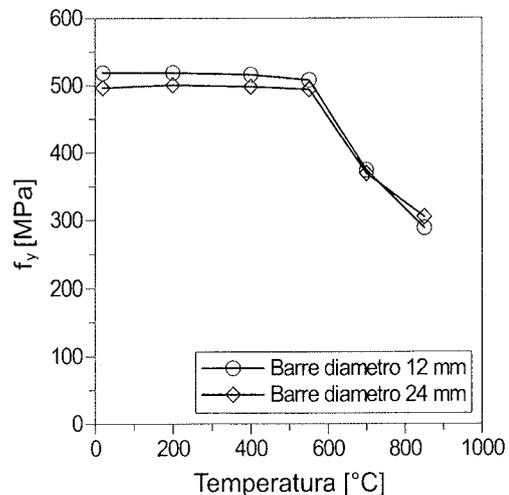


Figura 5 - Decadimento della resistenza residua di un acciaio Tempcore ($f_{yk} = 500$ MPa) al variare della temperatura massima raggiunta e del diametro delle barre [15].

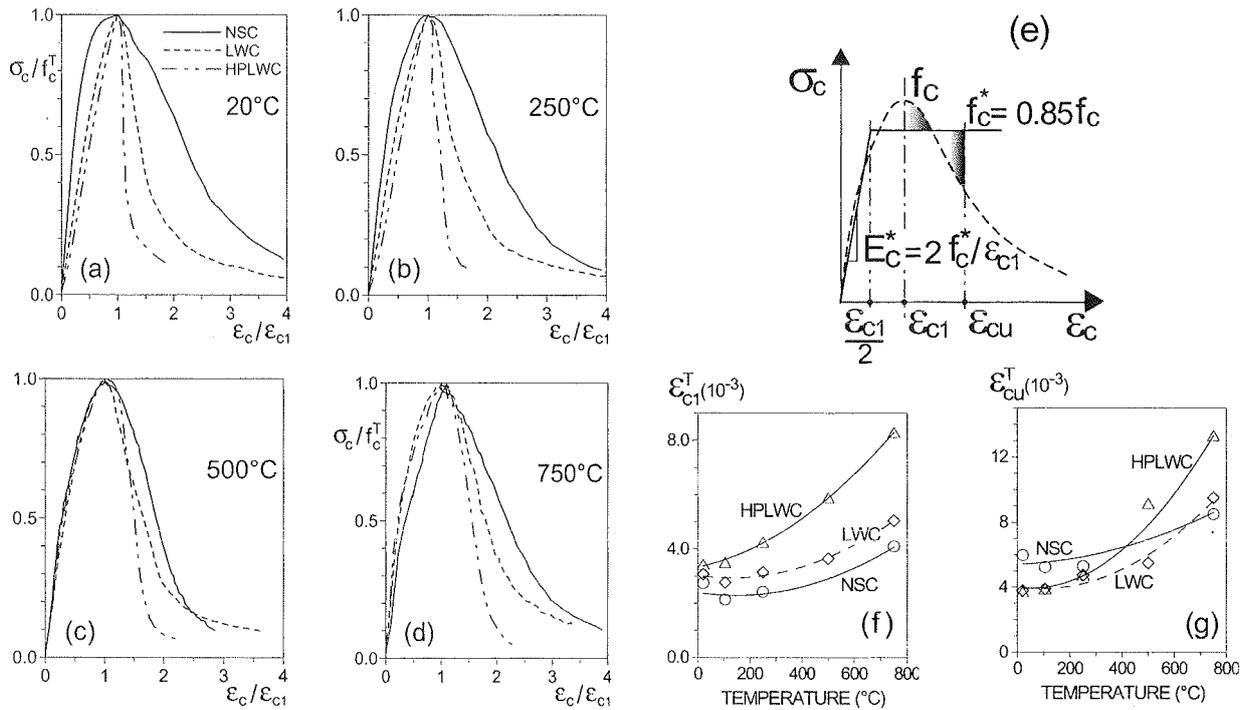


Figura 6 - (a-d) Curve sforzo-deformazione per il materiale vergine e dopo i cicli termici a 250, 500 e 750 °C; (e) diagramma bilineare per il calcestruzzo in compressione; e (f,g) diagrammi delle deformazioni al picco ϵ_{c1} e ultima ϵ_{cu} .

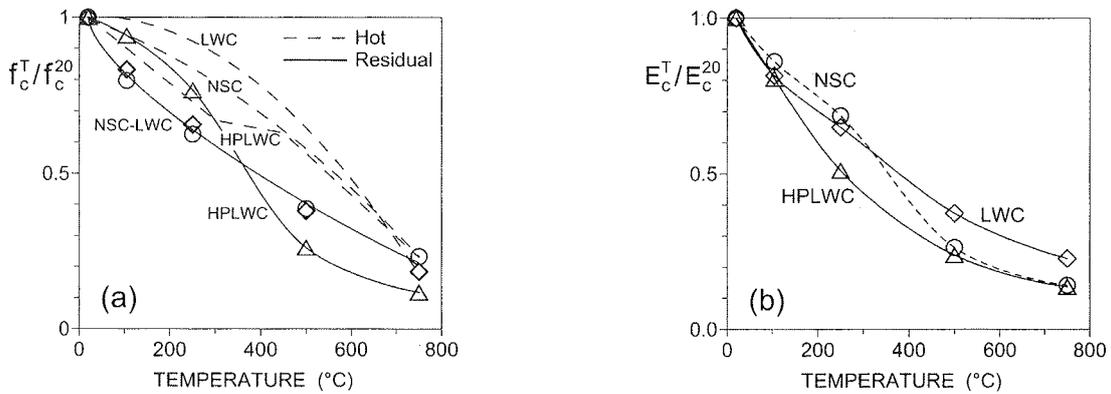


Figura 7 - Proprietà meccaniche adimensionalizzate: (a) resistenza a compressione; e (b) modulo elastico secante (residuo). NSC: $f_c^{20} = 30$ MPa; $E_c^{20} = 24770$ MPa; LWC: $f_c^{20} = 39$ MPa; $E_c^{20} = 16490$ MPa; HPLWC: $f_c^{20} = 56$ MPa; $E_c^{20} = 17350$ MPa.

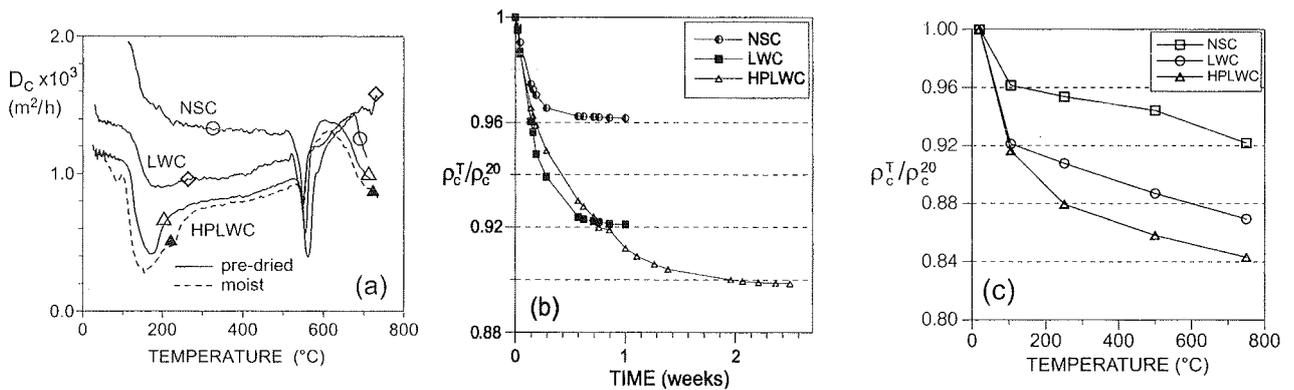


Figura 8 - Diffusività termica (a) con velocità di riscaldamento $v_h = 0.45-0.55$ °C/min; densità relativa in funzione della durata di essiccazione a $T = 105$ °C (b) e della temperatura (c). $\rho_c^{20} = 2309, 1809$ e 1920 kg/m³ per NSC, LWC e HPLWC.

scegliendo il calore specifico c_e o la conducibilità termica λ_e (nel caso dell'NSC la conducibilità termica, e nei casi dell'LWC e dell'HPLWC il calore specifico, che è pressochè costante con la temperatura, si veda ad esempio [17]).

In termini di proprietà meccaniche, il calcestruzzo leggero ad alte prestazioni sembra essere più sensibile alla temperatura, almeno sopra i 300°C a freddo e sotto i 450°C a caldo per la resistenza (Fig.7a), e ad ogni temperatura per il modulo (Fig.7b). Ciò è probabilmente dovuto alla compattezza della matrice cementizia per presenza di fumo di silice. Viceversa, il calcestruzzo leggero a normal resistenza ha pressochè sempre il comportamento migliore, perchè la maggior porosità dovuta all'aggregato leggero permette una via d'uscita al vapore, con minori danni alla microstruttura del materiale durante il riscaldamento e con maggiore auto-adattamento interno fra matrice ed aggregato durante il raffreddamento.

In termini di proprietà termo-fisiche è da osservare la minore diffusività dei due calcestruzzi leggeri (-30 e -45% a 250°C, e -15 e -30% a 500°C, rispettivamente per LWC e HPLWC, Fig.8a). La spiegazione viene sia dalla porosità chiusa delle particelle di aggregato, sia dal maggior contenuto d'acqua trattenuto dall'aggregato, che rilascia tale acqua lentamente (Fig.8b), con l'effetto finale di diminuire la diffusività apparente del materiale. Tale bassa diffusività è comunque strutturalmente vantaggiosa, perchè gli strati più esterni e più caldi del calcestruzzo offrono una maggiore protezione sia al nocciolo interno delle sezioni, sia all'armatura (in presenza di adeguato copriferro).

4. Sezioni inflesse in calcestruzzo ordinario e leggero

L'analisi è stata estesa a tre differenti sezioni in c.a., la prima e la seconda tipiche di travi, di forma rispettivamente rettangolare e a T, e la terza rappresentativa di una striscia di piastra doppiamente e simmetricamente armata (Fig.9). Le sezioni sono state studiate allo stato limite ultimo di flessione, mettendo a confronto i tre calcestruzzi (ordinario e leggeri), le cui resistenze caratteristiche a compressione sono state uniformate a 40 MPa per l'NSC e l'LWC, mentre per l'HPLWC è stata adottata la resistenza caratteristica di 60 MPa (resistenze cilindriche). Sono stati considerati i due casi di flessione positiva e negativa, essendo l'armatura identica nelle due situazioni, ma con posizione invertita. Tuttavia, nell'ipotesi qui adottata di incendio applicato dal basso, il caso di momento negativo è risultato di non particolare rilevanza, perchè l'armatura al lembo superiore si mantiene "fredda" ed il collasso della sezione avviene per cedimento del calcestruzzo, a durate di incendio molto elevate. Pertanto nel seguito si fa riferimento solo al caso di flessione positiva.

Per ciascun tipo di sezione, la percentuale geometrica di armatura è la stessa per i tre materiali, ma le sezioni in NSC e LWC hanno anche la stessa percentuale meccanica. Inoltre, nelle condizioni iniziali di materiale integro, le sezioni rettangolare e a T hanno all'incirca lo stesso momento resistente ultimo, mentre la striscia di piastra larga 125 cm ha momento resistente ultimo uguale a circa 1/3 dei precedenti (Fig.9c). Per completare l'analisi, le sezioni in HPLWC sono state analizzate anche con un'armatura più pesante, in modo da realizzare la stessa percentuale meccanica delle sezioni in NSC e LWC (il numero ed il tipo delle barre, e la capacità resistente ultima sono indicate fra parentesi in Fig.9).

Per tutte le sezioni si è ipotizzato incendio dal basso, con esposizione rispettivamente di 3, 5 ed 1 lato al fuoco (lati

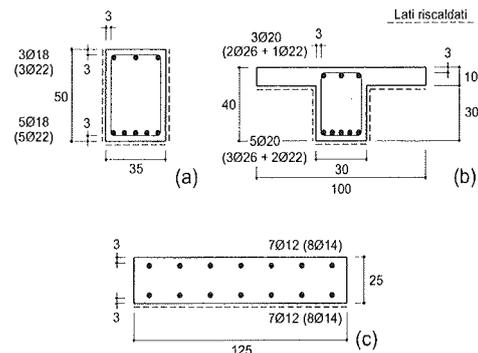


Figura 9 - Sezioni in NSC, LWC e HPLWC, flessione positiva - Geometria e armatura: (a,b) $M_u^+ \cong 260$ kNm (388 kNm); and (c) $M_u^+ \cong 80$ kNm (125 kNm); rapporto geometrico d'armatura $\rho_s = 0.73, 0.83$ e 0.25% . I valori tra parentesi si riferiscono alle sezioni in HPLWC maggiormente armate, aventi lo stesso rapporto meccanico d'armatura delle sezioni in NSC e LWC ($\rho_s^* = 1.10, 1.25$ e 0.38%).

tratteggiati in Fig.9), come usuale nell'analisi termica.

In Fig.10, limitatamente al caso di sezione a T viene diagrammata la capacità portante ultima a flessione così come ottenuta con il metodo "esatto" (descritto in precedenza, Fig.10b) e con il metodo della sezione efficace, basato sulla isoterma 500°C, che si dimostra accurato in tutti i casi (Fig. 10a). Tale metodo, detto anche "della sezione ridotta" o "svedese", ipotizza che rispetto all'isoterma 500°C il calcestruzzo interno sia integro e quello esterno sia del tutto danneggiato, ed inoltre che l'armatura esterna abbia le caratteristiche meccaniche corrispondenti alla sua effettiva temperatura, variabile con la durata dell'incendio, così come l'isoterma 500°C. Il metodo è valido anche nella situazione dopo l'incendio, allorché l'armatura tende a riacquistare completamente od in gran parte le caratteristiche meccaniche originarie (è il caso dell'armatura al carbonio, si veda [15]).

Si possono fare due considerazioni: (a) per la stessa percentuale geometrica di armatura, le sezioni in LWC e HPLWC sono più sensibili all'alta temperatura di quelle in NSC oltre 60-90' di durata di incendio, e (b) per la stessa percentuale meccanica di armatura, il comportamento della sezione in HPLWC (HPLWC* in Fig.10) risulta molto migliore fino a 90-120', in quanto la maggiore sensibilità termica del calcestruzzo è più che bilanciata dall'aumento dell'armatura, ma oltre 120' l'HPLWC* molto si avvicina all'NSC, in quanto l'armatura - pur maggiore - perde le proprie caratteristiche meccaniche e diviene irrilevante. E' facile concludere che la maggior percentuale geometrica di armatura non premia ad elevata temperatura.

In Fig.11 sono riportati per le 3 sezioni i valori del rapporto fra il momento resistente ultimo a varie durate di incendio ed il momento resistente ultimo iniziale (a sezione integra). Si osservi che le linee di connessione fra i punti relativi alla stessa durata di incendio non rappresentano affatto dei diagrammi, ma sono tracciate solo per far comprendere meglio l'evoluzione della capacità resistente di ogni sezione in rapporto alle altre sezioni.

Si possono fare le seguenti osservazioni: (a) al di sotto di 120' la sezione a T ha la minore sensibilità all'incendio e la sezione di piastra la maggiore; (b) l'opposto si verifica al di sopra di 150' di durata d'incendio; (c) a 90' le sezioni in NSC

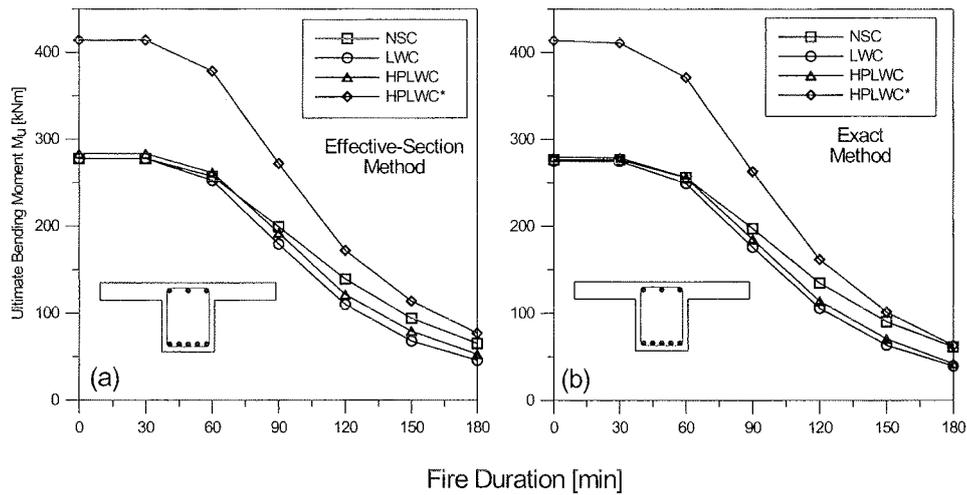


Figura 10 - Sezioni in NSC, LWC e HPLWC soggette a flessione positiva: diagrammi del momento ultimo in funzione della durata d'incendio, secondo il metodo "svedese" (a) e secondo il metodo esatto (b). In (a) l'isoterma di riferimento è 500°C.

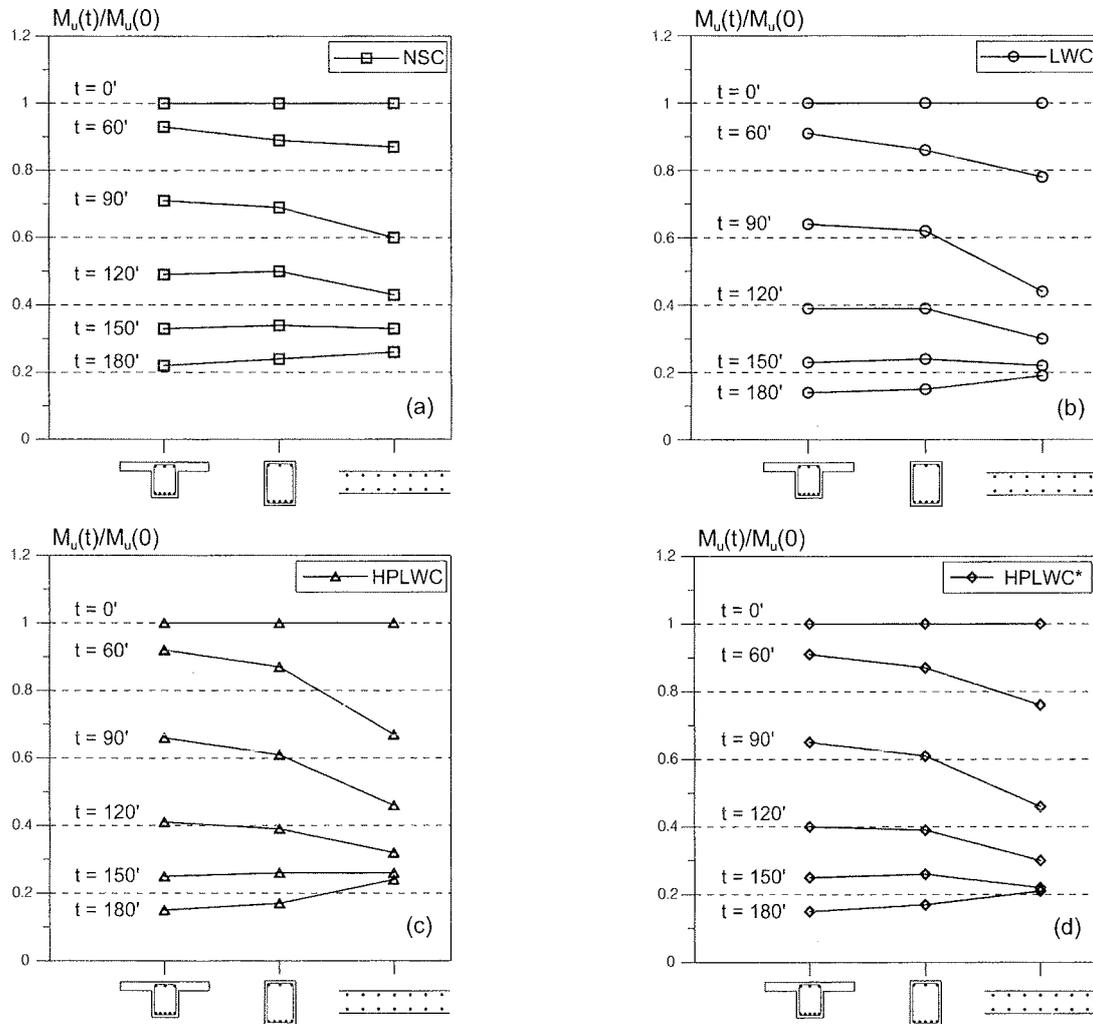


Fig. 11 - Sezioni in NSC, LWC e HPLWC soggette a flessione positiva. Involuppi del momento ultimo per varie durate d'incendio: (a) NSC, $f_c = 40$ MPa; (b) LWC, $f_c = 40$ MPa; e (c,d) HPLWC, $f_c = 60$ MPa; $f_{yk} = 500$ MPa; metodo esatto.

conservano ancora il 60-70% della capacità resistente iniziale, mentre le sezioni in LWC e HPLWC scendono al 45-65%; e (d) non vi è apprezzabile differenza - in termini percentuali - fra la soluzione HPLWC e quella HPLWC* con maggiore armatura, e stessa percentuale meccanica che nelle sezioni in NSC e LWC.

La maggiore sensibilità delle sezioni in calcestruzzo leggero è confermata dai risultati dopo raffreddamento, riportati in Fig.12, limitatamente a NSC e HPLWC ed alle durate di incendio di 60', 120' e 180'. Si osservi come a fronte di una capacità resistente residua di poco inferiore al 70% per l'NSC, si è prossimi al 60% per l'HPLWC (la coincidenza è pressoché totale per i due calcestruzzi leggeri).

Infine in Fig.13 è riportata a titolo di esempio la sezione

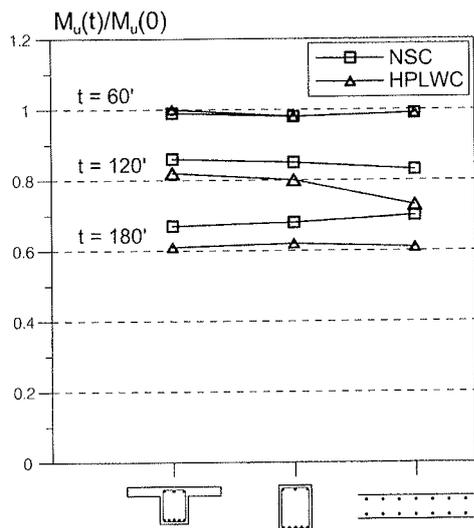


Figura 12 - Sezioni in NSC e HPLWC soggette a flessione positiva; involucri del momento ultimo residuo per varie durate d'incendio.

rettangolare di trave (mezza sezione), con le temperature raggiunte dalle barre dopo 30', 90' e 180' di incendio. Si osservi che fino a 30' l'LWC e l'HPLWC proteggono meglio l'armatura grazie alla loro bassa diffusività termica, tant'è che l'armatura inferiore ha temperature più basse che nel caso dell'NSC (-25÷30%). Tuttavia, a partire da 60' la situazione si inverte, e a 90'/180' l'armatura inferiore ha temperature più alte che nel caso dell'NSC (+7÷10%).

Considerazioni conclusive

Dai risultati sperimentali e numerici presentati in questo studio si possono trarre le seguenti conclusioni:

- A parità di condizioni di maturazione, tipo di cemento ed aggregato fine, il calcestruzzo leggero ad alte prestazioni è più sensibile all'alta temperatura del calcestruzzo ordinario e di quello leggero a normal resistenza, per temperatura del ciclo termico superiore a 400°C.
- Per qualsiasi temperatura raggiunta durante il ciclo termico, il modulo elastico secante diminuisce maggiormente nell'HPLWC che nell'NSC, con l'LWC in posizione intermedia.
- La diffusività termica dei due calcestruzzi leggeri è decisamente minore di quella del calcestruzzo ordinario

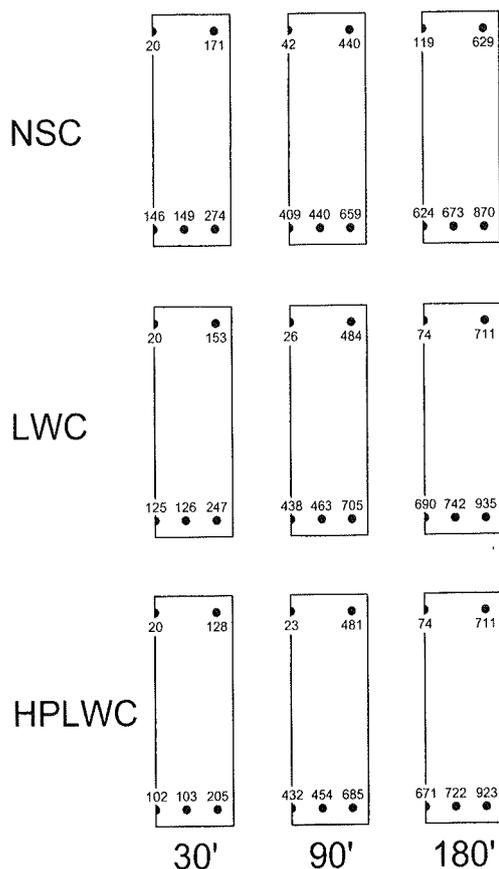


Figura 13 - Sezione di trave rettangolare riscaldata su tre lati in presenza di flessione positiva: temperatura raggiunta dall'armatura per durata di incendio $t^* = 30', 90'$ e $180'$.

(fino a -40% e a -60% rispettivamente nell'LWC e nell'HPLWC a 200°C). Ciò comporta vantaggi per l'armatura alle basse durate di incendio (perché il calcestruzzo agisce da più efficace barriera termica), ma svantaggi alle medie e grandi durate di incendio (perché il minor flusso di calore verso l'interno della sezione comporta un maggior riscaldamento dell'armatura periferica).

- Nelle sezioni di trave a T e rettangolari, e nelle sezioni di piastra, con riscaldamento dal basso, la sezione di piastra è la più sensibile all'incendio fino a durata prossima a 120', mentre le altre sezioni si comportano pressoché nello stesso modo; al di sopra di 150' le sezioni tendono a comportarsi tutte nello stesso modo.
- Per qualsiasi durata di incendio le sezioni in LWC e HPLWC sono più sensibili alla temperatura delle sezioni in NSC.
- Per qualunque tipo di sezione, l'HPLWC mostra maggiore sensibilità alla temperatura dell'NSC anche dopo l'incendio, allorché però interviene un nuovo fattore, e cioè il limitato ricupero di resistenza dell'armatura a tempratura superficiale, oggi molto usata, che oltre i 500°C è più sensibile alla temperatura della vecchia armatura al carbonio. Qui si apre però un nuovo campo di indagine, che riguarda non solo gli acciai temprati ma anche altri tipi di acciaio, quali ad esempio gli acciai inossidabili.

Ringraziamenti

Questo progetto di ricerca è stato parzialmente finanziato dal MIUR nell'ambito del Progetto "Degrado Meccanico e Durabilità delle Strutture in Calcestruzzo Normale e ad Alte Prestazioni" (2001-02). Un particolare ringraziamento all'Ingegnere Alessio Larcher, per la sua collaborazione alla caratterizzazione dei materiali.

Bibliografia

- [1] MALHOTRA, H.L. - 1982, "Design of Fire-Resisting Structures", Survey University Press.
- [2] FRANSSEN, J.M. - 1987, "A Study of the Behavior of Composite Steel-Concrete Structures in Fire", PhD Thesis (in francese), Liège University, Liège (Belgium).
- [3] HARMATHY, T.Z. - 1993, "Fire Safety Design and Concrete", Concrete Design and Construction Series, Longman Scientific and Technical Group LTD.
- [4] BAZANT, Z.P., KAPLAN, M.F. - 1996, "Concrete at High Temperatures - Materials Properties and Mathematical Models", Concrete Design and Construction Series, Pubbl. da F.K. Kong e R.H. Evans, Longman Group LTD.
- [5] PHAN, L.T., CARINO, N.J. - 1998, "Review of Mechanical Properties of HSC at Elevated Temperature", ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 58-64.
- [6] ANDERBERG, Y. - 1998, "Fire-Engineering Design of Structures Based on Design Guides", Proc. 2nd Int. Conf. on "Performance-Based Codes and Fire Safety Design Methods", Maui (Hawaii, USA), Maggio 1998.
- [7] KHOURY, G.A. - 2000, "Effect of Fire on Concrete and Concrete Structures", Progress in Structural Engineering Materials, Vol. 2, pp. 429-447.
- [8] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G., SEMIGLIA, M. - 1999, "Residual Capacity of HSC Thermally-Damaged Deep Beams", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 3, pp. 319-327.
- [9] BUCHANAN, A.H. - 2001, "Structural Design for Fire Safety", John Wiley & Sons LTD, 421 pp.
- [10] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G. - 2004, "High-Performance Light-Weight Concrete: Material and Sectional Properties during and after a Fire", Proc. Int. Conf. on Advances in Concrete Structures, Xuzhou (Cina), Maggio 2004, 10 pp., in stampa.
- [11] INGEBRIGSTEN, T. - 1999, "The Stolma Bridge - Free Cantilevering 301 meters Free Span with P/C Box Girder", Proc. of the 5th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Vol.1, Sandefjord (Norvegia), Giugno 1999, pp.75-80.
- [12] NAWY, E.G. - 2001, "Fundamentals of High-Performance Concrete", John Wiley & Sons LTD, 441 pp.
- [13] MEDA, A., GAMBAROVA, P.G., BONOMI, M. - 2002, "High-Performance Concrete in Fire-Exposed R/C Sections", ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 3, pp. 277-287.
- [14] EUROCODE 2 - 2002, "Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design", prEN1992-1-2.
- [15] GAMBAROVA, P.G., MEDA, A., RADAELLI, A., ROSSI, M. - 2004, "Comportamento dopo incendio degli acciai per calcestruzzo armato", Convegno CTE, Novembre 2004, Bari (in stampa).
- [16] FELICETTI, R., GAMBAROVA, P.G., SILVA, M., VIMERCATI, M. - 2002, "Thermal Diffusivity and Residual Strength of HPLWC Exposed to High Temperature", Proc. of the 6th International Symposium on Utilization of HSC/HPC Concrete, Vol.2, Lipsia (Germania), Giugno 2002, pp. 935-948.
- [17] SCHNEIDER, U. (Editore) - 1985, "Properties of Materials at High Temperatures: Concrete", RILEM, Pubblicato dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Kassel, Kassel (Germania), 1985, 131 pp.

ANALISI NUMERICO-SPERIMENTALE DI ELEMENTI DI COPERTURA IN PARETE SOTTILE: ALCUNE CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

Beatrice Belletti¹, Patrizia Bernardi¹, Elena Michelini¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma.

SOMMARIO

In questo articolo si analizza il comportamento di elementi di copertura del tipo Fly 110, prodotti dalla Ditta Basso Cav. Angelo. Un tegolo, di lunghezza pari a 27.5m, è stato sottoposto ad una prova di carico a rottura, successivamente simulata tramite analisi non lineare ad elementi finiti, condotta implementando la matrice di rigidità PARC all'interno del programma ABAQUS. I risultati numerici, in accordo con le osservazioni sperimentali, evidenziano che il collasso avviene a causa del cedimento trasversale della sezione; per questo motivo, dopo avere eseguito le verifiche agli stati limite di esercizio ed ultimo, si è provveduto ad aumentare l'armatura trasversale al fine di migliorare la capacità portante e la duttilità dell'elemento.

SUMMARY

In this paper the behaviour of a precast roof element called Fly 110 and manufactured by Basso Cav. Angelo S.p.a. has been analysed. This structural element has been first experimentally tested up to failure, and then modelled by means of NLFE analysis. The numerical simulation has been performed by implementing the PARC constitutive matrix into ABAQUS FE code. The numerical results, which were in good agreement with experimental observations, showed that last collapse was first of all due to wing failure. For this reason, after the SLS and ULS verifications, the transversal reinforcement has been optimized by performing different numerical simulations where the transversal reinforcement ratio has been increased.

1. INTRODUZIONE

I cosiddetti tegoli o "elementi speciali di copertura" sono dei componenti strutturali prefabbricati destinati alla realizzazione di grandi luci, opportunamente progettati per rispondere, attraverso le loro caratteristiche di geometria elementare ed il loro assemblaggio, a precise problematiche funzionali (illuminazione, impiantistica, isolamento termico, smaltimento delle acque), formali, nonché estetiche. Questi manufatti hanno trovato negli anni una sempre maggiore diffusione, specie per quanto concerne l'edilizia industriale, commerciale e direzionale. Tuttavia, essi presentano un comportamento strutturale alquanto complesso, in quanto combinano sforzi flessionali e taglianti nella direzione longitudinale dell'elemento con sforzi trasversali di notevole intensità. Questi ultimi, infatti, producono fenomeni di rottura locale difficilmente prevedibili che, se tenuti debitamente in conto, potrebbero condizionare in maniera significativa la progettazione. Le usuali metodologie di calcolo, basate su modelli statici di trave semplicemente appoggiata, nella maggior parte dei casi non risultano adeguate, in quanto non permettono di cogliere, da un lato, la reale modalità di collasso e, dall'altro, l'effettivo grado di vincolo qualora siano impiegati degli elementi di collegamento trave-tegolo, obbligatori in zona sismica. Infatti, la ricorrente rottura per collasso trasversale, imputabile sia alla perdita di forma della sezione che a fenomeni di inflessione delle ali, non è tenuta in conto dalla maggior parte dei programmi di calcolo commerciali, che invece forniscono esclusivamente la massima capacità portante dell'elemento a flessione e taglio lungo la direzione longitudinale. Inoltre in tali programmi si adotta usualmente una schematizzazione dei vincoli di semplice appoggio, che quindi non consente di prevedere la diversa risposta strutturale dovuta all'eventuale inserimento dei connettori, i quali, riducendo gli spostamenti relativi tra trave e tegolo, determinano un comportamento reale

intermedio fra quello isostatico e quello iperstatico (a doppia cerniera). Per queste ragioni si è ritenuto opportuno approfondire il reale comportamento evolutivo fino a rottura di tali elementi speciali di copertura tramite analisi non lineari ad elementi finiti, confrontando i risultati numerici ottenuti con le osservazioni sperimentali desunte da una prova di carico condotta su di un tegolo denominato Fly 110, prodotto dalla Ditta Costruzioni Generali Basso Cav. Angelo.

Le analisi numeriche sono state svolte utilizzando un programma commerciale (ABAQUS) che ha consentito, tramite una procedura basata sul metodo lagrangiano, di valutare gli effetti della non linearità geometrica; inoltre, implementando il legame costitutivo PARC [1], è stato possibile tenere conto anche della non linearità meccanica.

Tali analisi fanno parte di un programma di ricerca che si propone di applicare il legame costitutivo PARC allo studio del comportamento di varie tipologie strutturali in cemento armato normale e precompresso, fra cui, in particolare, gli elementi prefabbricati per impalcati [2], [3] e per sistemi di copertura di grande luce [4], [5], [6].

Il buon accordo fra i risultati numerici e sperimentali ha confermato la validità del metodo proposto che pertanto è stato successivamente utilizzato per giungere a specifiche ed utili indicazioni progettuali. In questa fase, al fine di verificare la congruenza fra le formulazioni previste dalla normativa ed i valori numerici desunti dalle modellazioni ad elementi finiti, le analisi sono state condotte facendo riferimento ai carichi ed alle resistenze di progetto. Dall'esame dei vari casi considerati è emerso che il cedimento in direzione trasversale precede quello per flessione in direzione longitudinale, come già osservato dalla prova sperimentale.

Il carico ultimo di progetto, determinato sulla base dei valori di deformazione ultima convenzionale prevista dalla normativa vigente, è stato raggiunto in corrispondenza della deformazione massima (posta pari al $10^{0/100}$) dell'armatura

trasversale che rinforza le ali del tegolo. Da ultimo, al fine di incrementare la capacità portante del manufatto, è stata modificata l'armatura trasversale aumentandone il rapporto geometrico.

2. DESCRIZIONE DELLA PROVA DI CARICO

I tegoli della Linea Fly, prodotti dalla Ditta Costruzioni Generali Basso Cav. Angelo con luci variabili da 20m a 35m ed altezze di 90, 110 e 130cm, appartengono alla famiglia degli elementi di copertura alari e sono pertanto caratterizzati da una sezione trasversale di tipo "sottile aperta".

Questa risulta composta dalla soletta inferiore e da due ali simmetriche, che, presentando degli opportuni ringrossi in sommità, costituiscono la base d'appoggio per le strutture secondarie.

I tegoli Fly 110, in particolare, presentano un ingombro orizzontale di 249cm ed un'altezza pari a 110cm; tali elementi vengono usualmente posti in opera parallelamente gli uni agli altri con interasse di circa 5m, permettendo il posizionamento, a seconda delle esigenze funzionali, di voltine cieche oppure di lucernari a shed o zenitali (Figura 1).

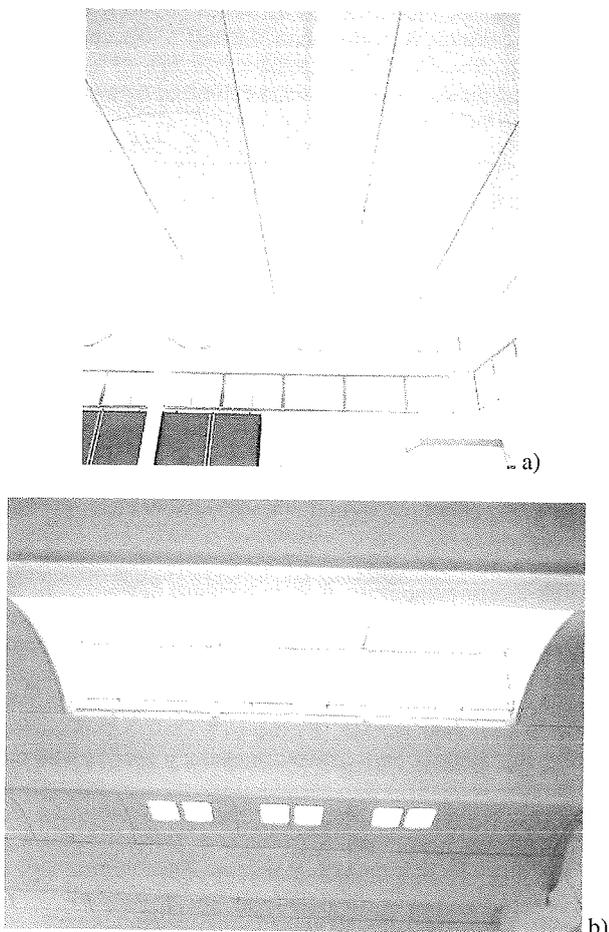


Figura 1. Esempio di impiego del tegolo Fly 110: a) soluzione con voltine cieche; b) disposizione con lucernari a shed e zenitali.

Nel settembre 2003 è stata condotta, presso lo stabilimento della Ditta Costruzioni Generali Basso Cav. Angelo (Postioma

di Paese, TV), una prova di carico a rottura sul tegolo denominato Fly 110, Figura 2. Tale prova, realizzata con la collaborazione della Società 4 EMME Service S.p.a., si colloca nell'ambito di una serie di studi sperimentali voluti dalla stessa Azienda produttrice del manufatto, allo scopo di migliorare e ottimizzare la produzione di questa tipologia strutturale.

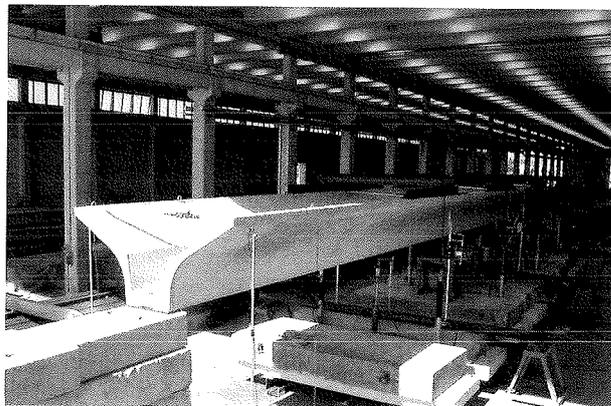


Figura 2. Vista generale della prova di carico.

Per il getto del tegolo si è impiegata una ricetta attualmente utilizzata per tutti i manufatti della linea Fly, che consente di ottenere un calcestruzzo con resistenza alla scasseratura di 40 MPa e con resistenza cubica a 28 giorni di 55 MPa. Le prove di laboratorio condotte il giorno della prova sui cubetti di calcestruzzo di dimensione standard 15x15cm, prelevati dal getto del manufatto in esame, hanno fornito un valore di resistenza media a compressione pari a 80 MPa.

L'armatura della sezione trasversale del tegolo è costituita da barre e reti elettrosaldate, nonché da 20 trefoli da 0.6 pollici (15.2mm), due dei quali collocati nei ringrossi della ali, ed i rimanenti concentrati in corrispondenza della soletta, Figura 3.

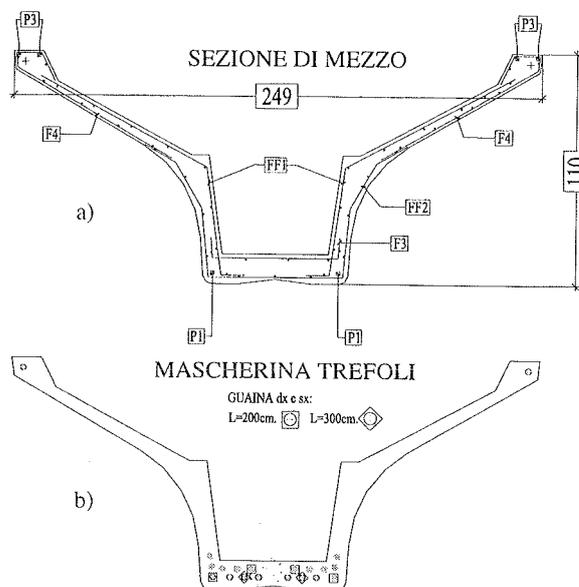


Figura 3. Disposizione delle armature a) e dei trefoli di precompressione b) (dimensioni in centimetri).

Il tegolo oggetto di studio è stato dapprima appoggiato (mediante l'interposizione di cuscinetti in neoprene, Figura 4a) su supporti in c.a. opportunamente dimensionati, in modo tale da avere una luce libera di 27.20 m, e quindi, prima della fase di carico, fissato ai supporti stessi mediante due tasselli meccanici per parte, Figura 4b.

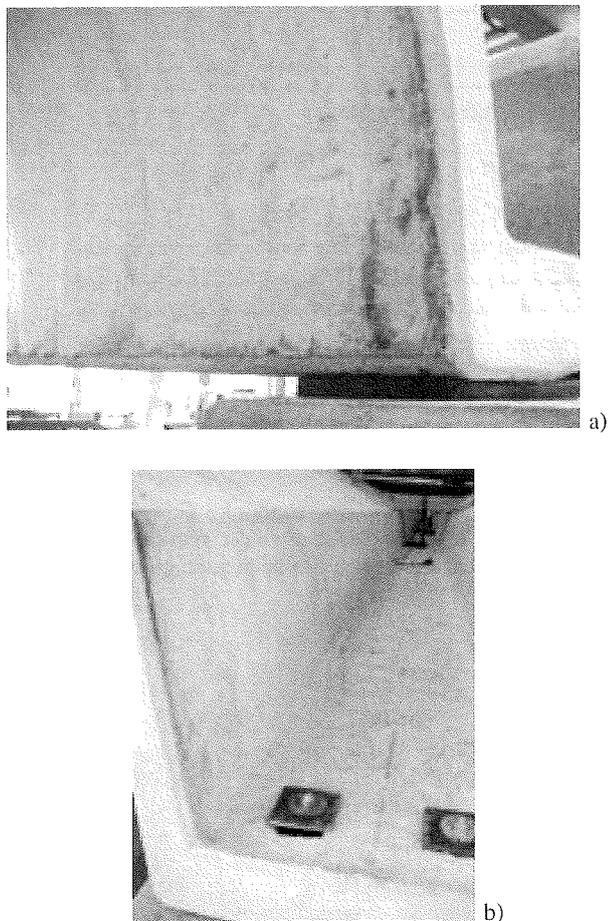


Figura 4. a) Cuscinetto in neoprene e b) particolare dei tasselli meccanici impiegati per fissare il tegolo ai blocchi di appoggio in c.a.

Particolare attenzione è stata posta alla definizione ed alla collocazione dei carichi, al fine di soddisfare, da un lato, l'esigenza di fornire delle indicazioni utili per la progettazione, prevedendo vari cicli di carico e scarico, e, dall'altro, di consentire un agevole allestimento della prova stessa in stabilimento.

Per simulare il carico distribuito linearmente, dovuto alla presenza delle coppelle e del carico accidentale gravante su di esse, è stata applicata alle ali una pluralità di carichi concentrati, mediante l'impiego di 8 martinetti idraulici ed un opportuno sistema "distributore" di putrelle.

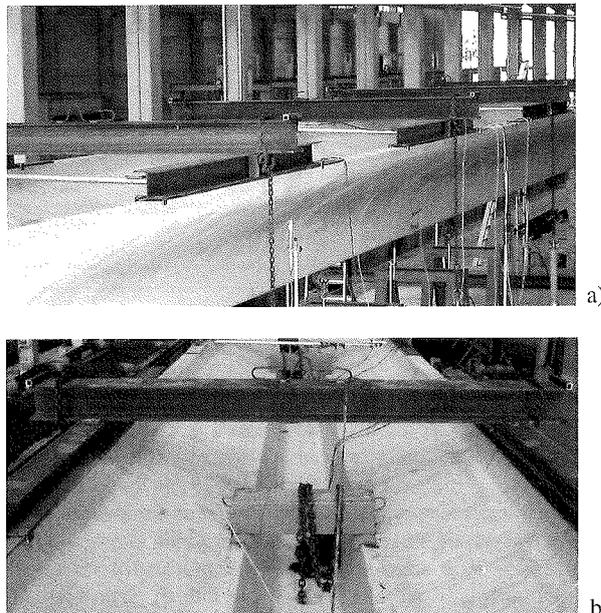


Figura 5. Dettagli relativi ai sistemi di ripartizione dei carichi di prova a) sulle ali e b) sul canale.

La pressione esercitata dai martinetti idraulici si trasmette mediante catene a 4 putrelle disposte trasversalmente rispetto all'asse longitudinale del tegolo. Questi carichi concentrati si diffondono sulle ali per mezzo di altre 8 putrelle di ripartizione appoggiate alle ali stesse su cuscinetti in neoprene di lunghezza pari a 2.5m, Figura 5.

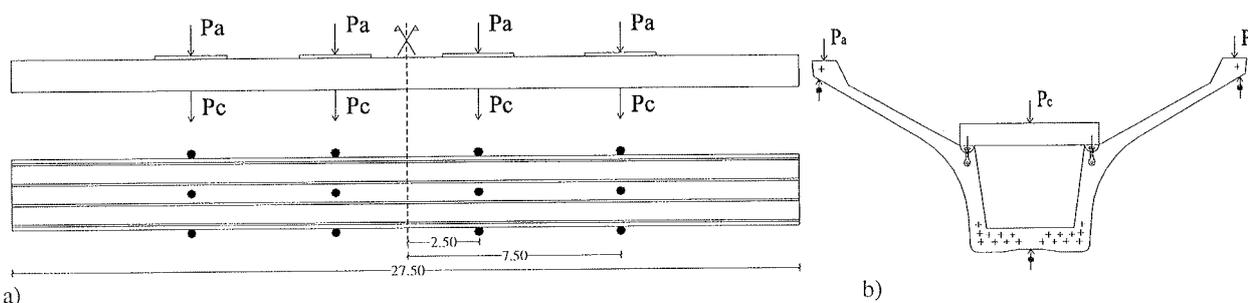


Figura 6. Schema della prova di carico: a) posizione dei martinetti lungo l'asse longitudinale del tegolo e b) posizione dei martinetti nella sezione trasversale (dimensioni in metri).

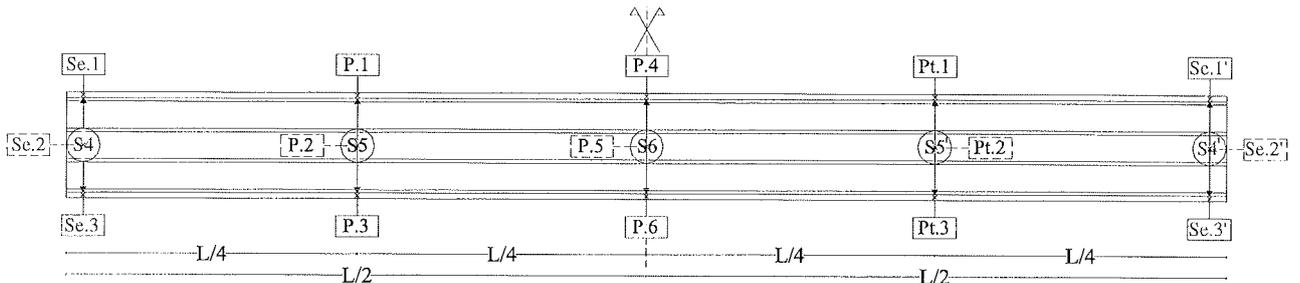


Figura 7. Posizione degli strumenti per la misura degli spostamenti orizzontali e verticali del tegolo.

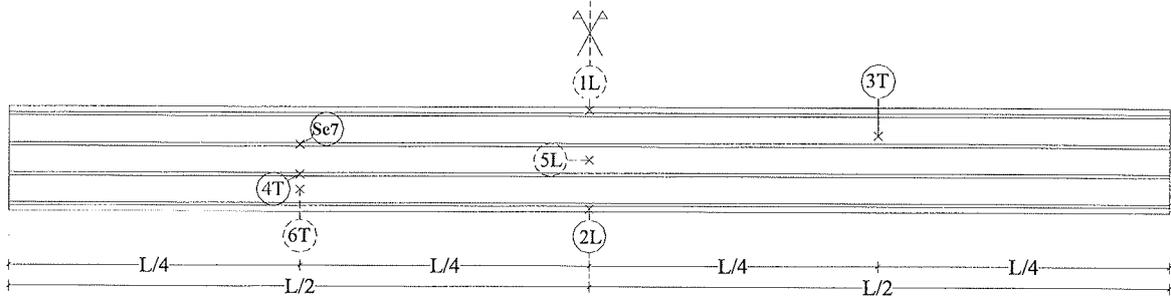


Figura 8. Posizione degli strain gauges per la misura delle deformazioni longitudinali e trasversali del tegolo, vista longitudinale.

Complessivamente, quindi, si sono considerate quattro sezioni di applicazione dei carichi, poste simmetricamente rispetto alla mezzeria del tegolo, Figura 6, rispettivamente a 2.5 m e 7.5 m dalla mezzeria stessa, nelle quali si è considerato agente un carico pari a $P_c + 2P_a$ (avendo indicato con P_c il carico applicato lungo l'asse di simmetria della sezione trasversale e con P_a la forza su ciascuna ala).

Il carico P_c è stato applicato mediante altri 4 martinetti idraulici collegati ad elementi trasversali di distribuzione; questi ultimi sono stati impiegati per simulare la lamiera zincata sagomata, usualmente utilizzata dalla Ditta produttrice per la chiusura in opera del canale, al fine di rendere così accessibile anche la copertura del fabbricato per l'eventuale manutenzione.

Nel corso della prova sono stati eseguiti due cicli di carico e scarico e, successivamente, un terzo ciclo fino a rottura, avendo cura di mantenere, in ogni fase, la struttura sollecitata per un tempo sufficientemente lungo per garantire la stabilizzazione delle frecce. La prova è stata interrotta in corrispondenza di un carico pari a 480 kN (con riferimento alla Figura 6b: $P_c = 80\text{kN}$, $P_a = 20\text{kN}$) a seguito del rilevante stato deformativi presentato dall'elemento.

La Figura 7 mostra la posizione degli strumenti utilizzati per la lettura degli spostamenti verticali e orizzontali (ovvero di apertura delle ali) del manufatto, che sono stati monitorati mediante 9 sensori potenziometrici con registrazione grafica dei dati rilevati e 11 sensori differenziali montati su aste telescopiche con registrazione computerizzata delle misure.

Sul tegolo sono stati inoltre montati un sensore differenziale millesimale con corsa pari a ± 1 cm, nonché 6 estensimetri del tipo a un quarto di ponte modello Typ 50/120LY41, con valori di resistenza pari a $120 \Omega \pm 30\%$ e fattore di conversione pari a 1; le viste longitudinali e trasversali delle posizioni di tali strumenti sono riportate rispettivamente in Figura 8 e 9. L'intera strumentazione applicata (ad eccezione degli estensimetri) è stata rimossa, per precauzione, in corrispondenza di un valore di carico totale

applicato pari a 320 kN; per monitorare gli spostamenti del manufatto fino al termine della prova, si sono però posizionati tre sensori potenziometrici a filo in mezzeria, sia sulle ali sia sulla soletta.

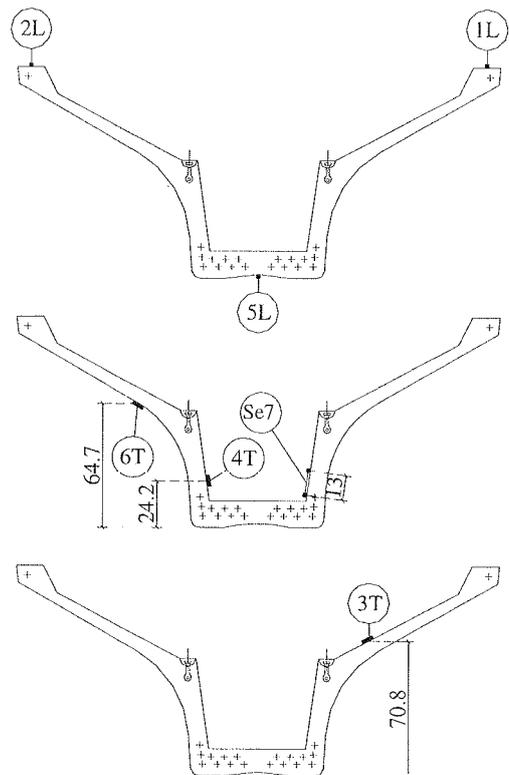


Figura 9. Posizione degli strain gauges per la misura delle deformazioni longitudinali e trasversali del tegolo, vista trasversale.

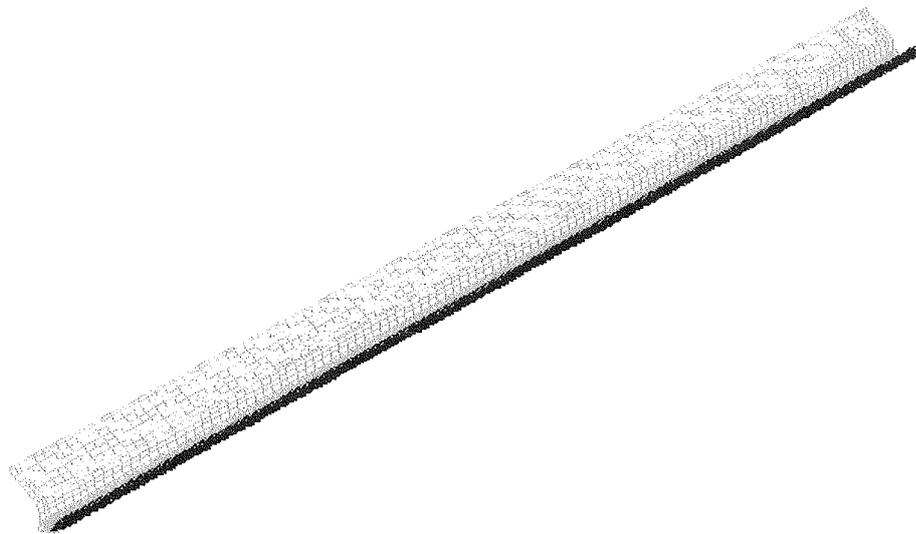


Figura 10. Mesh e vincoli adottati per le analisi ad elementi finiti del tegolo Fly 110 sottoposto alla prova di carico.

3. DESCRIZIONE DELLE ANALISI NON LINEARI AD ELEMENTI FINITI

La geometria del tegolo Fly 110 è stata descritta con una mesh di elementi finiti shell composti a 4 nodi, aventi sei gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento non lineare di ogni strato di tali elementi (che risulta soggetto a stato piano di tensione), è stato modellato tramite la matrice di rigidezza PARC per il conglomerato armato presentata in [1], a cui si rimanda per gli eventuali necessari approfondimenti teorici.

L'analisi numerica è stata condotta adottando un'integrazione di Gauss ridotta nel piano dell'elemento ed un'integrazione di Simpson lungo lo spessore dell'elemento stesso; un numero minimo di tre punti di integrazione di Simpson lungo lo spessore, ha quindi consentito di valutare i risultati numerici in corrispondenza dell'intradosso e dell'estradosso del tegolo.

Per rappresentare nel modo più fedele possibile il comportamento sperimentale, sono stati adottati i valori medi delle resistenze dei materiali. Inoltre, sono stati definiti gruppi di elementi caratterizzati da differenti percentuali geometriche d'armatura in funzione della variabilità dello spessore lungo la sezione trasversale e della distribuzione dei ferri nel manufatto. All'interno della matrice PARC sono stati introdotti appropriati legami costitutivi per i trefoli di precompressione, per le reti elettrosaldate, e per le barre in acciaio dolce (staffe e ferri longitudinali).

La simmetria geometrica, delle condizioni di carico e di vincolo ha permesso di ridurre gli oneri computazionali realizzando soltanto la mesh di metà struttura. Nelle analisi numeriche il carico è stato incrementato secondo lo schema seguito durante la prova di carico; in Figura 10 sono illustrati la mesh ed i vincoli.

Per tenere conto del fatto che durante la prova di carico il manufatto, appoggiato su cuscinetti in neoprene, è stato fissato ai supporti in c.a. mediante due connettori, in fase di modellazione numerica sono state condotte tre analisi, due delle quali riferite alle condizioni "limite" di vincolo (cerniera-carrello e cerniera-cerniera), mentre la terza simula

l'effettiva sostituzione del carrello con la cerniera nel momento in cui il connettore arriva a fine corsa. Infatti, fintanto che permane un certo "gioco" tra il connettore e il foro ricavato nel tegolo, il vincolo corrisponde ad un carrello, mentre una volta raggiunto lo spostamento massimo dello spinotto, lo stesso vincolo diventa a tutti gli effetti assimilabile ad una cerniera.

4. CONFRONTI FRA RISULTATI NUMERICI E SPERIMENTALI

Il confronto fra i risultati delle tre differenti analisi numeriche sopra descritte e la risposta sperimentale è illustrato in Figura 11 in termini di curve carico totale applicato-freccia in mezzeria. Dall'esame di questa figura si può osservare che la curva sperimentale si colloca in posizione intermedia rispetto alle due curve numeriche relative alle condizioni vincolari definite "limite", che evidenziano, ovviamente, una maggiore deformabilità dello schema isostatico di semplice appoggio rispetto a quello di doppia cerniera.

Per migliorare la modellazione del grado di vincolo realmente fornito dai connettori, noti i diametri dello spinotto e del foro, si è calcolata la possibile corsa dello spinotto individuando dunque una prima fase in cui è lecito assumere uno schema isostatico ed una seconda relativa ad una condizione iperstatica. E' chiaro che quest'ultima modellazione, che pure coglie piuttosto bene la curva sperimentale, risente dell'incertezza relativa alla stima effettiva del "gioco" fra foro e connettore. Le curve numeriche sono state interrotte in corrispondenza del carico massimo applicato durante la prova. Le Figure 12, 13, 14 mostrano rispettivamente il confronto fra i valori numerici e sperimentali degli spostamenti verticali misurati a L/4 (strumenti P.2 e Pt.2) e degli spostamenti orizzontali misurati in mezzeria (strumento S6) e a L/4 (strumenti S5 e S5') al variare del carico applicato (si veda Figura 7).

La Figura 15 illustra le deformazioni misurate dallo strain gauge 4T posto all'estradosso dell'ala ad una distanza pari a L/4 dall'appoggio, Figure 8 e 9.

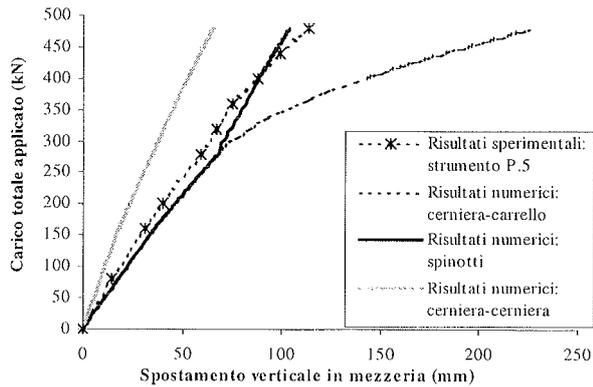


Figura 11. Diagramma carico totale applicato–spostamento verticale in mezzeria (strumento P.5, Figura 7).

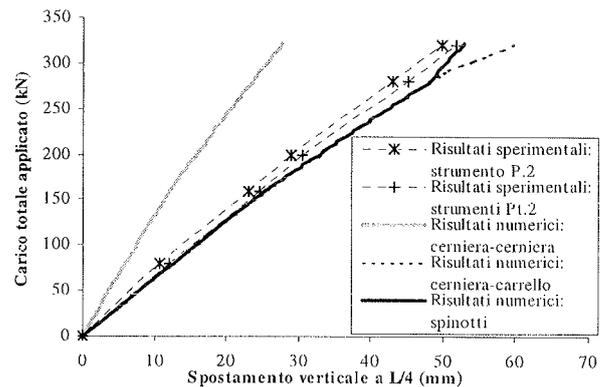


Figura 12. Diagramma carico totale applicato–spostamento verticale a L/4 (strumenti P.2 e Pt.2, Figura 7).

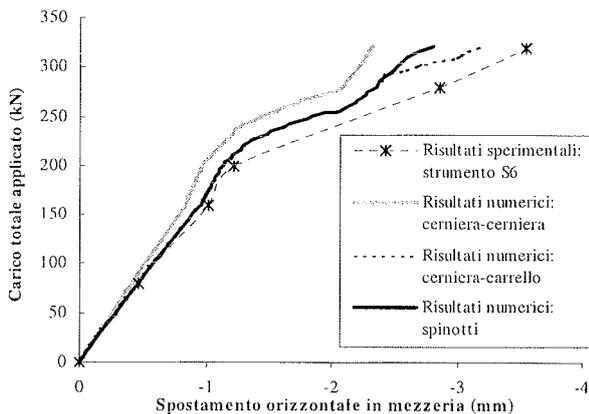


Figura 13. Diagramma carico totale applicato–spostamento orizzontale in mezzeria (strumento S6, Figura 7).

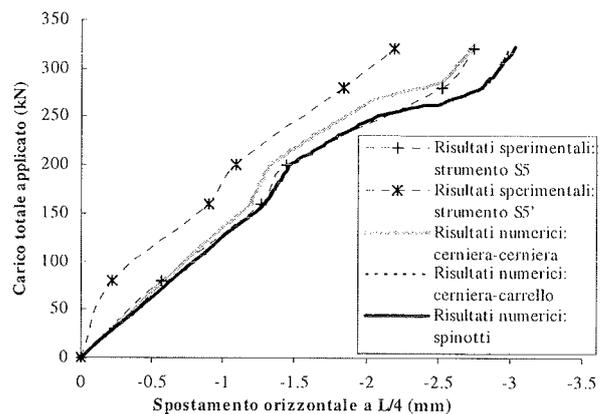


Figura 14. Diagramma carico totale applicato–spostamento orizzontale a L/4 (strumenti S5 e S5', Figura 7).

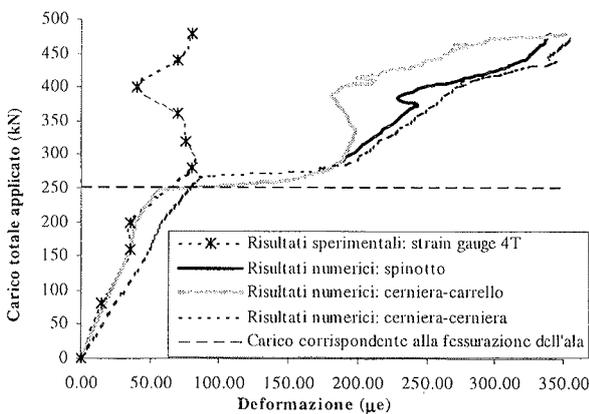


Figura 15. Diagramma carico totale applicato–deformazione trasversale dell'ala (strumento 4T, Figure 8 e 9).

Da Figura 15 si evince che le registrazioni delle deformazioni dell'ala nella zona più sollecitata trasversalmente, corrispondente all'attacco fra l'ala stessa e la soletta, sono attendibili - e ben colte dalla simulazione numerica - fino alla comparsa della fessurazione, che progressivamente si manifesta con la formazione una fessura longitudinale che interessa tutta la lunghezza del tegolo, Figure 16 e 17.

La Figura 16 mostra il quadro fessurativo sperimentale caratterizzato da profonde fessure longitudinali in corrispondenza della base delle ali e della parte centrale della soletta. Il modello non lineare ad elementi finiti fornisce al termine della prova un quadro fessurativo del tutto simile a quello sperimentale, dimostrando dunque di essere capace di cogliere il reale comportamento della struttura, come comprovato dalla Figura 17.

5. ALCUNE CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

La procedura numerica, forte dal buon accordo fra i risultati forniti e le osservazioni sperimentali, è stata successivamente impiegata per una migliore progettazione dei tegoli Fly110. Sono state adottate le combinazioni dei carichi e le resistenze di progetto previste dalla normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio e ultimo. In particolare si è previsto un valore del sovraccarico variabile dovuto alla neve pari a 1.3 KN/m^2 .

Allo stato limite di esercizio, sotto la combinazione frequente dei carichi, il valore della massima apertura di fessura è risultata essere pari a $1.3 \times 10^{-2} \text{ mm}$, inferiore al limite previsto dalla normativa. Per quanto riguarda le tensioni in corrispondenza delle combinazioni dei carichi di esercizio rara e quasi permanente, i valori delle stesse nel conglomerato e nelle barre d'armatura sono risultati inferiori alle tensioni ammissibili previste dalla normativa.

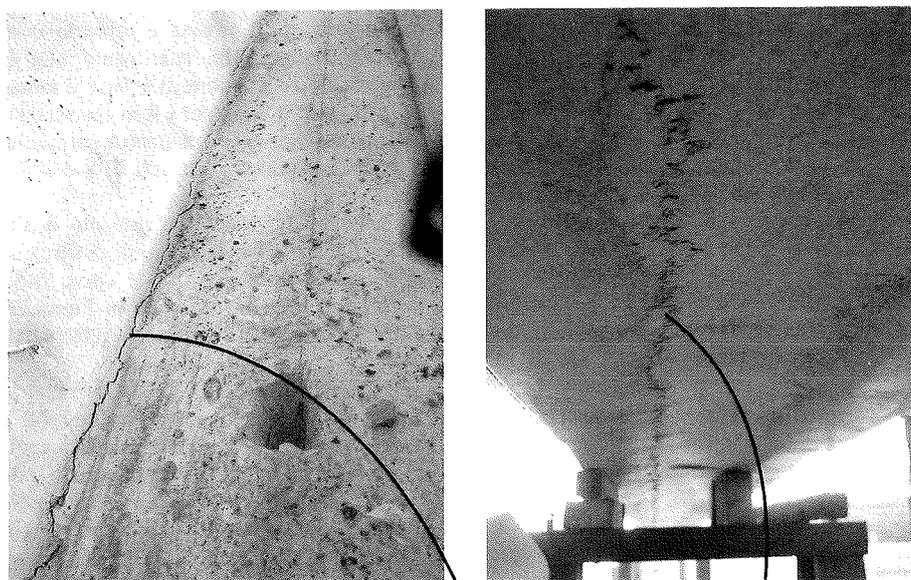


Figura 16. Quadro fessurativo sperimentale al termine della prova in corrispondenza dell'ala e della soletta.

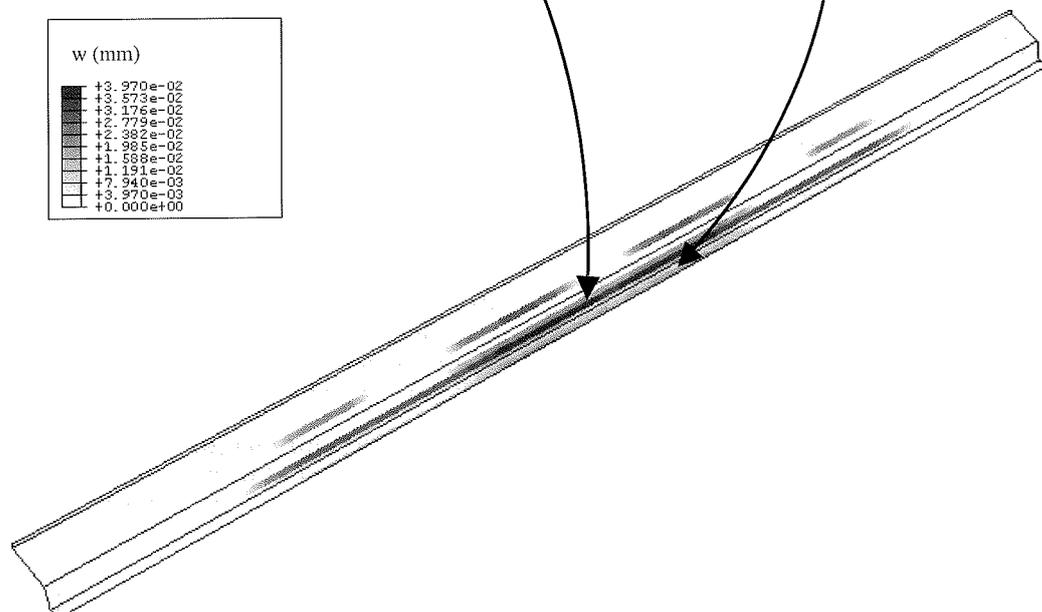


Figura 17. Distribuzione del quadro fessurativo all'estradosso del tegolo e valori delle aperture delle fessure (w) ottenuti numericamente in corrispondenza del massimo carico applicato durante la prova.

Allo stato limite ultimo, le curve numeriche sono state interrotte in corrispondenza del raggiungimento delle deformazioni massime convenzionali previste dalla normativa; in particolare come carico ultimo si è assunto quello corrispondente al raggiungimento della deformazione di elongazione dell'armatura trasversale pari al $10^{0/100}$.

Sono state condotte due analisi con due distribuzioni di sovraccarico limite, equivalenti alla neve complessivamente gravante sulla copertura: la prima, che prevede una distribuzione uniforme della neve sulla copertura, provoca la massima sollecitazione sulle ali, mentre la seconda, ipotizzando il completo scivolamento della neve ed il suo

conseguente accumulo nella zona centrale del tegolo, non provoca alcuna sollecitazione sulle ali dovuta al sovraccarico.

In Figura 18 si evidenzia la diversa risposta della struttura in funzione della modalità di applicazione del sovraccarico variabile dovuto alla neve.

La prima condizione di carico, con neve uniformemente distribuita sulla copertura, risulta evidentemente la più gravosa per le ali e determina una riduzione del carico ultimo per il quale si manifesta la rottura trasversale. Il valore di questo carico ultimo è notevolmente influenzato dagli effetti del secondo ordine.

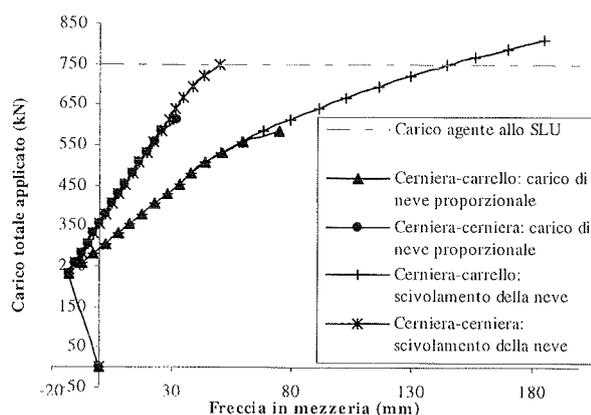


Figura 18. Diagramma carico totale applicato-freccia in mezzeria per le due modalità di applicazione del sovraccarico dovuto alla neve e considerando gli effetti della non linearità geometrica.

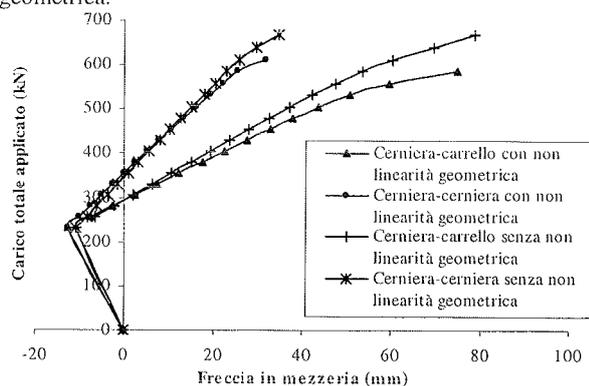


Figura 19. Effetti della non linearità geometrica sulle curve carico totale applicato-freccia in mezzeria nell'ipotesi di neve uniformemente distribuita sulla copertura.

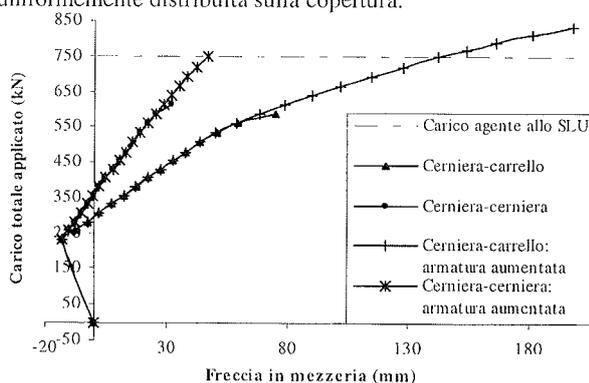


Figura 20. Curve carico totale applicato-freccia in mezzeria relative alle due diverse disposizioni di armatura trasversale nell'ipotesi di neve uniformemente distribuita sulla copertura e considerando gli effetti della non linearità geometrica.

La Figura 19 mostra infatti il confronto fra le curve carico totale applicato-freccia in mezzeria, relative alle due condizioni vincolari cosiddette "limite", nei casi in cui si consideri e si trascuri la non linearità geometrica.

Si è infine esaminata la variazione del carico ultimo in relazione ad un possibile incremento della percentuale geometrica di armatura trasversale. Tale studio è stato

condotto sollecitando il manufatto secondo la condizione di sovraccarico più gravosa e tenendo conto degli effetti del secondo ordine. Con riferimento alla Figura 3, in cui è riportata la disposizione dei ferri d'armatura, si è scelto un diametro pari a 8mm per i ferri trasversali delle reti FF2 e F4, originariamente aventi diametro pari a 6mm; inoltre il passo dei ferri trasversali delle reti FF1 è stato ridotto da 20cm a 10cm.

L'effetto benefico dell'aumento dell'armatura trasversale in termini di carico ultimo e di duttilità dell'elemento appare evidente dal confronto fra le curve carico totale applicato-freccia in mezzeria, riportate in Figura 20, relative alle due differenti disposizioni di armatura trasversale.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le condizioni vincolari, la modalità di applicazione del carico e gli effetti della non linearità geometrica e meccanica sono stati individuati come i principali fattori che governano il comportamento, prevalentemente bidimensionale, degli elementi di copertura prefabbricati di grande luce in parete sottile in c.a.p.. Dalle analisi svolte è emerso infatti che trascurare la non linearità geometrica provoca una sovrastima del carico ultimo (pari a circa il 10% per entrambe le condizioni vincolari "limite" esaminate); inoltre la diversa distribuzione della neve gravante sulla copertura è risultata avere un ruolo importante nella determinazione del carico ultimo (con una variazione massima riscontrata del 27%).

Si è quindi verificato come la procedura numerica proposta, in grado di cogliere il reale comportamento della tipologia strutturale analizzata, possa configurarsi anche come un valido strumento per la progettazione.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare la Ditta Costruzioni Generali Basso Cav. Angelo per aver consentito la divulgazione dei risultati sperimentali della prova. Si ringraziano in modo particolare gli Ingg. Corrado Herbst e Luigi Michelinì per la preziosa collaborazione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] BELLETTI B., CERIONI R., IORI I. - 2001, "A Physical Approach for Reinforced Concrete (PARC) membrane elements." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 127(12), 1412-1426.
- [2] BELLETTI B., BERNARDI P., CERIONI R., IORI I. - 2002, "Analisi non lineare di pannelli alveolari precompressi". XXXI Convegno Nazionale AIAS, 18-21 Settembre, Parma.
- [3] BELLETTI B., BERNARDI P., CERIONI R., IORI I. - 2003, "Nonlinear analysis of prestressed hollow core slabs". ISEC-02 Conference, September 23-26, Rome.
- [4] BELLETTI B., CERIONI R., GAZZOLA G., IORI I., MERONI R. - 2002. "A Precast Prestressed Reinforced Concrete Roof Element". XVII° International Conference BIBM, 1-4 May, Istanbul.
- [5] BELLETTI B., CERIONI R., IORI I. - 2002. "Theoretical and Experimental Analyses of Precast Prestressed Concrete Roof Elements for Large Span". First fib Congress 2002, 12-19 October, Osaka.
- [6] BELLETTI B. - 2002. "Analisi non lineare ad elementi finiti di tegole di copertura in conglomerato armato precompresso". 14° Congresso CTE, 7-9 Novembre, Mantova.

PROGETTO DELLE ZONE DI ACCOPPIAMENTO DEI CAVI DI PRECOMPRESSIONE

Gabriele Bertagnoli¹, Vincenzo Ilario Carbone², Luca Giordano³, Giuseppe Mancini⁴

¹ Assegnista di ricerca, Politecnico di Torino.

² Professore a contratto di Calcolo automatico delle Strutture, Politecnico di Torino.

³ Ricercatore, Politecnico di Torino.

⁴ Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Politecnico di Torino.

SOMMARIO

La tendenza sempre crescente alla costruzione di strutture continue in c.a.p. comporta la necessità di utilizzare in modo esteso accoppiatori dei cavi di precompressione e/o ancoraggi interni al calcestruzzo, peraltro molto spesso in corrispondenza dei giunti di costruzione.

La presenza, in corrispondenza di tali giunti, di tensioni di compressione elevate e localizzate in aree molto limitate, peraltro di entità variabile in funzione dell'evoluzione del processo costruttivo, comporta l'insorgere di stati di deformazione non piana sulle superfici da accoppiare ed in evoluzione per effetto di viscosità differenziale generata dalla accentuata variabilità spaziale dello stato tensionale.

È noto che in tali condizioni è possibile che vengano a verificarsi ampie fessurazioni nei giunti di costruzione, che limitano sensibilmente la durabilità delle opere, esponendo altresì i cavi di precompressione agli attacchi degli agenti aggressivi.

Il raggiungimento di un accettabile livello prestazionale di tali zone comporta la dettagliata presa in conto dello stato tensionale evolutivo ed il progetto di opportuna armatura ordinaria idonea a garantire la limitazione dello stato fessurativo; altra variabile dominante può essere considerata la compressione globalmente agente in corrispondenza del giunto.

In questo lavoro è effettuato uno studio parametrico sistematico di tali effetti, prendendo in considerazione le variabili fondamentali ed evidenziandone l'effetto sulle prestazioni globalmente richieste all'elemento.

SUMMARY

In segmental construction very often prestressing tendons are coupled within the construction joints. In that regions, very high compressive stresses may be found within localized areas of variable entity during the construction.

As a consequence, non planarity of joint surfaces is achieved with a non plane state of strain evolving by effect of differential creep between anchorage and surrounding regions.

In such conditions it is possible that very large cracks open within the construction joints reducing the durability of the structure and exposing prestressing tendons to corrosion.

To reach an acceptable safety level with regards to this phenomenon a detailed analysis of strain state within the joints is necessary and ordinary reinforcement crossing the joint should be designed in order to limit the crack opening. Both these aspects should take into account the longitudinal compression globally applied to the joint through the continuity of the structure.

In this paper a systematic and parametric analysis is given considering the fundamental variables like geometry, local stress state and its evolution and overall stress state.

1. INTRODUZIONE

Le moderne tecniche costruttive di ponti e viadotti precompressi richiedono spesso l'impiego di accoppiatori nei cavi di precompressione e/o il frazionamento della precompressione in zone interne al complesso strutturale.

In conseguenza di tali modalità esecutive in talune zone della struttura vengono ad instaurarsi sensibili

localizzazioni di elevate sollecitazioni destinate ad evolvere nel tempo sia per effetto della sequenza di costruzione che della viscosità del calcestruzzo; insorgono pertanto nelle stesse zone dei sistemi di deformazioni impresse che possono portare, in combinazione con le altre azioni presenti, all'apertura dei giunti di costruzione.

Nel seguito si analizzano alcune casistiche tipiche evidenziando l'effetto delle variabili meccanico-

geometriche che, assieme alla sequenza costruttiva, condizionano in modo significativo la risposta strutturale.

L'analisi teorico sperimentale dello stato di sollecitazione e deformazione in prossimità delle zone di ancoraggio dei cavi di precompressione ha interessato in passato un significativo numero di ricercatori [1], [2] ed ha portato alla definizione di regole di progetto consolidate, suggerite nei più noti codici normativi [3], [4], [5], [6].

Al contrario, gli studi e le conseguenti ricadute di carattere progettuale relative agli effetti strutturali indotti dagli accoppiatori dei cavi di precompressione, per quanto già empiricamente avviati in un recente passato [7], trovano ancora aperto un vasto dibattito nel settore scientifico di pertinenza [8], [9], [10], [11], [12].

Nel contempo l'importanza del tema è chiaramente posta in evidenza dai risultati delle ispezioni sui ponti dotati di cavi accoppiati [13], che hanno evidenziato una frequente presenza di ampie fessurazione nelle zone limitrofe a quelle di installazione degli accoppiatori, spesso accompagnate da corrosione e rottura dei cavi di precompressione.

Per contro, la presente carenza di uno studio metodologico che affronti in modo sistematico la complessità del fenomeno, ha portato all'indicazione di regole puramente empiriche nei codici internazionali più evoluti [14].

L'analisi della bibliografia di settore, quale indicata in precedenza, ha essenzialmente rilevato le seguenti carenze nella impostazione delle ricerche:

- La presa in conto delle reali modalità costruttive, legate a una sequenza temporale chiaramente individuabile in un intervallo di riferimento;
- La presa in conto sistematica degli effetti della viscosità del calcestruzzo che, in generale, in presenza di deformazioni impresse, possono introdurre un effetto smorzante sulle punte di sollecitazione valutate con analisi puramente elastiche. Soltanto nei lavori [8] e [9] si fa riferimento agli effetti della viscosità, ma limitatamente all'effetto locale della differenza di caduta di tensione tra cavo ed accoppiatore, la cui entità, valutata numericamente, è risultata peraltro sensibilmente ridotta nella realtà sperimentale.

Scopo di questo lavoro è pertanto la definizione di corrette modalità di analisi e di modellazione del fenomeno, tenuto conto delle osservazioni sovra riportate, nonché una prima valutazione di sintesi dei risultati ottenuti, allo scopo di indirizzare in modo più sistematico gli studi futuri, i cui risultati dovranno consentire la redazione di regole di progetto idonee a garantire il livello prestazionale richiesto al complesso strutturale, anche nelle zone nelle quali sono presenti particolari singolarità.

2. DEFINIZIONE DELLE MODALITÀ DI ESECUZIONE DELLE ANALISI

Lo scopo delle analisi numeriche di seguito esposte è l'investigazione dello stato tensionale e deformativo, che viene a instaurarsi in corrispondenza delle zone di ancoraggio intermedio e delle zone di accoppiamento dei cavi di precompressione. Si osserva in via preliminare che lo stato tensionale e deformativo cercati verranno a dipendere dalle caratteristiche geometriche globali della sezione trasversale; risulta però evidente che la zona strutturale di maggior interesse è certamente quella localizzata nelle immediate delle testate e/o degli accoppiatori. Sulla base di tali considerazioni si è preso in esame il caso di cavi ancorati e/o accoppiati in corrispondenza delle anime di una trave a cassone, ma, per semplicità operativa, l'analisi ha per il momento interessato la sola anima, come se la stessa potesse essere completamente svincolata dalle solette.

Volendo inoltre analizzare in dettaglio l'effetto indotto dalla presenza degli accoppiatori e/o ancoraggi intermedi, nell'analisi sono state prese in considerazione esclusivamente le azioni indotte dalla precompressione, supposte, per il momento, di entità costante nel tempo, e quindi non soggette alle classiche cadute; peraltro non sono stati presi in conto gli effetti indotti dalle altre azioni permanenti e variabili. La giustificazione di tali ipotesi risiede nelle seguenti considerazioni:

- L'opportunità di analizzare separatamente, in una prima fase, il fenomeno di cui si tratta, evitando commistioni con altri ben noti;
- La localizzazione reale degli accoppiatori in zone nelle quali le sollecitazioni indotte dalle azioni permanenti risultano di limitata entità;
- La possibilità di valutare gli effetti globali della risposta per sovrapposizione con quelli indotti dalle altre azioni, trattandosi di operare nelle condizioni di esercizio delle strutture.

La presa in conto degli effetti della viscosità è stata effettuata con riferimento alle leggi costitutive riportate nel Model Code 1990 [3] e con le modalità indicate nella bibliografia di settore di riconosciuto credito [15], [16], [17], [18], [19]. Si è ipotizzato di ricadere nel campo della viscoelasticità lineare, anche se, a rigore, nelle zone circostanti le piastre di ancoraggio dei cavi le tensioni risultano decisamente superiori ai limiti posti per l'applicabilità di tale ipotesi. Occorre però osservare che in tali zone, di estensione limitata, la presenza dell'armatura di frettaggio e di quelle disposte per altri fenomeni, quali il bursting e lo spalling, finisce per aumentare notevolmente la resistenza di riferimento del calcestruzzo.

La legge costitutiva per il conglomerato cementizio, nel campo di indagine, è stata supposta di tipo elastico-lineare e simmetrica, pertanto la presenza di tensioni di trazione di elevato valore dovrà, a rigore, richiedere una analisi non lineare al passo.

Le variabili prese in conto nel presente studio sono di seguito elencate:

- 1) Entità della forza di precompressione;
- 2) Numero di cavi accoppiati in una stessa sezione, rispetto al numero totale di cavi che la attraversano;

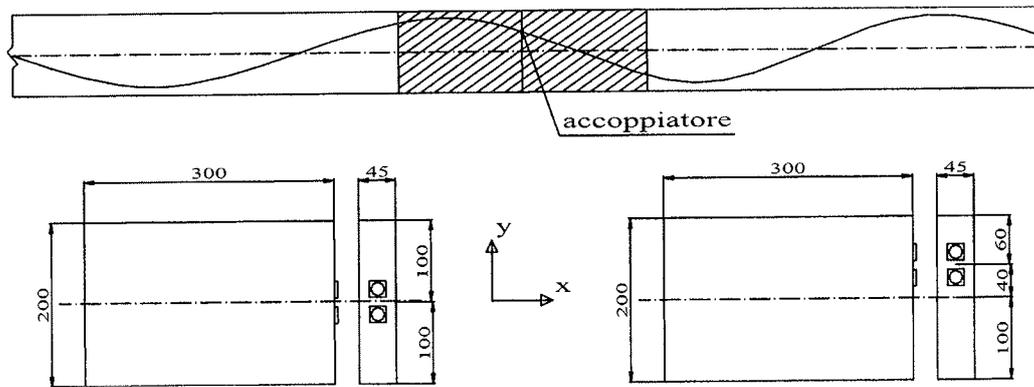


Figura 1 - Geometria del modello

- 3) Posizionamento lungo la verticale delle testate di ancoraggio/ accoppiamento;
 - 4) Intervalli temporali di tesatura e ritesatura;
- In particolare sono state indagate le seguenti situazioni:
- a) Due valori della forza di precompressione:
 - i) Cavi da 15 trefoli 0.6" tesati a 1350 MPa per un totale di 2815 KN per cavo, generanti una tensione media nel calcestruzzo di 62.5 MPa
 - ii) Cavi da 9 trefoli 0.6" tesati a 1420 MPa per un totale di 1776 KN per cavo, generanti una tensione media nel calcestruzzo di 39.5 MPa.
 - b) Due posizioni della risultante della forza di precompressione (fig.1)
 - i) Precompressione baricentrica.
 - ii) Precompressione con eccentricità verticale di 40 cm.
 - c) Due rapporti tra cavi accoppiati nel giunto e cavi che globalmente lo attraversano
 - i) 100% due cavi accoppiati su due cavi presenti
 - ii) 50% accoppiamento di un cavo in presenza di un cavo continuo.

In merito ai tempi di tesatura e delle successive ritesature sono state assunte le seguenti ipotesi (fig. 2):

- 1) Ipotizzato come $t=0$ l'istante di getto della parte 1 dell'anima, la stessa viene precompressa al tempo $t_1=14$ gg;
- 2) Al tempo $t_2= t_1+14$ gg= 28 gg viene gettata la parte 2 dell'anima;
- 3) Al tempo $t_3= t_2+14$ gg= 42 gg viene precompressa la parte 2 dell'anima (in un caso tramite l'accoppiamento di entrambi i cavi presenti sulla faccia terminale della parte1, nell'altro caso con un solo cavo continuo sull'interfaccia parte1-parte2)
- 4) Nel caso con il 50% dei cavi accoppiati, al tempo $t_4= t_3+14$ gg= 56 gg viene gettata la parte 3 dell'anima, ed al tempo $t_5= t_4+14$ gg= 70 gg viene messo in tensione il cavo accoppiato sull'interfaccia parte1-parte2.

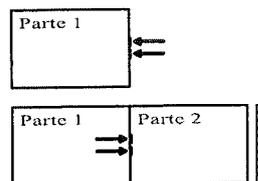
In ogni caso il modello matematico, quale rappresentato in fig. 1, ha interessato una porzione di

anima a cavallo dell'interfaccia parte1-parte2, estesa al punto tale da poter considerare esaurite le zone di diffusione delle forze concentrate, ed isostaticamente vincolata sul lato esterno..

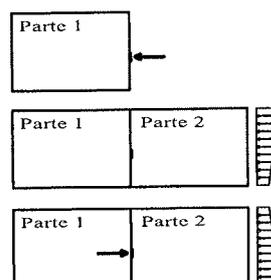
Le sequenze di carico per i casi esaminati sono evidenziate in fig. 2. L'analisi è stata divisa in intervalli di tempo tali da ottenere incrementi del coefficiente di viscosità ϕ inferiori a 0.10 per il calcestruzzo più giovane, affetto da maggiore viscosità.

E' stata inoltre presa in considerazione nell'analisi la variazione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo, anche tra i differenti getti. Per la relativa legge di evoluzione sono state utilizzate le indicazioni del Model Code 1990.

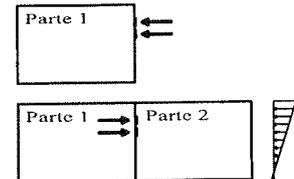
Schema di carico per precompressione centrata e due cavi accoppiati.
Schemi ai tempi:
 $t = 14$ giorni
 $t = 42$ giorni



Schema di carico per precompressione centrata e un cavo accoppiato.
Schemi ai tempi:
 $t = 14$ giorni
 $t = 42$ giorni
 $t = 70$ giorni



Schema di carico per precompressione eccentrica e due cavi accoppiati.
Schemi ai tempi:
 $t = 14$ giorni
 $t = 42$ giorni



Schema di carico per precompressione eccentrica e un cavo accoppiato.
Schemi ai tempi:
 $t = 14$ giorni
 $t = 42$ giorni
 $t = 70$ giorni

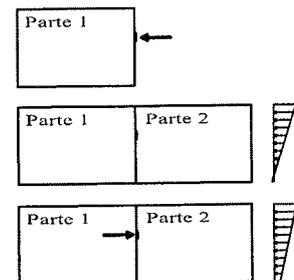


Figura 2 - Schemi di carico

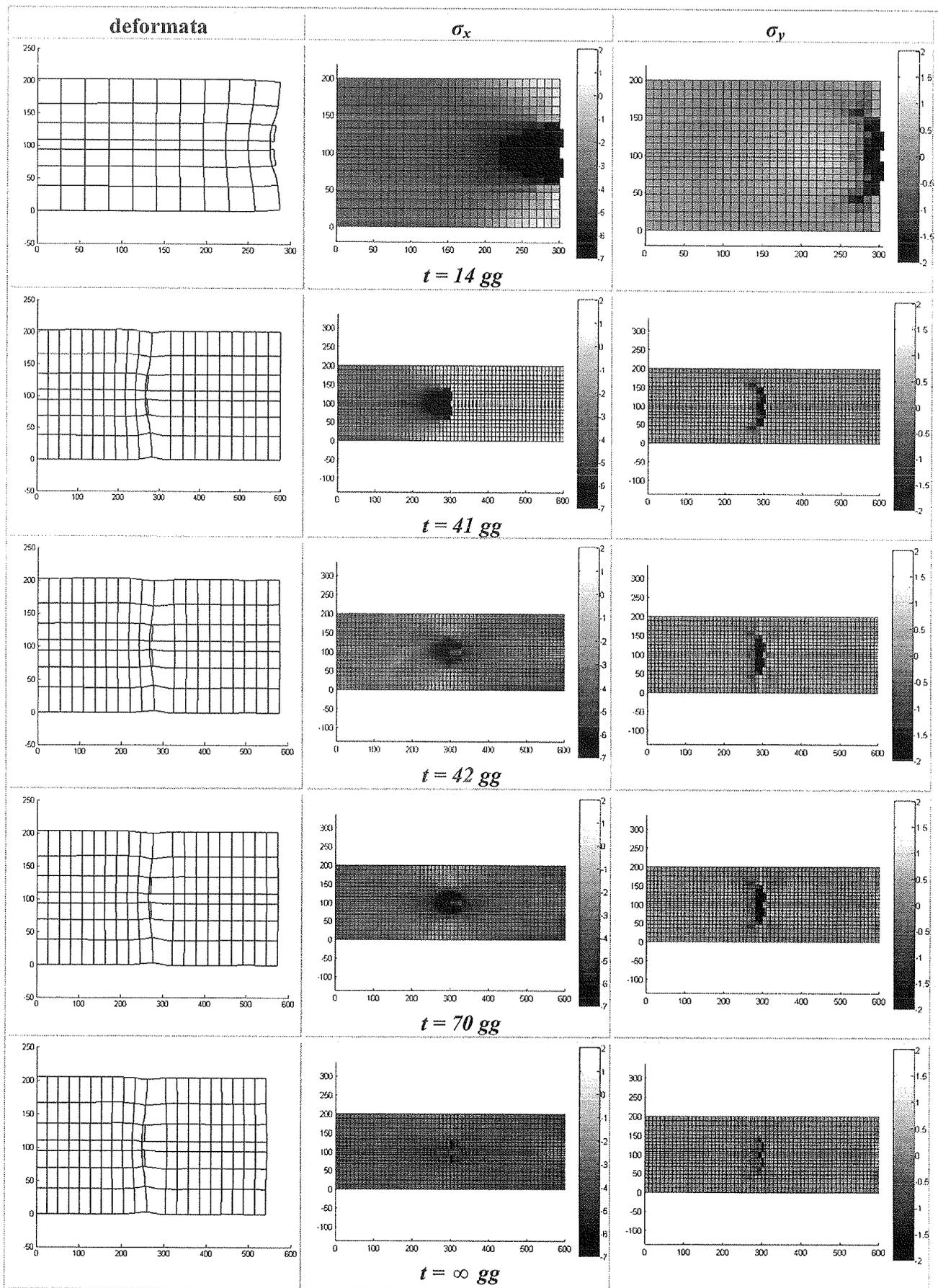


Figura 3 - Precompressione centrata, due su due cavi accoppiati

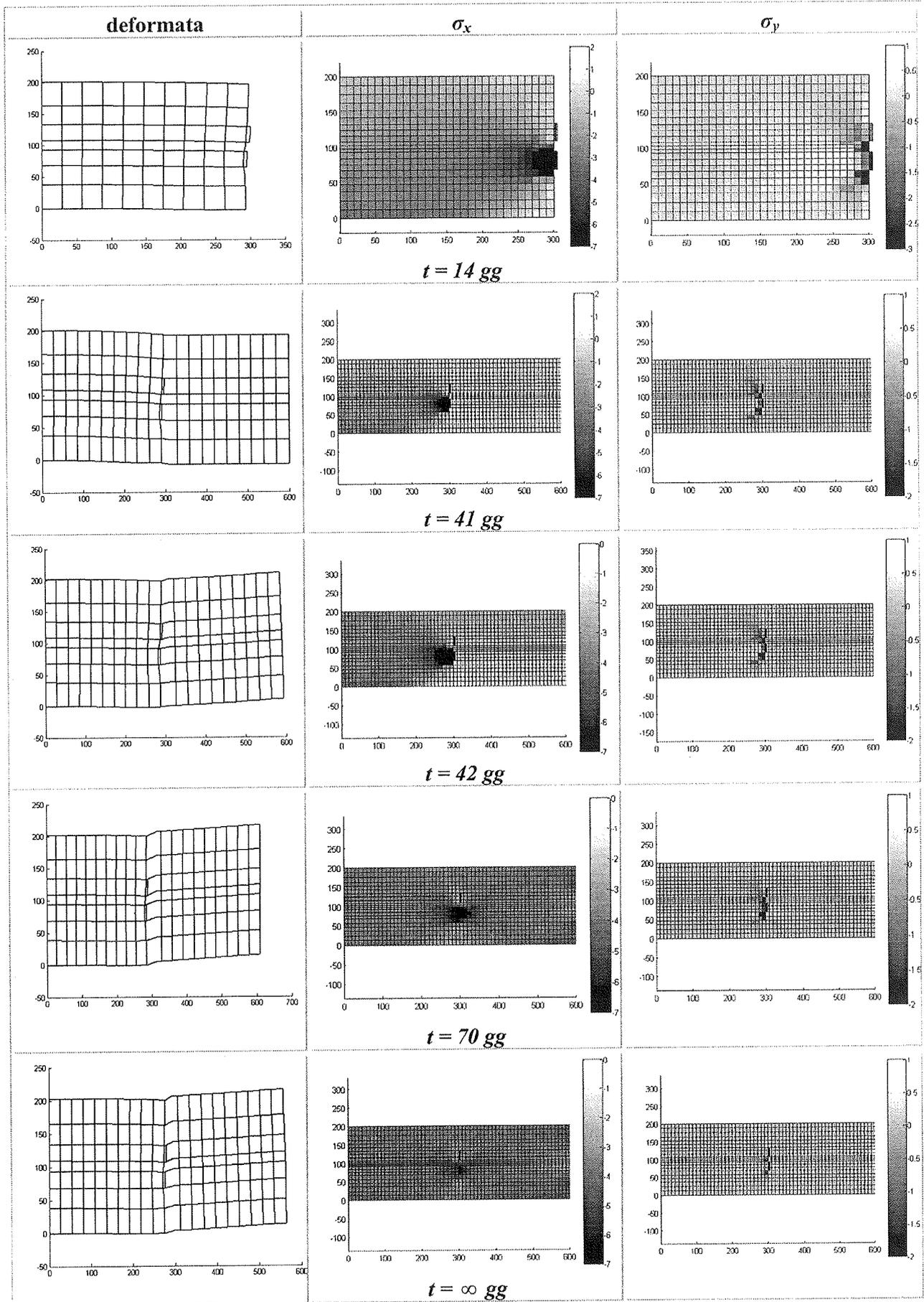


Figura 4 - Precompressione centrata, uno su due cavi accoppiati

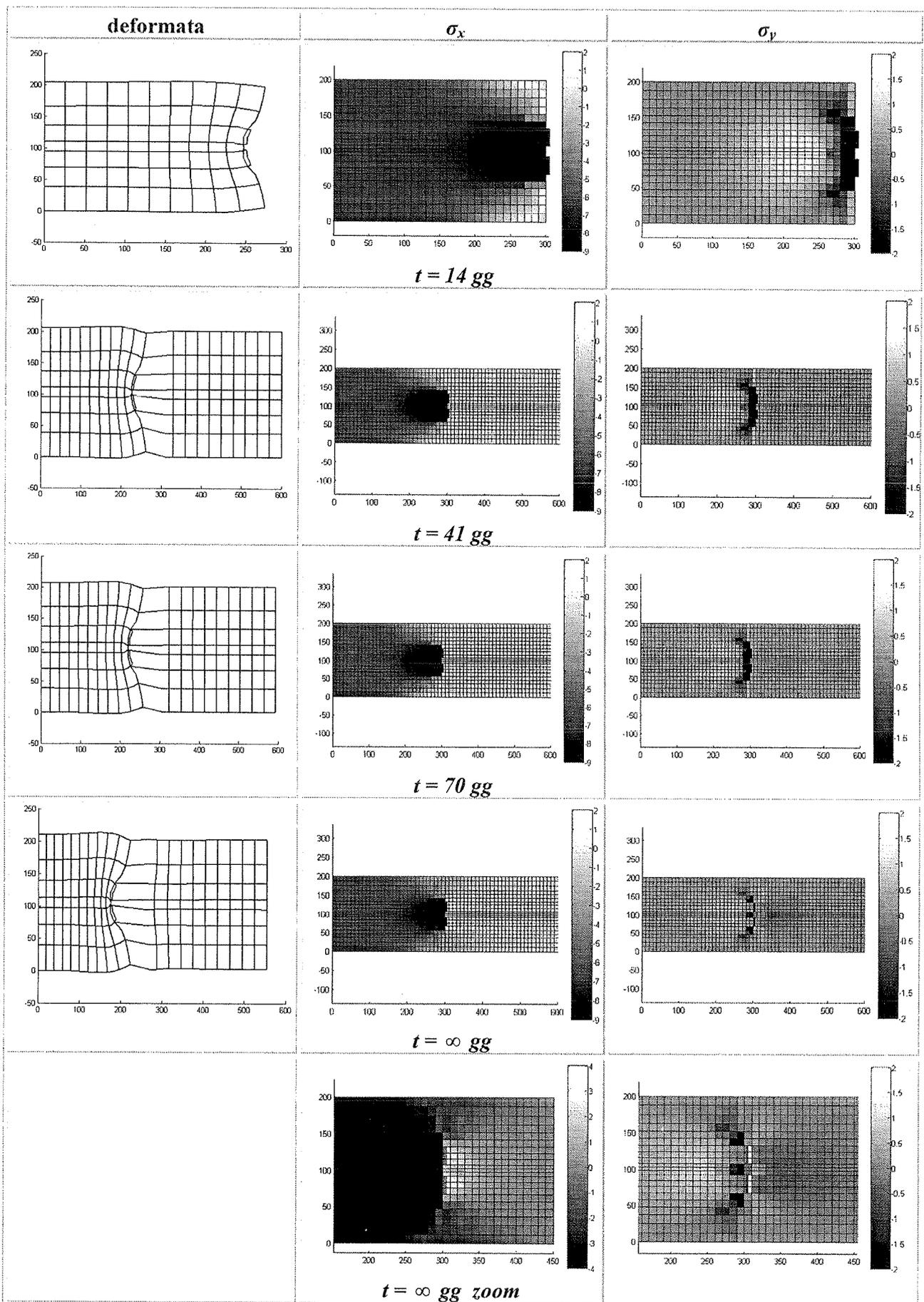


Figura 5 - Precompressione centrata, due su due cavi ancorati

Un caso limite è poi costituito dall'ancoraggio posto nel giunto senza un successivo scarico tensionale; ciò corrisponde al limite alla situazione di accoppiamento di un cavo molto lungo che, per effetto di attrito, perde quasi tutta la sua tensione nella zona di accoppiamento: è chiaro che si tratta di un caso limite, ma è significativo per definire l'effetto della variazione di forza di precompressione nella zona di accoppiamento, intervenuta a seguito della tesatura del cavo accoppiato.

3. RISULTATI DELLE INDAGINI NUMERICHE

La figura 3 rappresenta gli stati deformativi e tensionali (longitudinali e trasversali) relativi alle fasi temporali indicate al punto 2 e al tempo infinito, per il caso di precompressione centrata ($\sigma_m = 62.5$ MPa) ed accoppiamento del 100% dei cavi. L'esame dei parametri rappresentati consente di evincere le seguenti considerazioni:

- Nel periodo di tempo intercorrente tra il getto della parte 2 e la ritesatura dei cavi si sviluppano tensioni longitudinali di trazione nel nuovo getto, di entità proporzionale all'intervallo di tempo che precede la ritesatura; tali tensioni sono ovviamente generate dalla componente viscosa della deformazione non complanare della parte 1.
- A ritesatura avvenuta le tensioni di trazione di cui sopra cambiano segno ed entità per un ordine di grandezza, ma la tensione di compressione in prossimità della superficie rimane circa pari alla metà di quella media attesa. In termini di trazione trasversale si possono apprezzare le tensioni di bursting che, dopo la ritesatura si dimezzano nella parte 1, ma insorgono con la stessa entità dimezzata nella parte 2; risulta quindi chiaro che l'armatura per il bursting deve essere disposta anche nella parte 2.
- Trattandosi di tensioni derivanti da deformazioni impresse, l'effetto benefico della viscosità tende a smorzare sensibilmente nel tempo lo stato tensionale presente.

La figura 4 rappresenta i parametri della figura 3 relativi alla condizione di accoppiamento del 50% dei cavi nella stessa sezione. Il fenomeno presenta le stesse caratteristiche del caso precedente, tenuto ovviamente conto delle dissimmetrie introdotte dalla messa in tensione di un solo cavo (tensioni di spalling evidenti anche nella parte 2 a ritesatura avvenuta), ma gli effetti locali sono scalati del 50%. A tempo infinito la presenza della viscosità riconduce in pratica alla evoluzione dello stato tensionale riscontrabile nel caso di completo accoppiamento (100%) dei cavi di precompressione.

L'effetto della eccentricità del cavo si riconduce alla presenza di tensioni a tempo infinito dovute alla pressoflessione, ma l'evoluzione e le caratteristiche del fenomeno restano uguali a quelle dei casi precedenti.

Anche la tensione media produce analoghi fenomeni, ovviamente ridotti nella opportuna scala.

In tutti i casi finora esaminati si osserva la presenza di tensioni di trazione nel giunto idonee a comportarne

l'apertura, tenuto conto che si opera in presenza di ripresa di getto; tali tensioni dovranno quindi essere assorbite da una armatura idonea, per distribuzione e livello tensionale, a controllare l'apertura delle fessure, garantendone valori dell'ordine di 0.1 mm.

Per ultimo la figura 5 illustra il caso relativo al tensionamento di un cavo intermedio non ripreso da ulteriore tesatura. Si osserva come insorgano tensioni di trazione longitudinali molto elevate, che normalmente portano all'apertura del giunto; peraltro in questo caso, trattandosi di tensioni indotte da una forza localizzata, l'effetto della viscosità non produce lo smorzamento esaminato nei casi precedenti, ma esalta nel tempo il fenomeno. E' necessario quindi disporre una sensibile quantità di armatura localizzata e contare anche sulla tensione uniforme presente nel resto della struttura per poter contenere significativamente l'apertura delle fessure.

4. CONCLUSIONI

Le analisi sopra riportate consentono di individuare i principali parametri che influenzano la risposta nel caso di cavi accoppiati e/o ancorati in zone intermedie della struttura.

La viscosità gioca un ruolo diverso nei due casi limite possibili privilegiando lo smorzamento tensionale nel caso di accoppiamento e favorendo invece lo sviluppo di tensioni di trazione elevate nel caso di ancoraggio intermedio.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] Stone, W. C., Breen, J.E., "Behavior of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones," PCI Journal, V. 29, No. 1, Jan.-Feb. 1984.
- [2] Stone, W.C., Breen, J.E., "Design of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones," Research Report 208-3F, Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, June 1984
- [3] CEB - FIP, "Model Code for Concrete Structures 1990: design code" Comité euro-international du béton - Thomas.Telford, 1993.
- [4] Standard Specifications for Highway bridges, American Association od State Highway Officials, Washington, D.C. 1983.
- [5] ACI - American Concrete Institute; "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-89) and commentary" ACI 318R-89, 1989.
- [6] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of Concrete structures - Part 1.1 General rules and rules for buildings, Final Draft, December 2003.
- [7] Leonhardt, F., "I ponti: dimensionamento, tipologie, costruzione", Edizioni di Scienza e tecnica, Milano, 1979.
- [8] Seible, F., "Coupling Joints of Prestressing Tendons in Continuous Post-Tensioned Concrete Bridges", Transportation Research Record No.

- 1044, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1986 pp. 43-49.
- [9] Seible, F., Kropp, Y., and Lathan, C.T., "Stress State in Coupling Joints of Post Tensioned Concrete Bridge", Transportation Research Record No. 1072, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1986, PP.50-58.
- [10] Picard, A., Bastien, J., Massicotte. B., "Relative efficiency of external prestressing" ASCE Journal of Structural Engineering, 1995, pp.1832.
- [11] Picard, A., Bastien, J., Massicotte. B., "Analysis of Continuous Beam Prestressed with Localized Tendons," Journal of Structural Engineering, V. 126, Feb.2000, pp.262-265.
- [12] Byung Hwan Oh and Sung Tae Chae; "Structural Behavior of Tendon Coupling Joints in Prestressed Concrete Bridge Girders" ACI Structural Journal, Title no. 98-S9.
- [13] Der Bundesminister fuer Verkehr, Abteilung Strassenbau; "Schaden an Bruecken und anderen Ingenieurbauwerke,, Verkehrsblattverlag Borgmann GmbH u. Co. KG, Dortmund, West Germany, 1982, 462pp.
- [14] EN 1992-2, Eurocode 2, Part 2; Concrete Bridges, Design and detailing rules, Stage 34, December 2003.
- [15] Smerda. Z., Kristek, V., "Creep and shrinkage of concrete elements and structures"; Amsterdam : Elsevier, 1988.
- [16] Bazant, Z., "Mathematical modelling of creep and shrinkage of concrete", Chichester : Wiley, copyr. 1988.
- [17] Findley, W. N., Lai, J. S., Onaran, K., "Creep and relaxation of nonlinear viscoelastic Materials-with and introduction to linear viscoelasticity"; Dover Publications, Inc., New York, 1989.
- [18] Bazant, Z. Editor "IV Rilem International Symposium on creep and shrinkage of concrete mathematical modelling", 26-28 Ago 1986.
- [19] Bathe, K. J., "Finite element procedures", Englewood Cliffs : Prentice- Hall, copyr. 1996

STABILITÀ EULERIANA DI STRUTTURE A FOLDED PLATE

Fabio Biondini¹, Pier Giorgio Malerba², Mauro Sartori³

¹ Assegnista di ricerca, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

² Professore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

³ Borsista, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

La memoria è dedicata al problema della determinazione del carico critico Euleriano di strutture a folded plate, ovvero di strutture composte da lastre collegate tra di loro lungo gli spigoli, in modo da formare un sistema con determinate caratteristiche di rigidità e di portanza. Tenendo conto delle particolari caratteristiche di regolarità geometrica e di vincolo di questa tipologia strutturale, il problema viene risolto con l'ausilio del metodo semianalitico delle strisce finite, di cui viene presentata un'estensione che permette di determinare il carico critico e il relativo modo critico, tramite la classica soluzione di un problema di autovalori. L'efficacia della formulazione proposta viene mostrata con una serie di casi applicativi riferiti a problemi classici in tema di instabilità (tubi sottili, travi a doppio T) ed ad una tipologia di tegolo di copertura ricorrente nell'industria della prefabbricazione.

ABSTRACT

This paper deals with the evaluation of the elastic critical load of folded plate structures. The analysis is carried out through the Finite Strip Method (F.S.M.), here extended to stability problems. The critical load and the corresponding critical shape are computed by solving a classical eigenproblem. The effectiveness of the proposed method is shown through accuracy tests referred to classical stability problems (thin tubes, double T beams) and to a slender shall element quite common in the precasting industry.

1 INTRODUZIONE

Ovunque occorra leggerezza nel superamento di grandi luci, o quando si intendono concepire strutture industriali o di rappresentanza aeree e luminose, è ricorrente l'impiego di elementi in parete sottile, leggeri, ma sagomati in modo da possedere doti di robustezza e di rigidità adeguate alla loro funzione strutturale.

Inoltre l'introduzione di calcestruzzi ad alta ed ad altissima resistenza ed il continuo affinamento delle tecniche, ma anche delle forme, utilizzate dall'industria della prefabbricazione, hanno portato a proporre spessori sempre più esili, spostando l'attenzione delle verifiche dalla crisi per rottura del materiale, a quella della crisi per perdita di stabilità dell'equilibrio.

Per strutture sagomate nello spazio, in particolare, la perdita delle caratteristiche di rigidità nei confronti delle diverse distribuzioni di carico può avvenire sia localmente, interessando zone limitate della struttura e configurando così un modo di instabilità locale, sia coinvolgendo la struttura nella sua interezza e provocando un'instabilità di tipo globale.

Lo studio del comportamento statico delle strutture a folded plate iniziò nei primi anni del '900, con la proposta di diversi modelli di calcolo, spesso basati su ipotesi molto

semplificate, al fine di consentire quanto si poteva allora sviluppare con calcolazioni manuali. Tra gli approcci più noti si citano quelli proposti da Ehlers ("Equazione dei tre tagli"), da Gruber, da Ohlig, da Hartenbach e, infine, forse il più diffuso per le applicazioni ai cassoni dei ponti, il metodo di Girkmann [1].

Meno ampia è invece la Letteratura sulla stabilità di questo tipo di strutture.

In sintesi, il problema della stabilità delle strutture a folded plate può essere affrontato secondo due differenti approcci. Il primo fa riferimento alla teoria dei profili sottili ed assimila la struttura ad una trave, riconducendosi ai problemi di instabilità flessionale in una o in due direzioni, di instabilità torsionale o mista (*instabilità flessio-torsionale*). In genere questi approcci considerano la sezione trasversalmente rigida e quindi ignorano le cause di instabilità associate ai modi deformativi che possono nascere per effetto della perdita di forma. Con questo approccio il problema è di solito impostato partendo da un sistema di equazioni differenziali, scritte facendo riferimento alla configurazione deformata e dal quale si può ricavare un parametro significativo dello stato critico, sia risolvendo il sistema in forma esatta, sia applicando una soluzione energetica [2].

Il secondo modo consiste invece nel considerare la soluzione dell'equazione che governa il comportamento del singolo elemento di lastra-piastra attraverso un approccio alla Lévy, separando cioè il comportamento longitudinale, sviluppato in serie di Fourier, in modo da soddisfare le condizioni al contorno ai due estremi della luce dell'elemento strutturale, da quello trasversale, dipendente da espressioni i cui parametri vengono determinati scrivendo opportune equazioni di equilibrio e tenendo conto delle relative condizioni al contorno. La struttura a folded plate è dunque analizzata solo nella direzione trasversale attraverso un'impostazione nelle rigidità, come avviene nel contesto del metodo degli spostamenti [3].

Ai fini della determinazione del carico critico Euleriano, in sistemi complessi, conviene, infine, fare ricorso ai metodi generali della meccanica computazionale, sviluppando una discretizzazione della struttura per elementi finiti. In particolare, se la struttura presenta una geometria e caratteristiche elastiche costanti lungo lo sviluppo della luce, il problema può essere affrontato con l'ausilio del metodo delle strisce finite (Finite Strip Method, F.S.M.) [4], [5], [6], [7], versione cosiddetta semianalitica del Metodo degli Elementi Finiti.

Il lavoro che viene presentato intende mostrare come il metodo delle strisce finite sia utilizzabile per lo studio della stabilità di strutture aventi particolari caratteristiche di regolarità, quali appunto le strutture a folded plate [8]. La determinazione del carico critico Euleriano si svolge, in maniera analoga a quanto avviene per il metodo degli elementi finiti, attraverso la soluzione di un problema di autovalori che, nel caso in esame, considera contemporaneamente tutte le armoniche impiegate per l'analisi statica. Attraverso l'autovettore associato all'autovalore che fornisce il carico critico è quindi possibile determinare anche la configurazione cui si attegge la struttura sotto le condizioni di carico che la rendono instabile.

2 FORMULAZIONE PER STRISCE FINITE

Un metodo particolarmente conveniente ai fini dello studio della stabilità delle strutture a folded plate è il *Metodo delle Strisce Finite (F. S. M.)*. Questo metodo, di tipo semianalitico, consente di studiare il comportamento di una struttura tridimensionale che presenta caratteristiche di regolarità longitudinale per materiale e geometria, secondo una visione bidimensionale come in un telaio piano, valutando poi l'andamento di spostamenti, deformazioni e sforzi nella terza direzione attraverso uno sviluppo in serie.

La soluzione in direzione trasversale è ricavata attraverso un metodo numerico, come nel caso degli elementi finiti, in cui il campo di spostamento, e quindi di deformazione e di sforzo, è determinato solo in corrispondenza delle linee nodali. I parametri che costituiscono le incognite del problema sono le ampiezze dei singoli termini delle serie di funzioni, i quali rappresentano le componenti degli spostamenti della linea nodale nelle tre direzioni dello spazio e la rotazione attorno all'asse longitudinale. Questi parametri sono definiti nel sistema di riferimento intrinseco dell'elemento e vanno pertanto ricondotti ad un riferimento assoluto, comune a tutti gli elementi utilizzati.

All'interno del campo di striscia gli spostamenti possono ottenersi interpolando tra i corrispondenti valori di spostamento lungo le linee nodali (Figura 1):

$$\begin{aligned} u(x, y) &= \sum_{m=1}^r [(1-\xi) \cdot \delta_{xim} + \xi \cdot \delta_{xjm}] \sin \frac{m\pi y}{\ell} \\ v(x, y) &= \sum_{m=1}^r [(1-\xi) \cdot \delta_{yim} + \xi \cdot \delta_{ym}] \cos \frac{m\pi y}{\ell} \\ w(x, y) &= \sum_{m=1}^r \left\{ (1-3\xi^2 + 2\xi^3) \delta_{zim} + b\xi(1-2\xi + \xi^2) \rho_{ym} + \right. \\ &\quad \left. + (3\xi^2 - 2\xi^3) \delta_{jm} + b\xi(-\xi + \xi^2) \rho_{ym} \right\} \cdot \sin \frac{m\pi y}{\ell} \end{aligned} \quad (1)$$

dove $\xi = x/b$ mentre i termini δ sono i parametri che rappresentano gli spostamenti massimi nelle due direzioni degli estremi i e j .

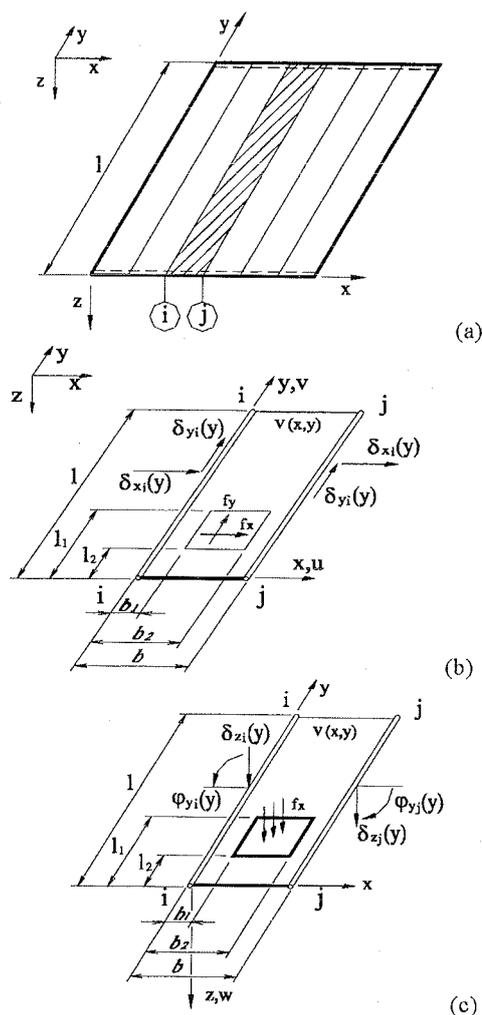


Figura 1 - Notazione e convenzioni di segno. (a) Suddivisione in elementi a striscia. (b) Regime di lastra. (c) Regime di piastra.

Analogamente al caso degli elementi finiti, tali espressioni possono essere scritte in forma matriciale ricorrendo alle funzioni di forma che contengono anche i termini trigonometrici che consentono il disaccoppiamento dei coefficienti relativi a componenti armoniche diverse:

$$\underline{d}(x, y) = \underline{N}(x) \cdot \underline{q}(y) \quad (2)$$

con $\underline{d}(x, y) = [u(x, y) \ v(x, y) \ w(x, y)]^T$.

In questo modo, le espressioni dell'energia di deformazione e del lavoro dei carichi esterni permettono di determinare la matrice di rigidità e il vettore delle forze nodali:

$$U_e = \frac{1}{2} \int_V \underline{e}^T \underline{s} \, dV = \frac{1}{2} \int_V \sum_{m=1}^r \underline{q}_m^T \underline{B}_m^T \underline{D} \sum_{n=1}^r \underline{B}_n \underline{q}_n \, dV =$$

$$= \frac{1}{2} \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^r \underline{q}_m^T \left(\int_V \underline{B}_m^T \underline{D} \underline{B}_n \, dV \right) \underline{q}_n = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^r \underline{q}_m^T \underline{K}_{mn} \underline{q}_n$$

$$U_e = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^r \underline{q}_m^T \underline{K}_{mm} \underline{q}_m \quad (3)$$

$$W = - \int_V \underline{d}^T \underline{f}_v \, dV - \int_A \underline{d}^T \underline{f}_s \, dA - \int_l \underline{d}^T \underline{f}_l \, dl =$$

$$= - \sum_{m=1}^r \underline{q}_m^T \left(\int_V \underline{N}^T \underline{f}_v \, dV + \int_A \underline{N}^T \underline{f}_s \, dA + \int_l \underline{N}^T \underline{f}_l \, dl \right) = - \sum_{m=1}^r \underline{q}_m^T \underline{\bar{f}}_m$$

Nell'espressione, le matrici indicate con \underline{D} e \underline{B} rappresentano rispettivamente la matrice del legame elastico sforzi-deformazioni e la matrice di congruenza interna che indica il legame tra spostamenti e deformazioni, mentre \underline{N} è la matrice delle funzioni di forma.

Applicando il Principio di Stazionarietà dell'Energia Potenziale Totale è possibile definire il sistema di equazioni lineari che permette di risolvere il problema [4], [5]:

$$\Pi_p = U + W = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^r \underline{q}_m^T \underline{K}_{mm} \underline{q}_m - \sum_{m=1}^r \underline{q}_m^T \underline{\bar{f}}_m$$

$$\frac{\partial \Pi_p}{\partial \underline{q}_m} = \underline{K}_{mm} \underline{q}_m - \underline{\bar{f}}_m = \underline{0}, \quad m = 1, \dots, r \quad (4)$$

3 DETERMINAZIONE DEL CARICO CRITICO EULERIANO

L'estensione del metodo delle strisce finite, presentata in questo lavoro per studiare il fenomeno della stabilità nelle strutture a folded plate, ricorre alla soluzione di un problema di autovalori, in cui, oltre alla matrice di rigidità utilizzata per la soluzione del problema elastico, compare anche una matrice di rigidità geometrica, o *dello sforzo iniziale*. Tale matrice è ottenuta imponendo l'equilibrio nella configurazione deformata; in questo modo, infatti, si può valutare l'Energia Potenziale Totale attraverso il cosiddetto *lavoro del secondo ordine* in cui a fianco delle componenti di sforzo compaiono le componenti del secondo ordine degli spostamenti nelle tre direzioni (Figura 2):

$$T_e = \frac{1}{2} \int_V \left\{ \sigma_x(x, y) \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right] + \right.$$

$$\left. + \sigma_y(x, y) \left[\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] + \right.$$

$$\left. + 2\tau_{xy}(x, y) \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \left(\frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right] \right\} dV \quad (5)$$

Sostituendo le espressioni degli spostamenti e scrivendo il lavoro del secondo ordine in forma matriciale, è possibile arrivare ad un'espressione del tipo:

$$T_e = \frac{1}{2} \int_V \left\{ \underline{Y}^T \cdot \underline{G}^T \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{G} \cdot \underline{Y} \right\} dV \quad (6)$$

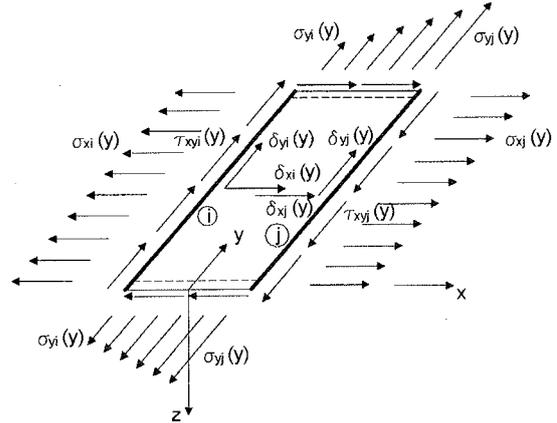


Figura 2 - Elemento di striscia finita soggetto ad una generica componente di sforzo nel piano.

in cui

$$\underline{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x(x, y) \underline{I}_3 & \tau_{xy}(x, y) \underline{I}_3 \\ \tau_{xy}(x, y) \underline{I}_3 & \sigma_y(x, y) \underline{I}_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

è la matrice che contiene le componenti di sforzo membranale nelle due direzioni e lo sforzo di taglio, le quali provocano stati di compressione all'interno delle membrature che possono causare perdita di rigidità della struttura, mentre

$$\underline{G} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N(x, y)}{\partial x} \\ \frac{\partial N(x, y)}{\partial y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1(x, y)}{\partial x} & \frac{\partial N_2(x, y)}{\partial x} & \frac{\partial N_3(x, y)}{\partial x} \\ \frac{\partial N_1(x, y)}{\partial y} & \frac{\partial N_2(x, y)}{\partial y} & \frac{\partial N_3(x, y)}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (8)$$

è la matrice che contiene opportune derivate delle funzioni di forma.

Inserendo il lavoro scritto nell'espressione dell'E.P.T. che rappresenta quindi la sua variazione seconda, si ha

$$\Pi_2 = U + W + T_e = \frac{1}{2} \int_V \left\{ \underline{Y}^T \cdot \underline{B}^T \cdot \underline{D} \cdot \underline{B} \cdot \underline{Y} \right\} dV$$

$$+ \frac{1}{2} \int_V \left\{ \underline{Y}^T \cdot \underline{G}^T \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{G} \cdot \underline{Y} \right\} dV - \int_A \underline{Y}^T \cdot \underline{N}^T \cdot \underline{p} \, dA \quad (9)$$

Stazionarizzando l'E.P.T. rispetto ai parametri che rappresentano gli spostamenti nodali si ottiene

$$\left(\underline{K}_B + \underline{K}_G \right) \cdot \underline{Y} - \underline{F} = 0 \quad (10)$$

dove

$$\underline{K}_B = \int_V \left\{ \underline{B}^T \cdot \underline{D} \cdot \underline{B} \right\} dV \quad (11)$$

è la matrice di rigidità elastica del sistema,

$$\underline{F} = \int_A \underline{N}^T \cdot \underline{p} \, dA \quad (12)$$

è il vettore delle forze equivalenti nodali, comprendente tutte le forze agenti, di volume e/o di superficie, mentre

$$\underline{K}_G = \int_V \left\{ \underline{G}^T \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{G} \right\} dV \quad (13)$$

è la matrice di rigidità geometrica del sistema.

Come per la matrice di rigidezza elastica dell'elemento di striscia finita, anche la matrice geometrica ha una struttura particolare, alla quale si può risalire ricordando la forma del vettore dei parametri di spostamento nodale. Nel vettore \underline{Y} sono contenuti, in maniera ordinata, le componenti agli spostamenti nodali di tutte le armoniche, come anche nella matrice \underline{G} ricavata in precedenza. La matrice di rigidezza geometrica assume pertanto la forma a blocchi, ordinati secondo le componenti armoniche contenute nel vettore \underline{Y} :

$$\underline{K}_G = \begin{bmatrix} \underline{K}_{G11} & \underline{K}_{G12} & \cdots & \underline{K}_{G1r} \\ \underline{K}_{G21} & \underline{K}_{G22} & \cdots & \underline{K}_{G2r} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \underline{K}_{Gr1} & \underline{K}_{Gr2} & \cdots & \underline{K}_{Grr} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Il termine \underline{K}_{Gmn} della matrice di rigidezza geometrica, associato alle armoniche m e n può dunque scriversi nella forma seguente:

$$\underline{K}_{Gmn} = \int_V \underline{G}_m^T \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{G}_n \, dV \quad (15)$$

Tale termine rappresenta una sottomatrice di dimensioni pari al numero dei gradi di libertà e viene assemblato secondo le usuali regole utilizzate anche per la costruzione della matrice di rigidezza del caso elastico. Il problema ha quindi complessivamente dimensioni $[(n.g.l.) \times r]$, con r numero di termini armonici, notevolmente superiore rispetto al caso puramente elastico in cui, grazie alle particolari condizioni di vincolo, è possibile disaccoppiare il problema in r sottoproblemi di dimensioni minori.

È interessante notare che, poiché l'espressione governante l'andamento degli sforzi all'interno della generica striscia è una serie trigonometrica, è possibile integrare esattamente sul volume dell'elemento i termini della matrice di rigidezza.

Di importanza rilevante sono le caratteristiche delle matrici di rigidezza ricavate. La matrice di rigidezza elastica \underline{K}_E , in assenza di labilità che sono evitate dalla formulazione dell'elemento di striscia finita è definita positiva. La matrice di rigidezza geometrica \underline{K}_G è, invece, per uno stato di sforzo generale, indefinita.

Il problema di autovalori che governa il comportamento critico per sistemi discreti, o discretizzati con vari metodi, tra cui anche le strisce finite, è esprimibile nella forma

$$\underline{K}_E \cdot \underline{x} + p \cdot \underline{K}_G \cdot \underline{x} = 0 \quad (16)$$

La (16) rappresenta la forma algebrica di un *problema lineare di autovalori*. In particolare, gli *autovalori* rappresentano i valori p_n del parametro di carico per cui il problema ammette soluzioni $\underline{x}_n \neq 0$, dette *autovettori*. Il carico critico Euleriano è quindi il minimo autovalore del problema e il corrispondente autovettore definisce la deformata critica.

Riconducendo il problema (16) alla seguente forma standard

$$\underline{D} \cdot \underline{x} = \lambda \cdot \underline{x} \quad (17)$$

è possibile risolvere il problema valutando il minimo autovalore e il corrispondente autovettore [6].

4 APPLICAZIONI

4.1. Piastra appoggiata su quattro lati

Sono stati esaminati alcuni casi elementari di piastre appoggiate su quattro lati soggette a diverse condizioni di carico. Particolarmente interessante è la situazione di lastra caricata uniformemente su due lati opposti. La Figura 3 mostra la variazione del carico critico in funzione del rapporto tra i lati. Si nota in particolare come i punti di minimo del grafico, tendano asintoticamente al valore $K = 4$ che riproduce la soluzione teorica. Infatti, per una lastra quadrata l'effetto diffusivo è molto importante e influisce notevolmente sullo stato di sforzo complessivo. All'aumentare del rapporto tra i lati questo effetto si affievolisce, in quanto una lastra lunga e stretta tende ad avere un comportamento più simile a quello ipotizzato dalla soluzione teorica.

4.2. Tubo a sezione quadrata

Si considera un tubo sottile di sezione quadrata (Figura 4) formato da quattro lastre collegate tra loro solamente in corrispondenza degli spigoli. Un tale tipo di vincolo blocca gli spostamenti trasversali degli estremi delle lastre, ma non le loro rotazioni, le quali non sono del tutto impedito. Le singole lastre componenti si comportano come se fossero sottoposte sui due lati longitudinali ad un vincolo intermedio tra appoggio e incastro e doppio appoggio alle estremità.

Caricando il tubo assialmente, per piccole lunghezze si verifica un imbozzamento delle singole lastre. La struttura nel suo complesso può anche essere vista come un'asta compressa e, quindi, quando l'effetto locale si esaurisce, la struttura assume la configurazione deformata propria della teoria Euleriana delle travi. Per valori di snellezza intermedi, invece, il carico critico risulta superiore a quello dovuto all'instabilità locale delle singole lastre costituenti la struttura. In tale zona infatti, si configura una deformata critica dovuta ancora all'instabilità delle singole lastre. Tuttavia il numero di semionde, secondo cui si atteggiano le varie parti, aumenta progressivamente (Figura 4) finché, giunti al valore di soglia della snellezza λ_c , il modo secondo cui la struttura trova una configurazione di equilibrio diversa da quella banale cambia repentinamente coinvolgendo anche la deformazione delle zone di spigolo.

Di grande interesse è dunque la determinazione del valore di soglia λ_c il quale, in generale, varia con le caratteristiche geometriche della struttura (Figura 4).

Fissando diversi valori dei rapporti $\lambda = L/b$ e $\tau = t/b$ si ottengono varie curve simili alla precedente, il cui parametro significativo è appunto il valore della snellezza di soglia λ_c .

Conoscendo i valori di questa snellezza per diversi valori del parametro τ , è possibile tracciare un diagramma che mostri come varia λ_c in funzione dello spessore (Figura 5).

Amplificando la zona che rappresenta il comportamento critico a livello locale, si può notare che essa, a sua volta, è divisibile in due parti. Nella prima di esse le lastre che compongono la struttura si comportano come se fossero separate dal resto, seguendo il tipico andamento del grafico delle lastre appoggiate riportato in Figura 3. Per valori maggiori della snellezza, ma minori di λ_c , il carico critico rimane all'incirca costante per poi aumentare in maniera piuttosto ripida. Il modo critico in questa situazione è simile a quello precedente, tipico dell'instabilità locale, ma

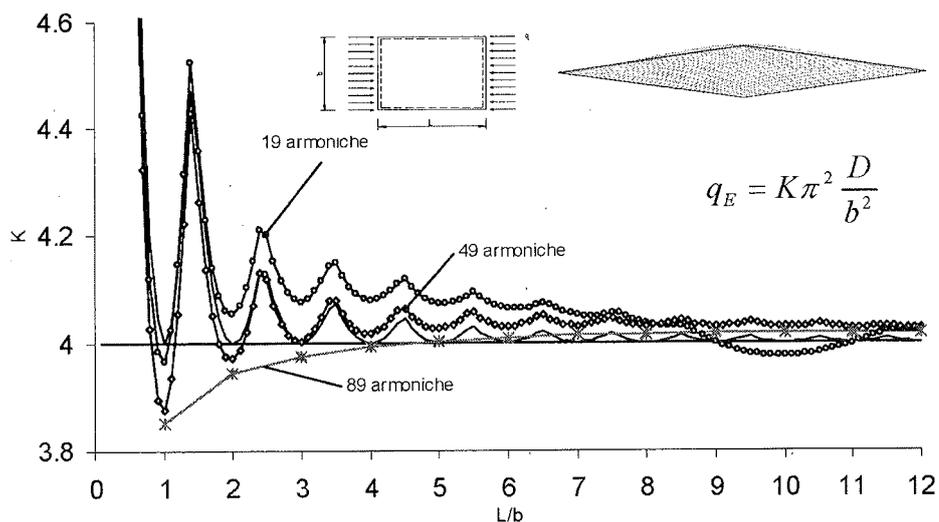


Figura 3 – Andamento del carico critico in funzione del rapporto tra i lati e deformata critica.

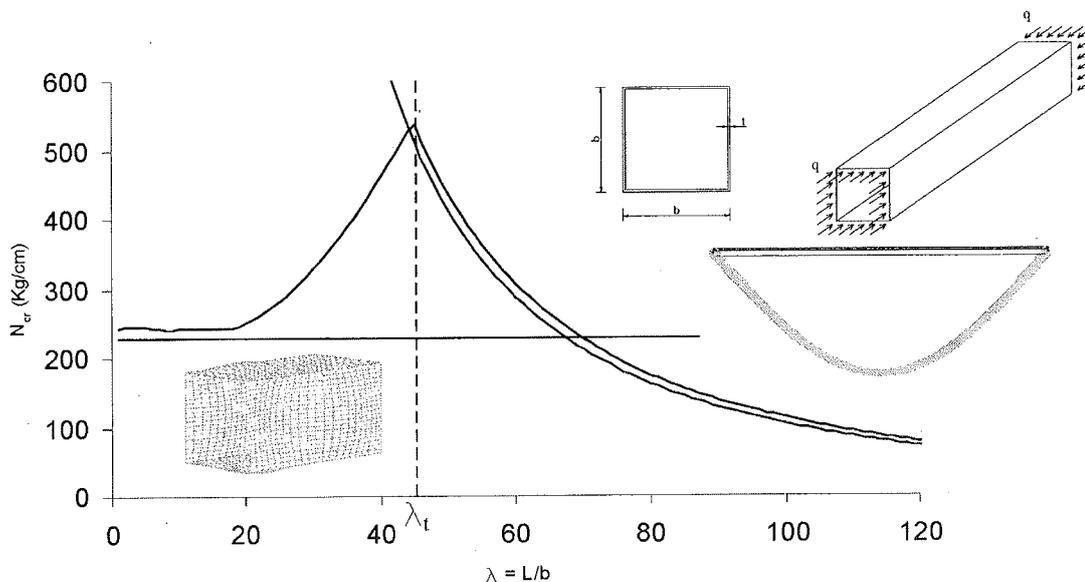


Figura 4 – Tubo sottile a sezione quadrata e andamento del carico critico in funzione della snellezza geometrica con relative deformate critiche.

caratterizzato da un irrigidimento nelle zone terminali del tubo (Figura 6).

4.3. Voltina a due falde

Si considera il caso di una voltina a due falde formata da lastre piane in cui ognuna delle due lastre ha un bordo laterale libero e l'altro che può considerarsi in semplice appoggio, essendo consentita la rotazione del bordo comune ma non lo spostamento trasversale.

L'andamento del carico critico, è rappresentato in Figura 7a al variare dello spessore delle lastre in funzione della lunghezza. I risultati si presentano in accordo con la soluzione teorica, mostrando un comportamento critico di tipo locale che non coinvolge la deformazione dello spigolo comune. Per snellezze più elevate, invece, il carico critico tende in maniera graduale al valore Euleriano e la caratteristica che contraddistingue questo modo critico è la deformazione dello spigolo in cui le lastre convergono (Figura 7b).

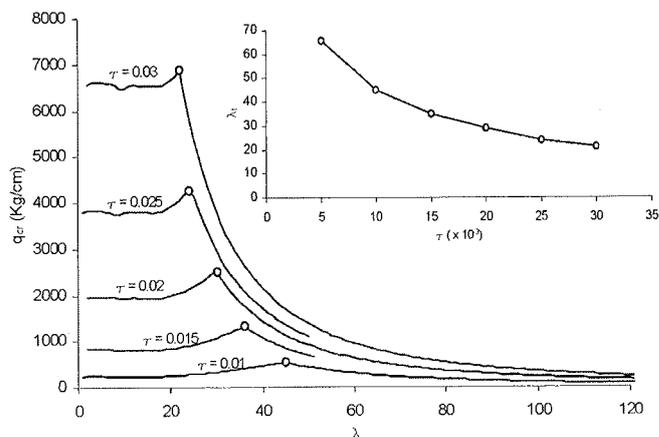


Figura 5 – Variazione della snellezza di soglia in funzione dello spessore

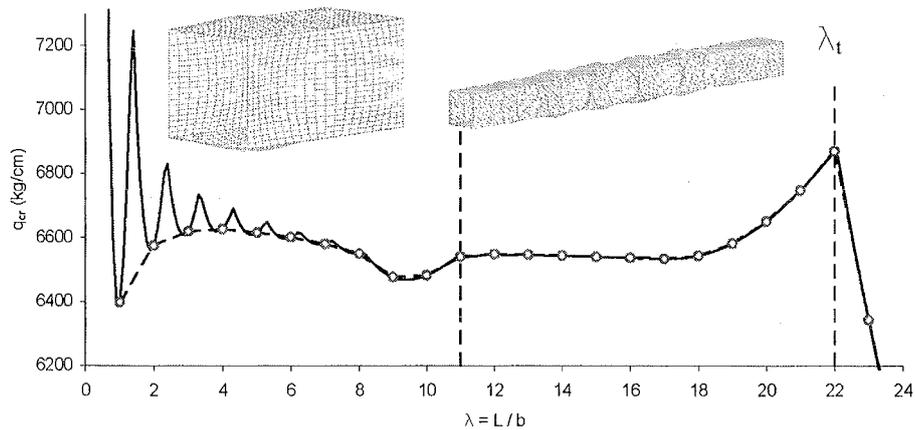


Figura 6 – Comportamento critico a livello locale

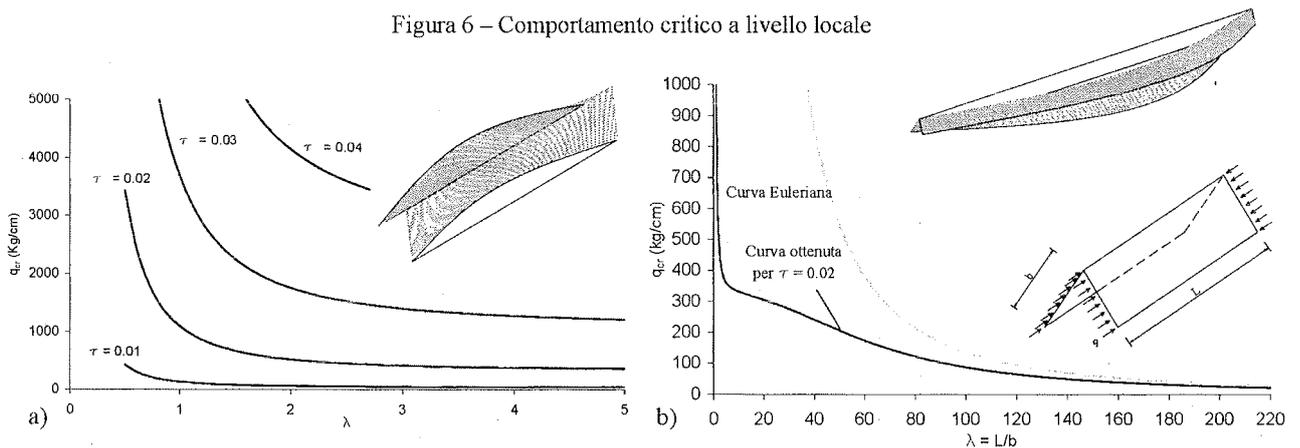


Figura 7 – Carico critico della voltina al variare della lunghezza.

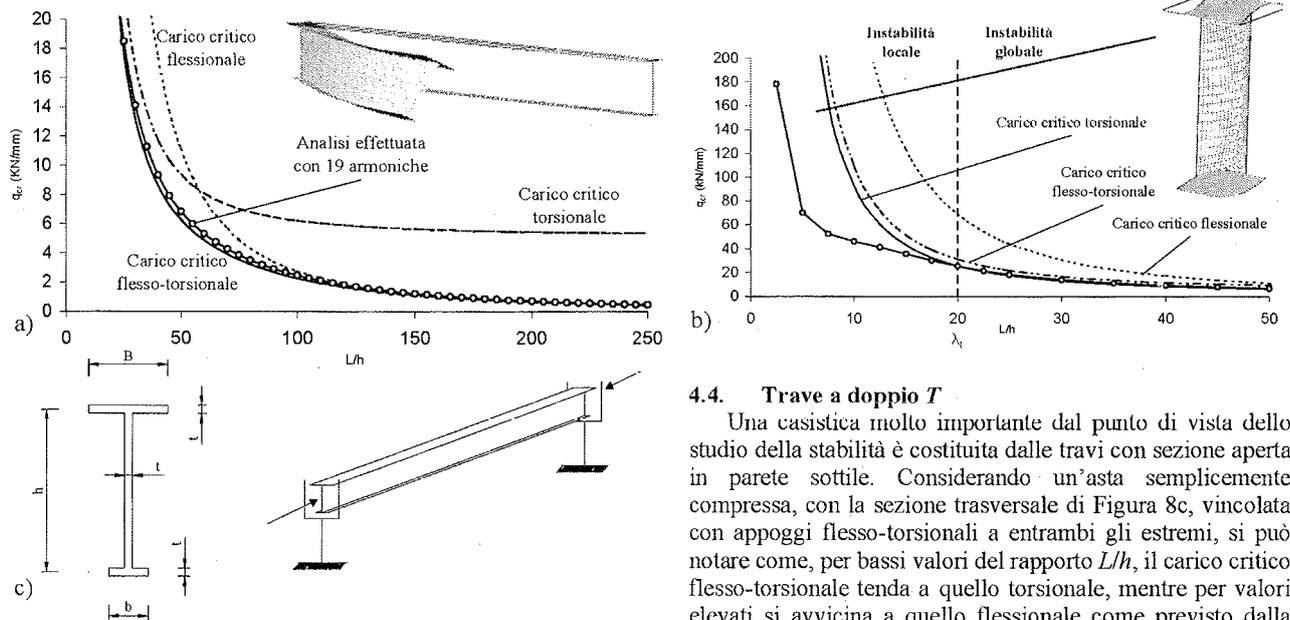


Figura 8 – a) Trave simmetrica vincolata con appoggi flessio-torsionali e soggetta a compressione; b) Carico critico flessio-torsionale per diversi valori del rapporto L/h ; c) carico critico per instabilità locale con relative deformate critiche

4.4. Trave a doppio T

Una casistica molto importante dal punto di vista dello studio della stabilità è costituita dalle travi con sezione aperta in parete sottile. Considerando un'asta semplicemente compressa, con la sezione trasversale di Figura 8c, vincolata con appoggi flessio-torsionali a entrambi gli estremi, si può notare come, per bassi valori del rapporto L/h , il carico critico flessio-torsionale tenda a quello torsionale, mentre per valori elevati si avvicina a quello flessionale come previsto dalla soluzione teorica (Figura 8a).

Se, tuttavia, si estende il grafico anche a valori di L/h piccoli la curva si discosta sensibilmente dalla soluzione teorica flessio-torsionale, in quanto nascono dei fenomeni di instabilità locale che provocano un notevole abbassamento del carico critico (Figura 8b). Questo tipo di

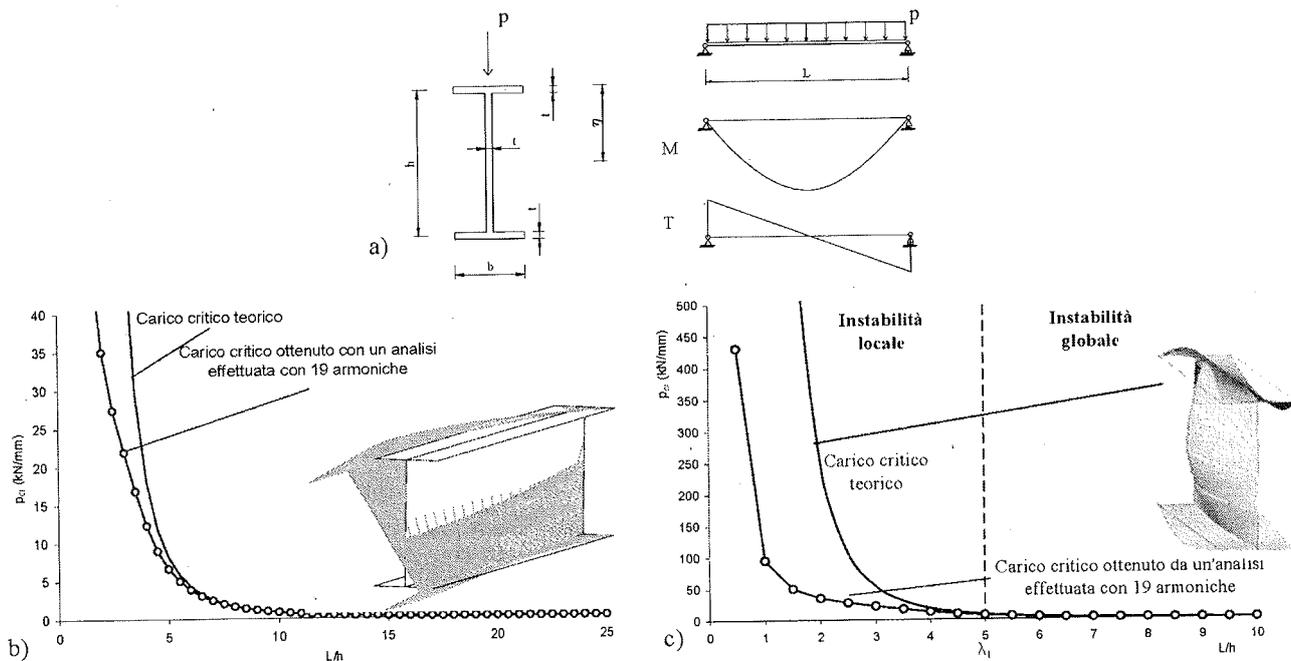


Figura 9 - a) Trave sollecitata da un carico flettente; b) Carico critico per instabilità laterale; c) carico critico per instabilità locale con relative deformate critiche.

instabilità porta ad un modo critico caratterizzato dall'imbozzamento dell'anima del profilo.

Un fenomeno simile al precedente si presenta nelle travi con sezioni aperte in parete sottile quando sono soggette a carichi flettenti. Si considera allo scopo una trave con sezione a doppio T doppiamente simmetrica sollecitata in un suo piano di simmetria con un carico uniformemente distribuito lungo l'intera lunghezza (Figura 9a). Anche in questo caso il carico critico è in accordo con la soluzione teorica ottenuta attraverso il principio di stazionarietà

dell'Energia Potenziale Totale utilizzando il metodo di Ritz in modo da imporre a priori la forma della configurazione deformata. Solo per bassi valori del rapporto L/h la curva ottenuta si discosta sensibilmente da quella teorica a causa del fatto che insorgono fenomeni localizzati che portano all'imbozzamento dell'anima della trave (Figura 9).

4.5. Tegolo di copertura

Una categoria di strutture a folded plate di grande interesse ingegneristico è rappresentata da alcune tipologie di

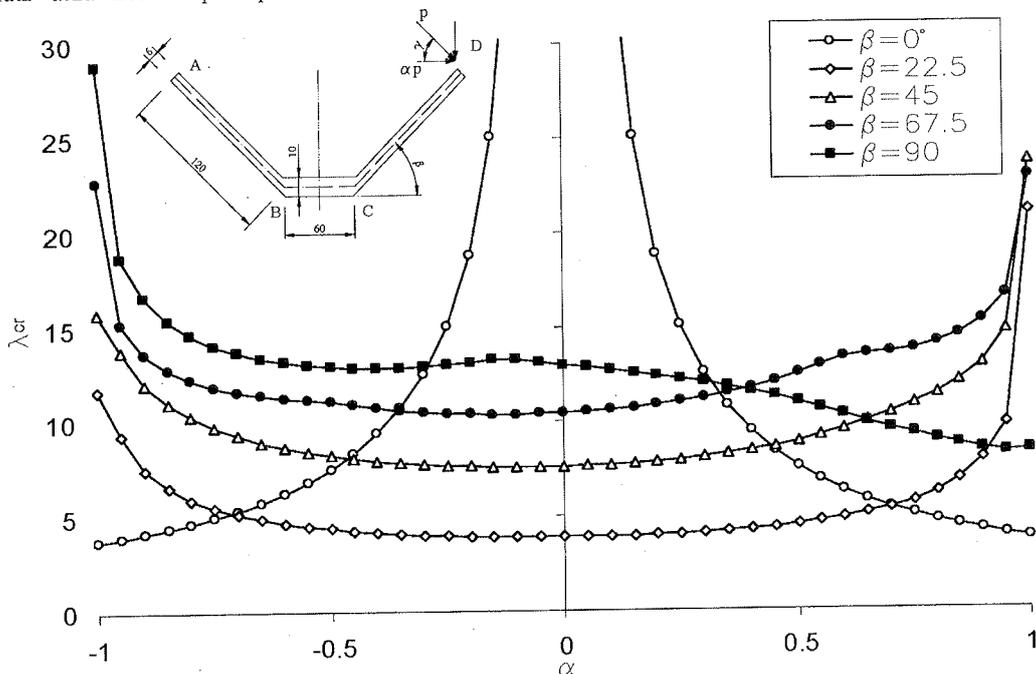


Figura 10 - Moltiplicatore critico dei carichi applicati in funzione di α

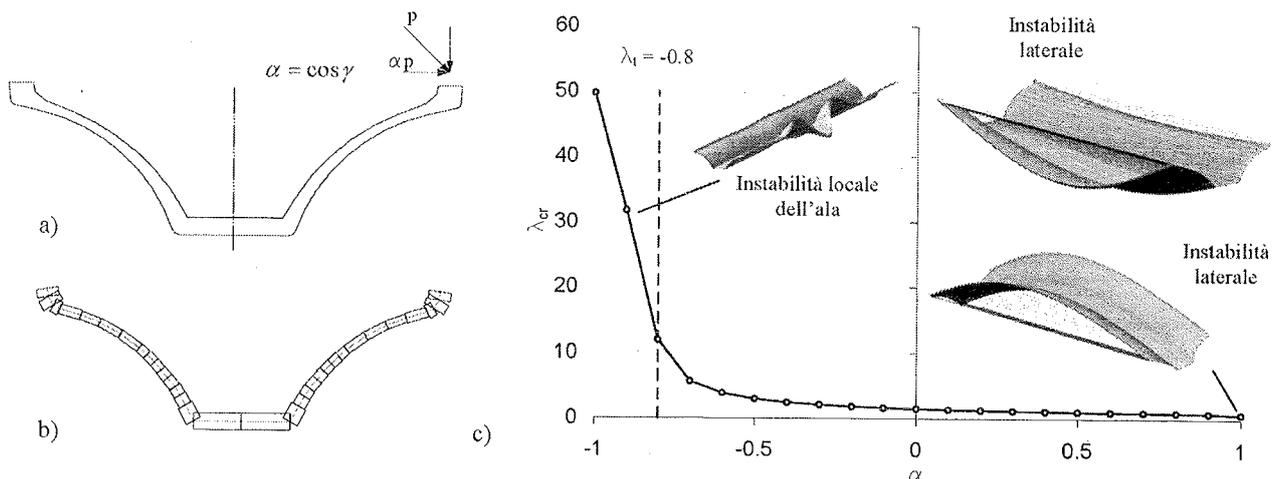


Figura 11 – a) Tegolo di copertura in parete sottile; b) discretizzazione del tegolo; c) Moltiplicatore critico dei carichi applicati in funzione di α

strutture prefabbricate caratterizzate da un profilo sottile come i tegoli di copertura.

Lo studio di situazioni di questo tipo possono presentare notevoli difficoltà di interpretazione dei risultati a causa della relativa complessità della geometria della sezione. Tuttavia, è possibile analizzare strutture in parete sottile con forma simile a quella del tegolo ma con geometria molto più semplice, in modo da meglio interpretare il comportamento delle strutture di questo tipo. A questo scopo si sono analizzati i casi in Figura 10 con diverse inclinazioni β delle ali valutando l'andamento del carico critico in funzione di un parametro α che rappresenta l'inclinazione del carico applicato.

La prima situazione che si considera è il caso con $\beta = 0$ che corrisponde ad una piastra caricata lungo il bordo longitudinale da un carico uniformemente distribuito. Per $\alpha = 0$ il moltiplicatore critico tende ad infinito, poiché l'unico carico presente è quello verticale che non genera stati di sforzo membranali. Per valori di α crescenti in senso positivo o negativo, il moltiplicatore critico diminuisce all'aumentare dell'intensità del carico orizzontale applicato, in quanto è presente anche un carico di tipo membranale.

Passando a valori dell'inclinazione β superiori si manifesta un'interazione tra il comportamento membranale e quello flessionale delle varie parti della struttura sempre più accentuato.

Il tegolo di copertura in profilo sottile di cui si è studiato il comportamento critico è descritto in Figura 11. Lo studio di questa situazione rivela la presenza di tre modi critici fondamentali. Il primo di essi si ha per valori $-1 \leq \alpha \leq -0.8$ e corrisponde ad una deformata critica che configura un'instabilità di tipo locale. Gli altri due modi si riferiscono a due situazioni di instabilità laterale, la prima, ottenuta per $-0.8 \leq \alpha < 1$, la seconda per $\alpha = 1$.

5 CONCLUSIONI

Le strutture a guscio e, nel caso particolare, le strutture a folded plate sono molto sensibili al fenomeno della stabilità. Nell'analisi di questa problematica per questo tipo di strutture, l'approccio diretto basato sulla soluzione di un problema differenziale per la determinazione del carico critico Euleriano non è sempre agevole e in genere risulta

utile – se non indispensabile – il ricorso ad analisi per elementi finiti. In particolare, dato che le strutture in oggetto presentano una geometria regolare e condizioni al contorno in genere abbastanza semplici, in questo lavoro il problema è stato affrontato con l'ausilio del metodo delle strisce finite, di cui è stata sviluppata un'apposita estensione. Il metodo di calcolo che si è presentato può risultare utile in fase di progettazione sia nell'esecuzione di analisi specifiche, sia nella creazione di *design aids* da utilizzare in fase di dimensionamento di strutture ricorrenti, per le quali non esistono soluzioni disponibili.

RINGRAZIAMENTI

Il lavoro è stato svolto nell'ambito del MIUR COFIN 2002083193. Si ringrazia la soc. S.I.P.C. "Solai Varese" s.r.l. che produce il tegolo di copertura di Figura 11.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Born J., (1962), "Hipped-plate (folded-plate) structures, their theory and analysis", Crosby Lockwood & Son Ltd, London.
- [2] Bulson P. S., (1970), "The stability of flat plates", Chatto & Windus, London.
- [3] Křístek V., (1979), "Theory of box girders", John Wiley & Sons, New York.
- [4] Cheung, Y. K., (1976), "Finite strip method in structural analysis", Pergamon Press, Oxford.
- [5] Loo Y. C., Cusens A. R., (1978), "The finite strip method in bridge engineering", Viewpoint Publications by Cement and Concrete Association, Slough (London).
- [6] Sartori M., (2003), "Analisi per strisce finite della stabilità di strutture a folded plate", Tesi di Laurea, Politecnico di Milano.
- [7] Malerba P.G., (2000), "La modellazione delle strutture dei ponti", in Martinez Y Cabrera F, Gentile C., Malerba P.G., "Ponti e Viadotti – Concezione, Progetto, Analisi e Gestione", Pitagora Editrice, Bologna.
- [8] Martinez Y Cabrera F., Menni C., (1974), "I ponti a cassone monocellulare a profilo deformabile", Tecnical Report, 33, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Politecnico di Milano, Tamburini Editore, Milano.

APPOGGI DA PONTE SCORREVOLI CON ELEVATE PRESTAZIONI A LUNGO TERMINE

Christian Braun¹, Massimo Frumento²

¹ Maurer Soehne GmbH, Monaco, Germania.

² Dywit SpA, Milano.

SOMMARIO

Attualmente per le principali superfici di scorrimento degli appoggi da ponte si utilizza esclusivamente il PTFE (teflon) alla cui utilizzabilità non è posto limite. La memoria vuol dimostrare come gli elementi strutturali debbano essere classificati in relazione alla natura e grandezza dei movimenti previsti e come sussistano limitazioni all'uso del PTFE.

MSM[®] è un nuovo materiale di recente sviluppo da utilizzarsi in alternativa al PTFE particolarmente per grandi percorsi cumulati di scorrimento, elevate velocità di movimento e basse temperature. Inoltre in virtù dell'elevata pressione di contatto ammissibile, della bassa resistenza a scorrimento e della lunga vita di servizio, MSM[®] può altresì essere utilizzato in casi d'impiego standard.

SUMMARY

Nowadays, for the main sliding areas of bridge bearings, PTFE is exclusively employed. To date there is no limitation of the suitability of PTFE. It will be shown that structural members (e.g., bridges) have to be classified in terms of nature and magnitude of the expected movements, and that there are limits to the application of PTFE. The newly developed sliding material MSM[®] shall be introduced as an alternative to PTFE, in particular in case of large accumulated sliding paths, high movement velocities and deep temperatures. In addition, due to the high permissible contact pressure, the low sliding resistance and the long service life, MSM[®] can also be applied in standard cases.

1. INTRODUZIONE

Contrariamente alle prime applicazioni di appoggi in acciaio a rullo, oppure di tipo a contatto lineare o puntuale, negli attuali apparecchi di appoggio la trasmissione dei carichi principali, di solito verticali, avviene per mezzo di superfici di contatto.

Utilizzando appoggi elastomerici spostamenti e rotazioni sono facilitati dalle deformazioni a taglio dell'elastomero stesso.

Tutti i rimanenti tipi di appoggio (ad elastomero confinato, a calotta sferica ed elastomerici di tipo scorrevole) consistono di un elemento oscillante che agevola le rotazioni della sovrastruttura e di un elemento di scorrimento che consente gli spostamenti relativi.

Attualmente per la superficie principale di scorrimento si utilizza quasi esclusivamente PTFE bianco lubrificato accoppiato con acciaio inossidabile lucido (per le superfici curve anche acciaio cromato).

Quale lubrificante si utilizza grasso siliconico. Per le guide si usa PTFE non lubrificato o materiale composito (CM).

In Europa la norma EN 1337 regola il progetto degli appoggi scorrevoli.

I materiali di scorrimento sono oggetto di prove di laboratorio e, dopo 30 anni di impiego, sono altresì sottoposti al giudizio degli utilizzatori. Tuttavia non si è mai creato un legame su basi scientifiche tra le condizioni di prova ed i requisiti d'impiego.

Talora, durante la vita di servizio, può verificarsi una eccessiva usura del materiale di scorrimento, tale da rendere necessari interventi di riparazione. Si può ritenere che la rottura del materiale di scorrimento sia dovuta al superamento della resistenza del PTFE. L'usura del materiale di scorrimento influisce direttamente sulla grandezza della resistenza allo

scorrimento. Quest'ultima è determinata dal coefficiente di attrito che esprime il rapporto tra la reazione allo spostamento, e il carico verticale. Molti parametri tra loro interagenti, influenzano il coefficiente di attrito. I più importanti sono la temperatura, la pressione di contatto, la velocità di scorrimento, la frequenza dei carichi, come pure lo scorrimento cumulato (Figura 2).

I soli parametri su cui si può agire in fase di dimensionamento sono la pressione di contatto, lo scorrimento totale cumulato e la relativa velocità di spostamento. Poiché sia la pressione di contatto (p) che la velocità di scorrimento (v) contribuiscono all'usura del materiale di scorrimento, il prodotto $p \times v$ può essere assunto come parametro di valutazione.

Un aumento del prodotto aumenta l'usura, ed altresì, a lungo termine, il coefficiente di attrito, anche se, a breve termine, un aumento della pressione di contatto produce effetti favorevoli e cioè una diminuzione della resistenza. Pertanto un materiale di scorrimento può considerarsi ottimale qualora, sottoposto ad elevate pressioni di contatto e velocità di scorrimento, come pure dopo un lungo percorso cumulato mostri, a parità di pressione di contatto, velocità di scorrimento e temperatura, la minor resistenza. Inoltre il sovraccarico o un'eccessiva usura causano la riduzione di spessore dell'elemento di scorrimento. In seguito ad un totale deterioramento, si avrebbe contatto tra gli elementi compromettendo la funzionalità dell'accoppiamento.

Al fine di incrementare l'efficienza degli appoggi scorrevoli è ora disponibile un nuovo materiale. Le seguenti considerazioni sono mirate a classificare questi nuovi materiali come pure a definire le strutture in cui possono essere impiegati, nonché a stabilirne le relative specifiche tecniche.

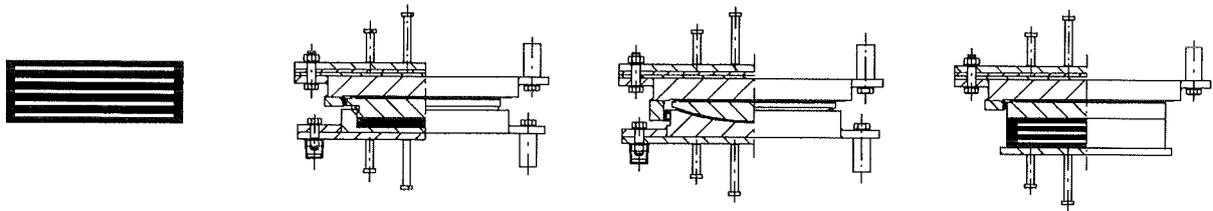


Figura 1 - Stato dell'arte degli appoggi da ponte (appoggi elastomerici, appoggi ad elastomero confinato, appoggi a calotta sferica, appoggi elastomerici scorrevoli)

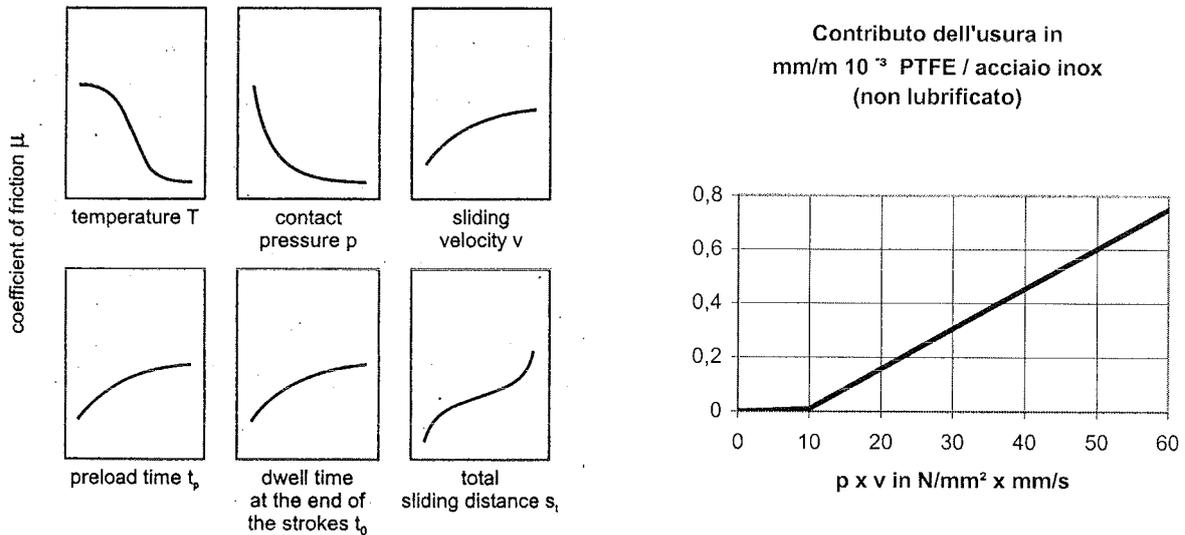


Figura 2 - Parametri influenti su attrito allo scorrimento e usura [1], [8]

2. APPOGGI SCORREVOLI SECONDO EN 1337

In tabella 1 sono riportate le combinazioni di materiali previsti da EN 1337. La parte 1 specifica i requisiti generali, le parti da 9 a 11 le applicazioni.

Le parti da 3 a 8 si riferiscono ai singoli prodotti e sono armonizzate in Europa.

La parte 2 si riferisce agli elementi scorrevoli che devono essere impiegati secondo quanto previsto nelle parti da 3 a 8.

Mentre, per esempio, nel caso dell'elemento di guarnizione

interna di tenuta di appoggi ad elastomero confinato o nel caso di parti in acciaio si può scegliere tra vari materiali e dimensioni, per la superficie principale di scorrimento si può utilizzare solo il PTFE. Ciò risulta pure dalla Parte 7 che prescrive che appoggi sferici e cilindrici debbano essere dotati di PTFE. Difatti la norma fa riferimento al prodotto e non alla prestazione.

Quindi allo stato attuale dell'arte l'utilizzo di un diverso materiale di scorrimento non è contemplato dalla norma e richiede un'approvazione separata.

Tabella 1 - Norma europea EN 1337 "Appoggi strutturali"/Parte 2 : combinazioni ammissibili

Parte	Titolo	Combinazioni ammesse nelle superfici di scorrimento					
		Superfici piane		Superfici curve	Guide		
1	Criteri generali di progettazione						
2	Elementi di scorrimento						
3	Appoggi elastomerici	PTFE lubrificato	Acciaio austenitico	PTFE lubrificato	Lamiera di scorrimento in acciaio inox		
4	Appoggi a rullo					Acciaio austenitico	PTFE lubrificato
5	Appoggi ad elastomero confinato					Cromatura	CM1
6	Appoggi a contatto lineare o puntuale					Alluminio	CM2
7	Appoggi sferici e cilindrici al PTFE						
8	Appoggi guidati e fissi						
9	Protezione						
10	Controllo e manutenzione						
11	Trasporto, deposito e montaggio						

3. ANALISI DELLE DEFORMAZIONI

Per effetto del traffico le sezioni di appoggio ruotano di α_i in conseguenza della deformazione dell'impalcato. Pertanto, nel caso di appoggi sferici, risulta uno scorrimento w_a nella superficie curva di scorrimento di raggio R_k e, nel caso di un appoggio ad elastomero confinato, uno scorrimento dell'elemento interno di guarnizione di tenuta lungo le pareti di confinamento (D_e diametro dell'elastomero).

In entrambi i casi, secondo EN 1337, si richiede un test di laboratorio per uno scorrimento cumulato massimo di 2000 m.

$$w_\alpha = R_k \times \alpha_i \quad \text{ovvero} \quad \frac{D_e \times \alpha_i}{2} \quad (1)$$

A seconda della distanza dal baricentro h_s la rotazione α_i produce dunque uno spostamento w_i . Allo stesso modo si determina lo spostamento w_f che risulta funzione dei vincoli nonché del sistema statico.

$$w_i = h_s \times \alpha_i + w_f \quad (2)$$

Ogni transito veicolare causa una rotazione $\Delta\alpha_i$ e, in funzione della velocità, un periodo t_i e una velocità di spostamento v_i .

$$\Delta\alpha_i = 2 \times [\alpha_i(+)+\alpha_i(-)]; \quad v_i = \frac{2 \times [w_i(+)+w_i(-)]}{t_i} \quad (3)$$

In funzione della composizione dei carichi accidentali, durante la vita di servizio si accumula uno spostamento per scorrimento w_i . Per determinarne la velocità media v_{im} usualmente si assume la media aritmetica.

Questa ipotesi vale solo in caso di rapporto lineare tra velocità e usura. Inoltre lo scorrimento cumulato e la relativa velocità determinano la durata dell'appoggio scorrevole.

La tabella 2 riporta i suddetti parametri in alcuni casi particolari a confronto delle prescrizioni delle EN1337.

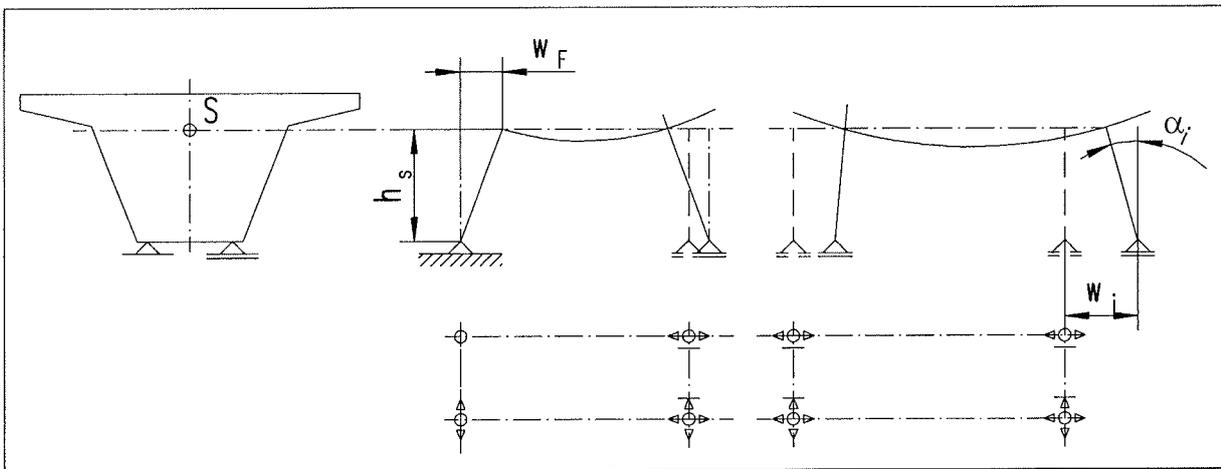


Figura 3 - Spostamenti degli appoggi dovuti ai carichi mobili

Tabella 2 - Parametri di progetto per gli appoggi scorrevoli di alcune opere

Progetto	Scorrimento cumulato Σw_i [m/anno]	Velocità media $v_{i,m}$ [mm/sec]	Ampiezza w_i [mm]	Commenti
Transrapid (Maglev Train) ¹⁾	625	15	7	Trave in acciaio continua con 2 campate $l = 31$ m
Ponte Tago 25 Aprile Lisbona ²⁾	10.000	15 - 20	150	passaggio del treno
Ferrovia sospesa Wuppertal ³⁾	7.000	30	45	ponte 235

¹⁾ Specifiche Transrapid Amburgo-Berlino (trave curva 12°)
Dati di progetto : 14,4 Milioni passeggeri/anno, 80 treni/giorno, $v_{max} = 450$ km/h
²⁾ Ponte sospeso stradale + ferroviario campate 483 m - 1013 m - 483 m
1 treno ogni 7,5 minuti, 140 treni/giorno
³⁾ ca. 175.000 passeggeri/anno

Per tutti i progetti in tabella il PTFE non è idoneo.
Nel seguito i criteri di scelta e le possibili alternative.

4. CLASSIFICAZIONE DELLE STRUTTURE E CATEGORIE D'IMPIEGO

4.1. Generalità

Determinante per stabilire le caratteristiche a lungo termine degli appoggi da ponte non è la grandezza del singolo movimento bensì le rotazioni e gli spostamenti cumulati nella vita degli appoggi stessi. Un ruolo minore giocano gli spostamenti dovuti alla temperatura, ritiro e fluage. Decisivi sono dunque gli spostamenti dovuti ai carichi mobili e la loro velocità. Benché siano già stati compiuti tentativi per classificare i requisiti degli appoggi a seconda dell'entità degli spostamenti cumulati [1], tuttavia a tutt'oggi solo pochi dati statistici risultano disponibili. Occorre distinguere altresì tra rotazioni e spostamenti dell'impalcato agli appoggi.

Per determinare lo spostamento cumulato di progetto S_d delle superfici di scorrimento dei componenti di rotazione occorre considerare i carichi modello secondo EN 1991.

Risulta :

$$S_d = \sum n_v \times \Delta\alpha_i \times \frac{D}{2} \leq c \times S_T \quad (4)$$

n_v è il numero delle rotazioni differenziali $\Delta\alpha_i$ dovute ai carichi mobili. S_T è lo spostamento sperimentale massimo.

Oggetto di discussione è il fattore C da applicarsi per considerare gli spostamenti effettivi. Normalmente sembra accettabile il valore 5.

Questo significa che un test di laboratorio con spostamenti oltre 2.000 m giustifica impieghi per 10.000 m di spostamento reale dovuto alle rotazioni. Il fattore 5 è certamente troppo generale e non tiene conto della grande influenza della velocità di spostamento.

Per gli appoggi ad elastomero confinato la classificazione degli elementi interni di tenuta secondo EN 1337-5 è fatta considerando lo scorrimento cumulato dovuto all'impatto delle combinazioni frequenti secondo EN 1990. La classificazione delle strutture e le modalità d'uso in funzione delle rotazioni [500 m (a), 1.000 m (b) e 2.000 m (c)] sono riportate in Tabella 3.

Gli spostamenti sono dovuti all'inflessione della trave nonché alla rotazione delle sezioni di appoggio e dipendono dalla distanza tra gli appoggi e il centro di rotazione che normalmente coincide con baricentro. Questi spostamenti a loro volta generano spostamenti nelle superfici orizzontali di scorrimento oppure deformazioni di taglio negli appoggi elastomerici.

Particolarmente in ponti per treni ad alta velocità di grande luce, ad esempio in ponti sospesi, si generano spostamenti cumulati che eccedono di gran lunga il limite di 10.000 m definito nelle prove del PTFE per le superfici principali di scorrimento [2].

4.2. Classificazione delle strutture

A tutt'oggi non sono disponibili ricerche sistematiche relative al rapporto tra le modalità di esercizio di una struttura ed i requisiti richiesti ai relativi appoggi.

Le strutture vanno innanzitutto classificate per categorie d'impiego (ponti stradali, ponti ferroviari), per modalità costruttive (cemento armato, cemento armato precompresso, acciaio, acciaio-calcestruzzo), per sistemi statici (travi semplicemente appoggiate, travi continue, archi, ponti strallati, ponti sospesi). Per ciascuna delle possibili combinazioni delle suddette categorie ed in funzione della luce delle campate e della entità di distribuzione del traffico, si deve definire uno scorrimento ed una rotazione cumulati, che costituiscono la base per ulteriori considerazioni.

Meyer e Schubert nonché Obermayer hanno prodotto dati relativi a ponti di piccola e media luce e a vario tipo di impiego nonché metodi costruttivi.

L'analisi è riportata in Figura 4.

Un ponte di luce 100 m presenta uno spostamento per transito di ca. 20 mm. Nel caso di ponti stradali e 5×10^5 passaggi all'anno (categoria 2 secondo EN 1991-2) e senza considerare effetti addizionali dovuti alle altre corsie, risulta uno scorrimento cumulato di 10 km. Se assumiamo una rotazione associata pari a 5‰ con un diametro $D_e = 1000$ mm oppure un raggio delle calotte pari a $R = 500$ mm risulta uno scorrimento cumulato per rotazione pari a 2,5 km. In caso di ponte ferroviario e $7,5 \times 10^4$ passaggi all'anno (EN 1991-2) con una luce di 75 m e uno spostamento pari a 25 mm per passaggio, s'ottiene uno scorrimento cumulato di 1,9 km.

Assumendo la rotazione relativa pari a 10‰ con diametro $D_e = 1000$ mm oppure $R = 500$ mm, risulta uno scorrimento cumulato per rotazione pari a 0,75 km.

Tabella 3 - Classificazione degli elementi interni di tenuta per appoggi ad elastomero confinato

Traffico Modalità Costruttive	Classe di carico dei ponti stradali (ENV 1991-3:1994, Tab. 4.5)				Ferrovia
	1	2	3	4	
	Spostamento cumulato ammissibile (classe)				
C.A.P.	b, c	b, c	a, b, c	a, b, c	c
C.A.	c	b, c	b, c	a, b, c	c
Acciaio/acciaio cls.	c	c	b, c	a, b, c	c

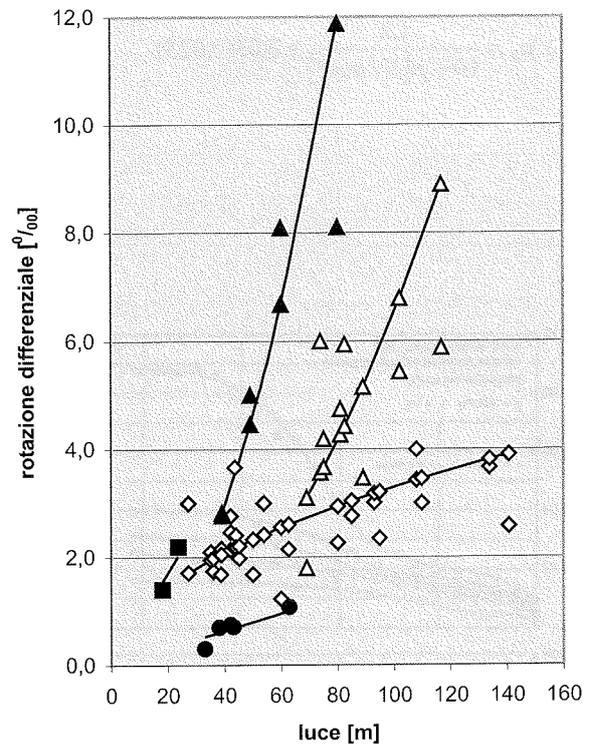
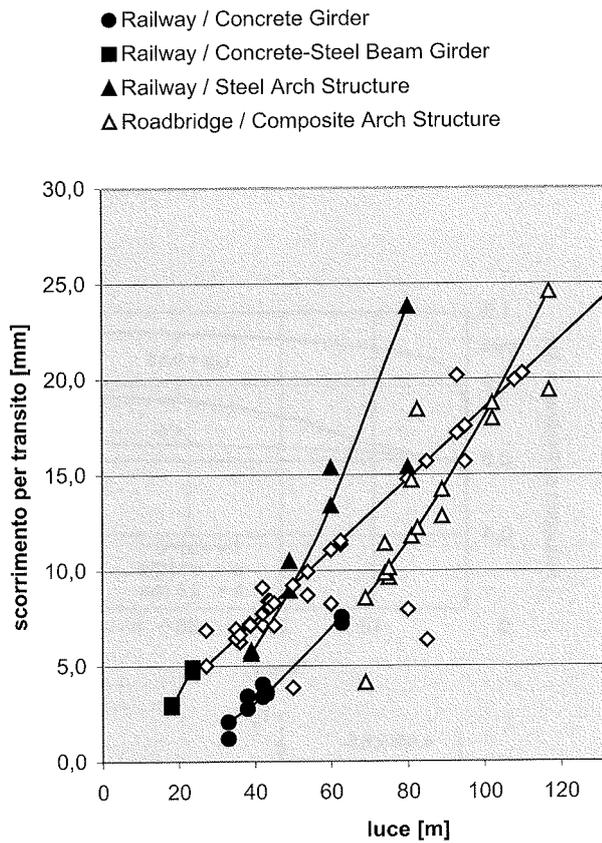


Figura 4 - Deformazioni agli appoggi dovuti al traffico

5. MATERIALI DI SCORRIMENTO

5.1. PTFE

L'utilizzo del PTFE negli appoggi da ponte deriva dal basso attrito e la bassa tendenza all'effetto stick-slip.

In relazione ad altri materiali termoplastici l'usura è elevata e la pressione di contatto ammissibile bassa. In particolare per quest'ultima va detto che materiali compositi a più elevata pressione di contatto associano, però, sfavorevoli caratteristiche di scorrimento. Il PTFE rappresenta pertanto il più favorevole compromesso. Per questo motivo solo il PTFE è stato oggetto di normativa.

Le EN 1337-2 prescrivono solo certificazioni attestanti l'identità dei materiali tra loro combinati.

In Figura 5 viene illustrato l'andamento del coefficiente di attrito a lungo termine del PTFE in funzione della temperatura.

Oltre all'attrito è altresì importante la stabilità delle caratteristiche a lungo termine. La Fig. 6 mostra un tipico andamento delle deformazioni del PTFE in funzione del tempo e della profondità dell'alloggiamento

Le prove richieste da EN 1337-2 per il PTFE in qualità da appoggi da ponte per le superfici principali di scorrimento in

combinazione con acciaio inossidabile lucido oppure cromato sono :

- determinazione del coefficiente di attrito a breve termine per una lunghezza totale di scorrimento di 22 m a temperature da -35°C a 21°C con 0,4 mm/sec e $\sigma_p = 0,33 \times f_k = 30 \text{ N/mm}^2$ quale pressione media di contatto. L'attrito iniziale a -35°C deve risultare inferiore a 3,5%
- determinazione del coefficiente di attrito a lungo termine per una lunghezza totale di scorrimento di 10.242 m con 10 fasi intermedie a 1000 m a temperatura ambiente e velocità di scorrimento di 2 mm/sec. Le fasi intermedie sono identiche al test a breve termine. I coefficienti di attrito statici e dinamici richiesti sono riportati in Tabella 4.

La pressione caratteristica di contatto del PTFE è di 90 N/mm² e il coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza è $\gamma_m = 1,4$.

Le prove di lunga durata secondo Figura 6 hanno dimostrato che fissata questa pressione di contatto e una corrispondente profondità di alloggiamento, il processo di fluage tende a stabilizzarsi.

Il coefficiente di attrito μ è determinato dalla (5) in funzione della pressione media p assunta per dimensionare l'appoggio e le strutture adiacenti.

Si deve notare che in fase di progetto non si tiene conto della temperatura di -35°C, ma della più frequente di -10°C come in Tabella 4.

$$0,08 \geq \mu_d = \frac{1,2}{10 + p[N/mm^2]} \geq 0,03(0,025) \quad (5)$$

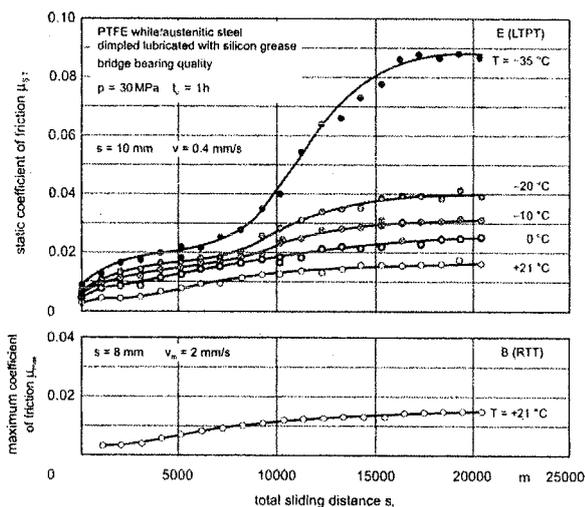


Figura 5 - Attrito di appoggi scorrevoli al PTFE in prove a lungo termine [8]

5.2. Un'alternativa possibile per il materiale di scorrimento

In seguito alle prescrizioni imposte nelle applicazioni descritte al punto 4 (particolarmente per il treno Maglev "Transrapid") che vietavano il PTFE per via dell'elevato scorrimento cumulato e velocità media di scorrimento, vennero analizzati vari altri materiali. La Tabella 5 ne riporta un elenco.

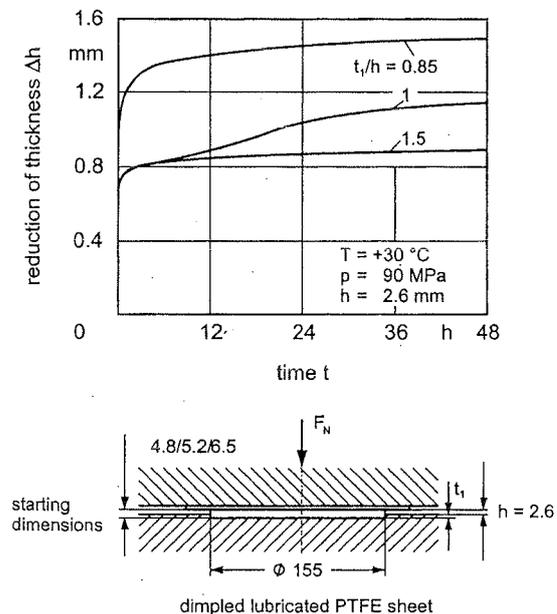


Figura 6 - Curva carico/deformazione dei fogli in PTFE

Tabella 4 : Coefficienti di attrito a lungo termine per fogli di PTFE secondo EN 1337-2/Tabella 2

Temperatura	Scorrimento totale			
	5,132 m		10,242 m	
	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$	$\mu_{s,T}$	$\mu_{dyn,T}$
-35°C	0,030	0,025	0,050	0,040
-20°C	0,025	0,020	0,040	0,030
0°C	0,020	0,015	0,025	0,020
+21°C	0,015	0,010	0,020	0,015

$\mu_{s,T}$ e $\mu_{dyn,T}$ sono i coefficienti statici e dinamici di attrito alle corrispondenti temperature

Tabella 5 : Prove di attrito per vari materiali

Materiali di scorrimento	Spostamento [m]	Velocità/Pressione v [mm/sec]/p [N/mm ²]	Norme di Riferimento	Risultati
PTFE bianco	10242	2 / 30	EN 1337-2	come sopra descritto
CM1	2066	2 / 30	EN 1337-2	Coefficienti di attrito sino a max 20%
Elgoglide	2000	2 / 40	9)	Coefficienti di attrito 4,7%. Un aumento di distanza di scorrimento e velocità non raggiunge l'obiettivo
UHMWPE	10000	2 / 30	10)	Comportamento allo scorrimento peggiore del PTFE
MSM [®]	50264	15 / 60	11)	Nonostante l'alta velocità e il grande scorrimento nessuna usura

Materiale accoppiato acciaio inox lucidato, lubrificante grasso silconico.
L'andamento della velocità è sinusoidale eccetto che per il MSM[®]

Come la tabella evidenzia il MSM[®] presenta caratteristiche largamente superiori al PTFE.

MSM[®] è un polietilene modificato mediante additivi che stabilizzano e lubrificano ulteriormente il materiale di scorrimento.

Il materiale è stato sottoposto a prove di lunga durata secondo quanto previsto da EN 1337-2.

Tuttavia lo scorrimento cumulato è stato elevato da 10 a 50 km e la velocità di scorrimento da 2 mm/s a 15 mm/s. La Figura 7 illustra l'andamento del relativo attrito.

L'andamento carico-deformazione del MSM[®] è simile a quello del PTFE, tuttavia in presenza di pressioni di contatto considerevolmente più elevate.

Le prove a lungo termine hanno dimostrato che anche con una pressione di contatto di 200 N/mm² il fluage si esaurisce dopo un breve periodo (Figura 8)

Ne deriva una pressione di contatto caratteristica relativamente alta $f_k = 180 \text{ N/mm}^2$. Alle stesse condizioni del PTFE le caratteristiche di scorrimento risultano molto superiori, particolarmente a bassa temperatura. Il coefficiente di attrito può essere assunto in base alla seguente formula anche in caso di scorrimenti cumulati molto elevati (50 km) e grande velocità di scorrimento (15 mm/sec).

$$0,08 \geq \mu_d = \frac{1,6}{15 + p[N/mm^2]} \geq 0,02 \quad (6)$$

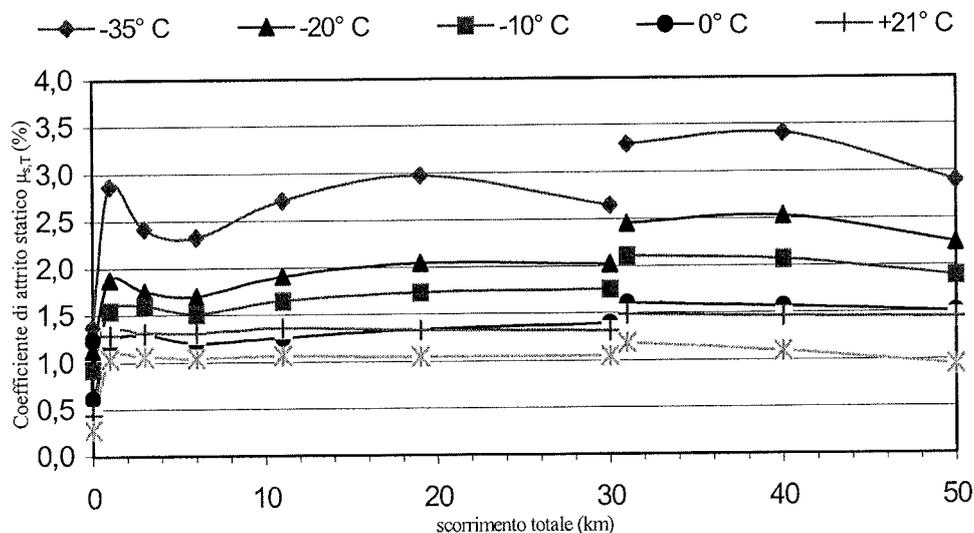


Fig. 7 : Attrito del MSM[®] ($\sigma_p = 0,33 \times f_k = 60 \text{ N/mm}^2$)

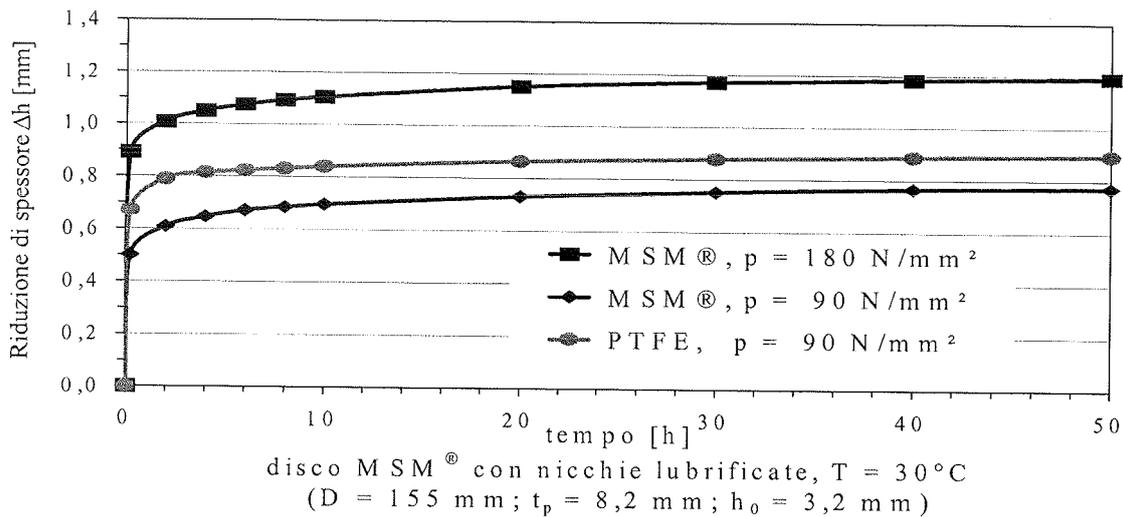


Fig. 8 : Diagramma carico-deformazione del MSM® in confronto al PTFE

6. REFERENZE

- [1] M. Breitbach, „Gleitlagertechnologie im Brückenbau“, Thesis, TH Aachen, 1990
- [2] H. Segerer, W. Fobo, „Sliding bearings for high speed railways“, IABSE Conference, Antwerpen, 2003
- [3] V. Hakenjos, K. Richter, A. Gerber, J. Wiedemeyer, „Untersuchung der Bewegungen von Brückenbauwerken infolge Temperatur und Verkehrsbelastung“, Report, MPA Stuttgart, 1983
- [4] J. Eisenmann, F. Deischl, „Messungen der Längsbewegung sowie Auflagerverdrehung einer Einfeld-Fachwerkbrücke unter Verkehrsbeanspruchung und Temperatur“, Schlussbericht 804, TU München, 1977
- [5] W. Andrä, „Topflager für Straßenbrücken“, Expertise, Stuttgart, 1976
- [6] G. Sedlacek, M. Timm, G. Merzenich, „Determination of the cumulative rotation angles of bridge bearings by help of computer simulation“, final report, RWTH Aachen, 1994
- [7] J. Driessen, „Slijtage van brugopleggingen“, Master Thesis, TU Delft, 2003
- [8] H. Eggert, W. Kauschke, „Structural Bearings“, Ernst & Sohn, Berlin, 2002
- [9] „Transrapid-Gleitreibungsversuche“, Test Report, MPA Stuttgart, 1999
- [10] „Short and long term tests to determine the friction and wear characteristics of alternative sliding materials for use in structural bearings“, Report GPG3006/D248, Federal Mogul, 1998
- [11] „Statische Belastungsversuche und Gleitreibungsversuche mit Maurer-Gleitwerkstoff MSM“, Test Report, MPA Stuttgart, 2003

ANALISI SPERIMENTALE DI CONNETTORI A TAGLIO PER INTERVENTI DI RINFORZO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Sandra Bullo¹, Roberto Di Marco²

¹ Architetto, Università IUAV di Venezia, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura.

² Professore Straordinario, Università IUAV di Venezia, Dipartimento di Costruzione dell'Architettura.

SOMMARIO

Vengono presentati i risultati di una sperimentazione condotta su connettori metallici, costituiti da una vite ed una piastrina, inserite l'una nell'altra, da utilizzare negli interventi di rinforzo di strutture esistenti per connettere nuove parti strutturali in calcestruzzo a quelle esistenti. I connettori sono stati sottoposti ad azione di taglio mediante prove di push-out, che hanno permesso di ricavare le loro caratteristiche resistenti e deformative (legame carico-scorrimento). La sperimentazione ha riguardato due resistenze del calcestruzzo; inoltre, al fine di evidenziare il ruolo svolto dalla piastrina, quale elemento caratterizzante il connettore oggetto di studio, alcune prove sono state condotte su campioni confezionati con la sola vite.

La modalità di crisi viene commentata e messa in relazione con quella descritta in letteratura per connessioni analoghe.

SUMMARY

The test results on a metal connectors (consisting on a screw and a plaque, inserted one in the other) for the connection between new and pre-existing concrete elements, are reported in this paper. The connectors were stressed by shear force in push-out tests, which allowed to state their strength and deformative characteristics (load-slip curves). The tests have been performed for two values of concrete strength; other additional tests were carried out on elements where only the screw was present, aiming at pointing out the importance of the plaque, being this the element characterizing the connectors under study.

The failure modes are discussed and compared with those already described in literature for similar connections.

1. INTRODUZIONE

Il recupero delle strutture, la cui efficienza può essersi ridotta a causa di degrado o danneggiamento, porta spesso all'introduzione di nuove parti strutturali aventi la funzione di aumentare la capacità portante di quelle esistenti o di ripristinare quella originaria. La collaborazione dei nuovi elementi con quelli pre-esistenti è condizione necessaria ai fini della efficacia dell'intervento.

Si rivelano, quindi, di fondamentale importanza gli studi teorico-sperimentali condotti sulle connessioni, che possono differire per materiale degli elementi da connettere, metodo di posa e sollecitazione da trasferire, ed i cui esiti sono raccolti in [1], [2], [3].

In questo ambito si inserisce lo studio sperimentale qui presentato, riguardante il collegamento alla struttura esistente di solette in c.a. realizzate per il rinforzo di elementi inflessi, come ad esempio solai in latero-cemento.

Data la incertezza relativa alla resistenza allo scorrimento per adesione e/o attrito (la cui efficacia può essere compromessa da tensioni per coazione come quelle indotte dal ritiro e variazioni termiche o per sollecitazioni ripetute [4]), appare opportuno prescindere da tali contributi, affidando il compito di trasferire le azioni di taglio di interfaccia ad appositi dispositivi meccanici.

Per il progetto della connessione e per valutare l'influenza degli scorrimenti relativi travetto-soletta sulla portanza è necessario conoscere sia la resistenza, sia la deformabilità della connessione. A tal fine, mediante prove di push-out, si sono tracciati i legami azione di taglio-scorrimento per il singolo connettore, evidenziando modalità di rottura, capacità portante massima, rigidità iniziale e tipo di comportamento.

Il confronto dei risultati relativi alle tre diverse tipologie di connettore considerate ha permesso di formulare alcune prime considerazioni sul contributo dei singoli componenti.

2. CARATTERISTICHE DEL CONNETTORE

Il connettore è costituito da un gambo avente una parte filettata ed una con testa, e da una piastrina con due alette (profilo a zeta) (Fig. 1).

Il posizionamento avviene a secco: nell'elemento di calcestruzzo pre-esistente vengono predisposti un taglio ed un foro all'interno dei quali si inseriscono una delle alette della piastrina ed il gambo filettato; la parte rimanente del gambo con testa e la seconda aletta della piastrina vengono successivamente inglobate nel nuovo getto di calcestruzzo.

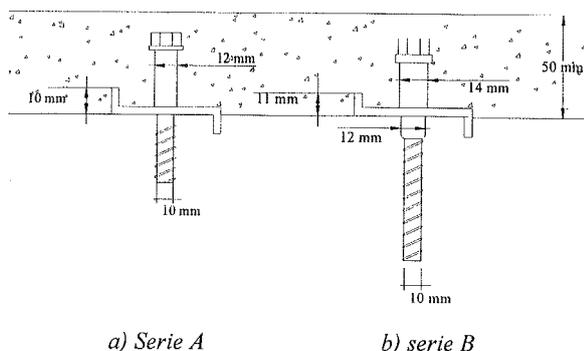


Fig. 1: Geometria dei connettori.

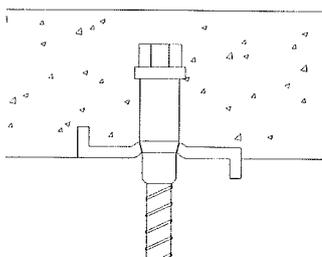


Fig. 2: Sezione del sistema vite + piastra.

Il connettore si presenta, quindi, formato da due parti: una post-installata, senza testa o sistema di espansione che possa favorire l'adesione al calcestruzzo, ed una pre-installata con testa, immersa nel calcestruzzo e ad esso aderente.

Il posizionamento del gambo filettato mediante perforazione (drilling technique), largamente usata per tutti i sistemi di fissaggio post-installati [1], può influire sulle prestazioni del connettore in quanto, la resistenza allo strappo è legata solamente alla presenza della filettatura (non essendo previsto un sistema ad espansione) ed allo stato di coazione che si viene a creare nell'intorno del gambo per l'infissione dello stesso in un foro di diametro inferiore.

Inoltre vite e piastrina costituiscono due parti separate, inserite l'una nell'altra; non esiste pertanto continuità tra tali elementi e non è garantita la trasmissione delle rotazioni della base del gambo alla piastrina (Fig. 2).

3. SPERIMENTAZIONE

3.1 Obiettivi della sperimentazione

La sperimentazione condotta ha avuto i seguenti obiettivi:

- determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'elemento attraverso la misura della curva di risposta carico-scorrimento,
- controllo della efficacia del sistema vite+piastra attraverso l'individuazione del contributo offerto dai singoli componenti,

e si è articolata in due distinte fasi di sperimentazione, condotte su due serie di connettori di diversa tipologia:

SERIE A: è costituita da un prototipo formato da vite + piastra aventi le dimensioni indicate in Fig. 1a, inserito in travetti di calcestruzzo di due differenti classi di resistenza (Tab. 1);

SERIE B: è costituita da un connettore vite + piastra con una geometria variata rispetto alla precedente in base alle risultanze sperimentali della fase A (Fig. 1b) e da un connettore formato dalla sola vite, per evidenziare, tramite confronto, il contributo offerto dalla piastrina (Tab. 1).

Il connettore è stato sottoposto ad una sollecitazione prevalentemente di taglio, mediante prove di push-out (Fig. 3), su campioni simili a quelli utilizzati per le prove su pioli tipo Nelson ([5]).

Tabella 1: Caratteristiche dei campioni di push-out.

Serie	N. identif.	$R_{cm,d}^{(1)}$ travetto	$R_{cm,d}^{(1)}$ soletta	Tipo Connett.
1/A	1 ÷ 6	30	30	Vite + piastra
2/A	7 ÷ 12	15	30	Vite + piastra
1/B	1 ÷ 9	30	30	Vite + piastra
2/B	10 ÷ 18	30	30	Vite

⁽¹⁾ $R_{cm,d}$ = valore di resistenza media del calcestruzzo assunto nel progetto del campione.

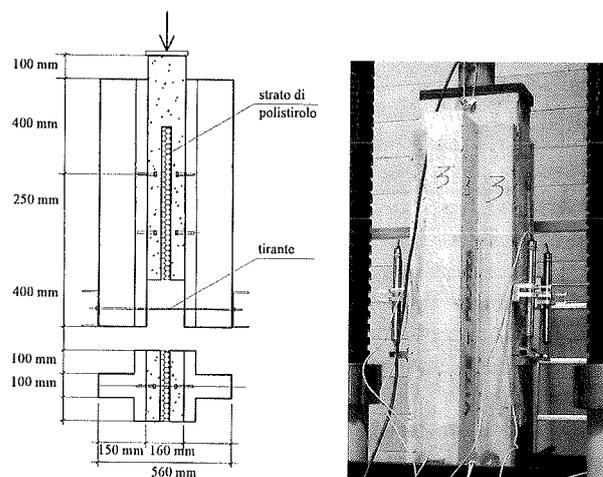


Fig. 3: Campione di push-out.

Ogni campione contiene 4 connettori, due per ciascun travetto. L'aderenza tra il calcestruzzo della parte interna ed esterna del campione è stata eliminata interponendo uno strato di materiale plastico.

L'apertura del campione per effetto dell'eccentricità dell'azione trasmessa dal connettore rispetto alla reazione alla base di appoggio di ciascun travetto è stata contrastata attraverso una cerchiatura metallica [6].

3.2 Strumentazione e modalità di prova.

La prova è stata condotta sottoponendo a compressione il campione, misurando:

- la forza applicata mediante una cella di carico, di portata 1000 kN, posizionata in sommità del campione;
- gli scorrimenti relativi travetto-soletta in corrispondenza di 4 punti del campione (Fig. 3) mediante 4 trasduttori lineari con corsa massima di 100 mm;
- la spinta orizzontale alla base del campione mediante una cella di carico Tecnotest di portata 50 kN interposta tra il travetto ed la cerchiatura metallica.

Il raggiungimento del carico massimo ed il tracciamento del legame completo forza-scorrimento sono stati preceduti da 25 cicli di carico-scarico tra il 5% e 40% del carico massimo teorico ([5]).

3.3 Caratteristiche dei materiali.

In Tabella 2 e 3 si riportano le caratteristiche dei materiali, valutate sperimentalmente su provini secondo normativa.

Tabella 2: Caratteristiche meccaniche dell'acciaio dei connettori (valori medi su 4 campioni)

	Serie A	Serie B
tensione di snervamento (MPa):	574.00	905.25
tensione di rottura (MPa):	648.33	1080.75
allungamento %:	12.33	10.55

Tabella 3: Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo (valori medi su 3 provini per ogni classe di calcestruzzo)

	travetti	
	serie 1/A	serie 2/A
Resistenza unitaria a compressione su cilindro ⁽²⁾ (MPa)	37.92	14.05
Resistenza unitaria a trazione indiretta su cilindri ⁽²⁾ (MPa)	4.45	2.69
Modulo elastico ⁽²⁾ (MPa)	41267	26733
	serie 1/B e 2/B	
	travetti	soletta
Resistenza unitaria a compressione su cubo (MPa)	34.39	36.88
Resistenza unitaria a trazione indiretta su cilindri ⁽²⁾ (MPa)	3.23	4.40
Modulo elastico ⁽²⁾ (MPa)	30400	37233

⁽²⁾ cilindri ricavati mediante carotaggio)

4. RISULTATI

4.1 Modalità di rottura

A causa dell'elevata resistenza dell'acciaio del connettore, la crisi non è mai avvenuta con tranciamento del gambo (rottura lato acciaio), ma si è manifestata con rottura del calcestruzzo, lato travetto e/o lato soletta, a seconda della serie considerata.

Per la serie A la crisi è avvenuta sempre dal lato del travetto – quindi dalla parte del gambo filettato – indipendentemente dalla classe di resistenza del calcestruzzo.

La modalità di rottura sembra potersi inserire all'interno del tipo "crushing" e "pull-out" definito in [1]; al termine della prova, infatti, la rottura si presenta con evidente strappo di un cono di calcestruzzo. Come evidenziato dallo stato di deformazione finale, il gambo del connettore ha subito una inflessione, causata dal progressivo danneggiamento del calcestruzzo circostante (crushing); in seguito al successivo sfilamento dovuto all'aumentare dello scorrimento, il gambo inflesso ha provocato l'azione di "pull-out" (Fig. 4 e 5). In quest'ultima fase, durante la prova, si è manifestato il sollevamento della soletta per lo scorrimento del cono di calcestruzzo estratto dal travetto lungo la superficie inclinata di rottura. In [1] tale modalità di rottura è associata a connettori con testa, aventi un'insufficiente lunghezza del gambo.

In tutti i casi si è avuta l'espulsione di una "scheggia" di calcestruzzo ("spalling") al di sotto dell'aletta della piastrina, mentre in nessuno dei campioni della serie A si è avuto il danneggiamento del calcestruzzo lato soletta e rotazione della piastrina, che è rimasta aderente alla superficie d'interfaccia.

I connettori di serie B sono caratterizzati da un rapporto lunghezza/diametro della parte filettata superiore rispetto a quella con testa, condizione che ha favorito lo sfilamento di quest'ultima parte, con evidente "spalling" del calcestruzzo dietro l'aletta della piastrina. Tuttavia, in numerosi casi, la rottura ha riguardato il gambo filettato con caratteristiche simili a quelle descritte per la serie A (Fig. 5). Inoltre, in alcuni casi, il gambo filettato è uscito dalla sua sede senza trascinare il calcestruzzo circostante, pertanto studi più approfonditi dovrebbero essere condotti relativamente alla capacità di ancoraggio della parte post-installata del connettore.

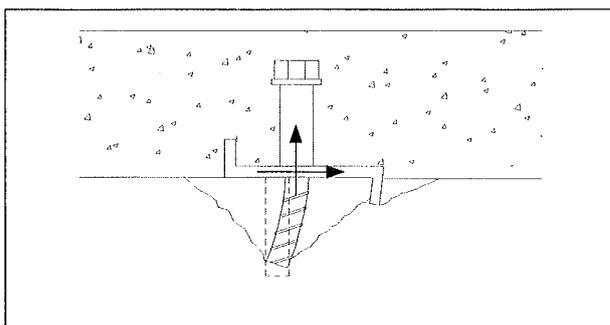


Fig. 4: Crisi per schiacciamento del calcestruzzo e pull-out dei connettori della serie A.

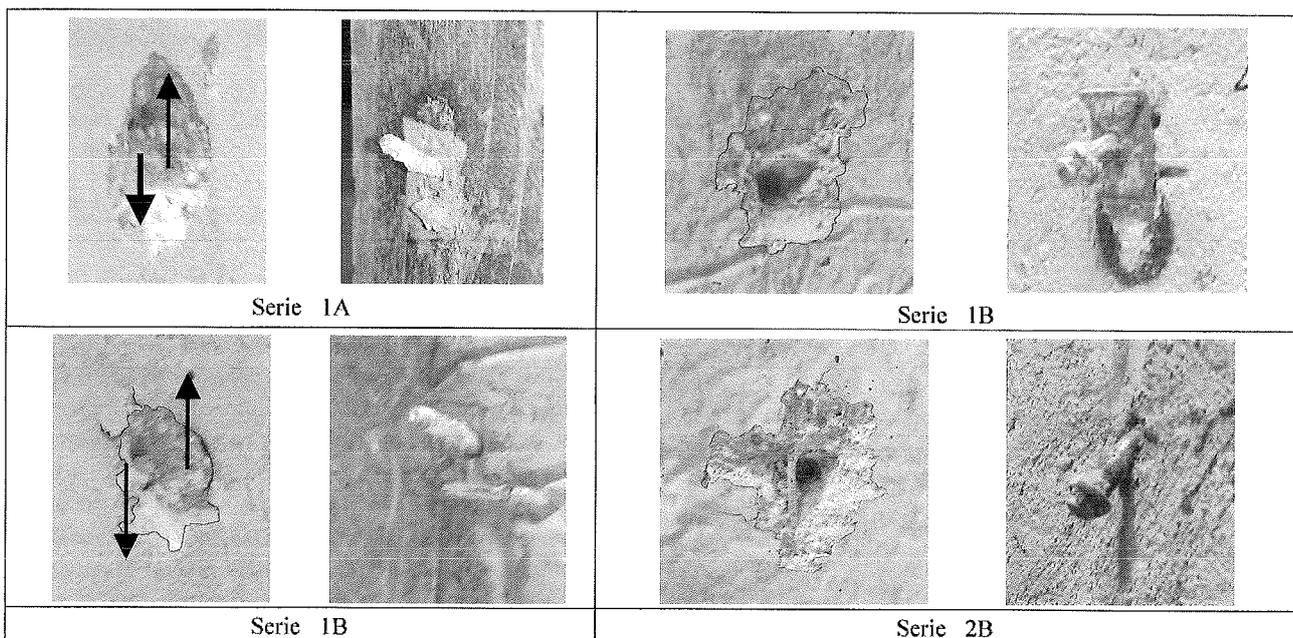


Fig. 5: Crisi del collegamento della serie A.e B (la freccia indica la direzione della forza trasmessa dal connettore al calcestruzzo).

4.2 Resistenza massima e scorrimento.

In Fig. 6 viene riportato il valore della forza di taglio agente su ciascun connettore (P_{max}) ottenuta suddividendo il carico totale applicato in parti uguali tra i 4 connettori.

I valori cerchiati sono stati eliminati nel calcolo del valor medio a causa di difetti di confezionamento del relativo campione; inoltre alcuni campioni della serie 2B non hanno presentato un ramo discendente, rendendo impossibile l'individuazione di un picco di carico; in questo caso, come carico massimo si è assunto quello misurato in corrispondenza di uno scorrimento pari a 10 mm, essendo modesto l'incremento della resistenza per scorrimenti maggiori.

4.2.1 Effetto della resistenza del calcestruzzo

I risultati mostrano che, a parità di altre condizioni, e limitatamente alle classi di calcestruzzo considerate, la

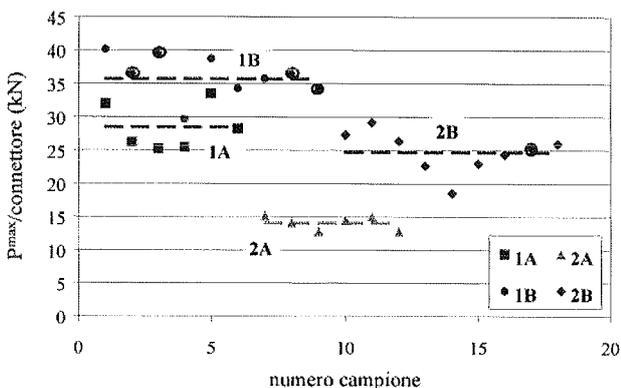


Fig. 6: Resistenza massima per connettore.

resistenza del connettore è fortemente influenzata dalla resistenza del calcestruzzo e che la dipendenza non è lineare :

$$f_{cm}(1/A) / f_{cm}(2/A) = 2.70$$

$$P_{max,m}(1/A) / P_{max,m}(2/A) = 2.02$$

con $P_{max,m}$ valor medio di resistenza della serie considerata.

4.2.2 Effetto della geometria del connettore

Le serie 1/A e 1/B sono state realizzate in tempi differenti, quindi non è possibile una esatta individuazione dell'effetto della geometria a parità di altre condizioni. Tuttavia, per resistenze del calcestruzzo simili, si osserva una maggiore resistenza del connettore della seconda serie (1/B) (Fig. 6), caratterizzato da un gambo filettato più lungo ed un ringrosso nella zona vicina all'interfaccia travetto-soletta:

$$P_{max,m}(1/B) / P_{max,m}(1/A) = 1.25 ,$$

nonostante la resistenza del calcestruzzo sia inferiore:

$$f_{cm}(1B)/f_{cm}(1A) = 0.75$$

4.2.3 Effetto della piastrina

Il connettore con piastrina (serie 1/B) presenta una resistenza maggiore del 40% rispetto a quella della sola vite (serie 2/B); inoltre il tipo vite + piastra ha portato a misurare minori scorrimenti in corrispondenza del picco di carico (s_{ij}) e minori scorrimenti residui al termine dei 25 cicli di carico-scarico.

4.3 Legami carico-scorrimento

Nelle Figure 7 e 8 sono rappresentati i legami carico – scorrimento (P-s) per il singolo connettore. Per favorire il confronto, sono state considerate due curve, rappresentative dei comportamenti estremi di ciascuna serie; le curve sperimentali di tutti i campioni sono riportate in [7].

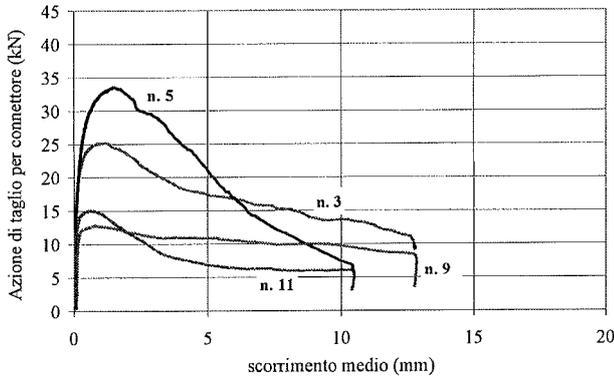


Fig. 7: Legami forza-scorrimento dei connettori della serie A.

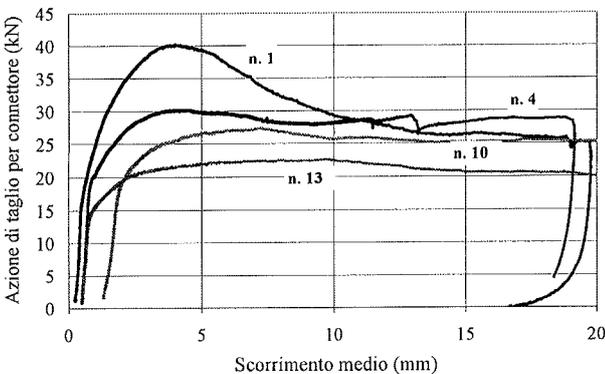


Fig. 8: Legami forza-scorrimento dei connettori della serie B.

4.3.1 Effetto della resistenza del calcestruzzo

Considerate le serie 1/A e 2/A, si osserva in tutte e due i casi un abbattimento della capacità portante del connettore oltre al picco di carico, a causa del cedimento del calcestruzzo compresso. Il cono di calcestruzzo che si forma in seguito al meccanismo di “crushing” e “pull-out” dovrebbe scorrere lungo la superficie inclinata di rottura, con una componente di spostamento orizzontale; l’impedimento all’apertura del campione di prova garantito dalla cerchiatura, può aver contribuito all’instaurarsi di una resistenza residua per elevati valori dello scorrimento.

4.3.2 Effetto della geometria del connettore

Nei connettori di serie B, il comportamento post-picco è tale da condurre ad una resistenza residua superiore a quella

della serie A, le cui cause sono ancora oggetto di studio. Le motivazioni potrebbero essere connesse alla: - maggiore lunghezza del gambo filettato che, garantendo un migliore ancoraggio al travetto, ritarda lo sfilamento; - maggiore rigidità flessionale del gambo con testa e più elevato valore di tensione di snervamento, condizioni che potrebbero aver ridotto l’inflessione del gambo, che potrebbe aver costituito un perno più rigido, capace di trasferire una azione di taglio che mediamente è risultata essere circa 28 kN per la serie 1/B e 21 kN per la serie 2/B.

4.3.3 Effetto della piastrina.

Le curve P-s della serie 1B, si differenziano per la presenza, in alcuni casi, di un picco di resistenza, seguito da un ramo softening più accentuato; nei casi in cui questo picco è assente, la curva tende ad essere più simile a quella dei connettori senza piastrina, anche se mediamente con valore di resistenza massimo più elevato.

Il picco di resistenza sembra quindi essere legato a meccanismi resistenti che in alcuni casi non riescono ad attivarsi; a tale riguardo si sottolinea che il comportamento del connettore è fortemente dipendente dalla qualità del calcestruzzo che lo circonda, così rotture premature possono far perdere l’efficacia di alcuni contributi resistenti.

4.3.4 Spinta orizzontale alla base del campione

In Fig. 9 vengono messe in relazione la forza verticale applicata al campione, con la forza orizzontale che nasce in conseguenza all’eccentricità “e” della reazione verticale alla base di ciascun travetto rispetto all’azione applicata.

I diagrammi mostrano che, all’interno del primo tratto lineare (fino a 0.4-0.6 P_{max}), la spinta alla base del campione varia linearmente con il carico verticale; tale andamento corrisponde ad un rapporto costante delle eccentricità delle forze verticali e orizzontali: $V/H = a/e = cost.$

In corrispondenza della variazione di pendenza del legame P-s, si osserva che il legame tra la spinta verticale e orizzontale si mantiene ancora lineare, ma l’azione orizzontale cresce di più rispetto alla fase precedente.

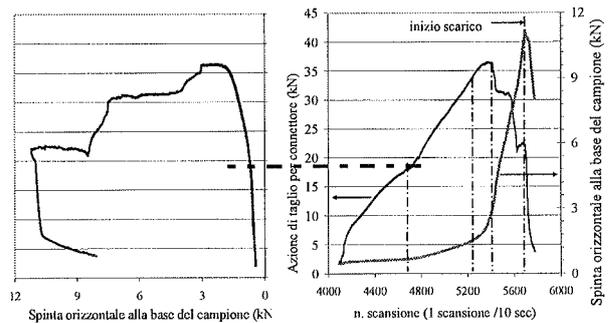


Fig. 9: Relazioni tra forza verticale e forza orizzontale misurate durante la prova.

In prossimità del picco di carico, invece, la forza esercitata dalla cerchiatura mostra una velocità di crescita notevolmente superiore, che si mantiene quasi lineare per tutto il ramo softening del legame P-s. In questa fase di carico, la tendenza del campione ad aprirsi diviene importante; infatti, come evidenziato al paragr. 4.1, la formazione del cono di strappo determina lo scorrimento lungo la linea di rottura inclinata del cono stesso, così lo spostamento presenta una componente orizzontale che provoca l'apertura del campione.

4.4 Rigidezza

Le curve carico-scorrimento (P-s) presentano nel ramo di carico crescente tre diversi tratti (Fig. 7 e 8):

- tratto iniziale, sino ad un valore del carico pari a circa 15% di P_{max} , caratterizzato da modesta rigidezza con scorrimenti dovuti probabilmente al gioco gambo-foro creato per inserire il connettore nel travetto esistente;
- tratto intermedio caratterizzato da un comportamento lineare fino ad un valore del carico P_e variabile tra 40 e 60% di P_{max} ;
- tratto sino a P_{max} caratterizzato da un andamento non lineare, con rigidezza secante decrescente.

La rigidezza K ($=P/s$) dei connettori riportata in Fig. 10 è stata valutata con riferimento al tratto lineare.

Per quanto riguarda l'effetto della resistenza del calcestruzzo, si osserva che la rigidezza dei connettori di serie A presenta valori con una significativa dispersione, così il valor medio, valutato su un campione così modesto di risultati, non appare significativo; tuttavia, eliminando i risultati più distanti dal valor medio, le rigidezze di serie 1A e 2A sembrano paragonabili.

Per quanto riguarda l'effetto della piastrina, si osserva che i connettori formati da vite + piastra hanno una rigidezza quasi doppia rispetto a quella fornita dalla sola vite.

La notevole differenza tra le rigidezze delle serie A e B può essere legata al fatto che, nella serie A, la deformazione ha riguardato solamente il gambo filettato (la parte con testa e la piastrina non hanno subito deformazioni rimanendo aderenti al getto che li ingloba), mentre, nella serie B, entrambe le parti del connettore (pre e post-installate) vengono messe in gioco.

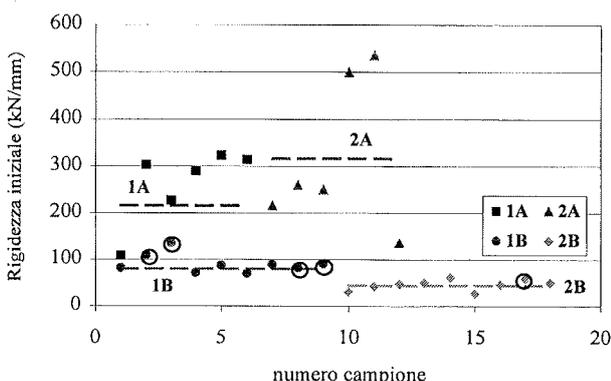


Fig. 10: Rigidezza iniziale

Si evidenzia inoltre che la differente cura nella realizzazione dei campioni nel caso B ha portato ad una cattiva compattezza dei getti di calcestruzzo.

5. CONFRONTO CON MODELLI VALORI TEORICI

In [1] non vengono fornite formule teoriche per predire il carico di rottura quando quest'ultima avviene per combinazione di schiacciamento del calcestruzzo e "pull-out" del gambo, come quella mostrata dagli elementi oggetto della sperimentazione qui esposta.

La crisi del calcestruzzo - per schiacciamento e/o "spalling" - costituisce in ogni caso la causa del raggiungimento del valore massimo di resistenza a taglio in tutti i campioni analizzati; in tali condizioni le grandezze che entrano nelle formule di previsione della resistenza sono: la resistenza a compressione del calcestruzzo f_c (da cui dipende anche quella a trazione), la sua deformabilità (modulo elastico E_c), la rigidezza flessionale del gambo del connettore, che deriva dalle caratteristiche della sezione trasversale e dalla lunghezza del gambo.

I dati sperimentali vengono, quindi, confrontati con i modelli di previsione che considerano la dipendenza della resistenza massima P_{max} da tali grandezze (Fig. 11 e 12).

Le leggi di previsione proposte in letteratura o nei codici normativi derivano da quella formulata da Ollgaard et al. [8], e riportata anche in [1] nella forma:

$$P_{max} = 0.39 \cdot d^2 \sqrt{f_c \cdot E_{cm}} \quad (1)$$

con f_c resistenza media cilindrica del calcestruzzo e d diametro del piolo.

Nell'Eurocodice 4 ([5]) l'applicazione della (1) per la valutazione di un valore caratteristico diviene:

$$P_{max} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (2)$$

con α parametro che dipende dal rapporto altezza/diametro (h/d) del gambo.

Di seguito la resistenza dei connettori viene anche confrontata con la resistenza a taglio offerta dalle barre di armature all'interno di elementi in calcestruzzo (Fig. 11 e 12); a tale riguardo si fa riferimento alla formula di previsione elaborata da Tsoukantas & Tassios [9] sulla base di studi teorico-sperimentali:

$$P_{max} = \delta \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} f_{sy} (1 - \zeta^2)} \quad (3)$$

con δ coefficiente che dipende dalla distanza del connettore dal bordo dell'elemento in calcestruzzo ($v1.3$) e ζ coefficiente riduttore per tener conto della presenza di una tensione di trazione nell'armatura.

Nel caso dei connettori della serie 1A, le relazioni (1)-(3) sono state applicate con riferimento al solo gambo filettato, unica parte interessata dalla inflessione e dalla rottura del

calcestruzzo circostante; per la serie B, invece, considerando la crisi sia lato soletta, sia lato travetto.

I valori sperimentali si inseriscono per lo più all'interno del range individuato dai valori teorici; se si considera la rottura dal lato più debole (lato travetto), si osserva una tendenza dei risultati del connettore costituito da sola vite, verso il limite inferiore (Eq. (3)) ed una tendenza del connettore vite + piastra verso il limite superiore (Eq. (1)).

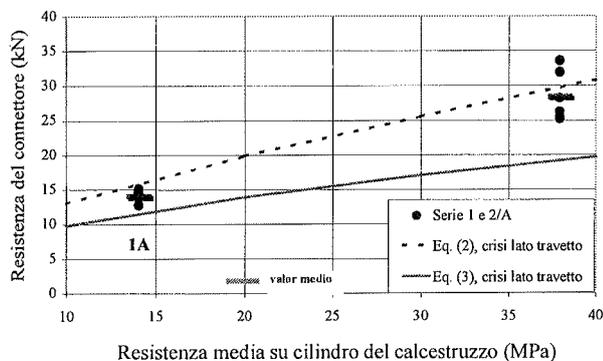


Fig. 11: Serie A - Confronto della resistenza della connessione con modelli teorici (avendo posto $\zeta = 0$ nella (3) ed $f_{ck} = f_{cm}$).

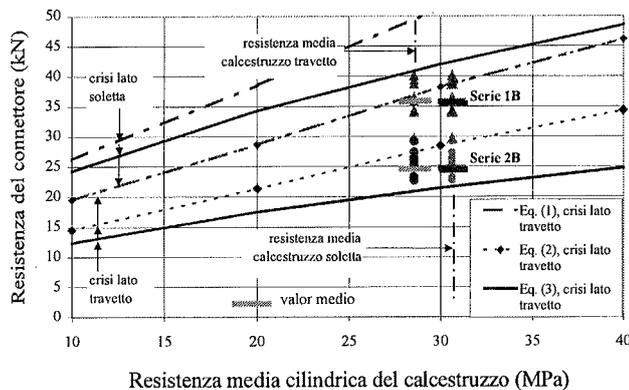


Fig. 12: Serie B - Confronto della resistenza della connessione con modelli teorici (avendo posto $\zeta = 0$ in (3) e $f_{ck} = f_{cm}$).

Nel caso di sistema vite + piastra il contributo della piastrina fornisce un incremento di resistenza la cui origine deve essere ulteriormente chiarita sia mediante nuove indagini sperimentali, sia mediante una modellazione.

L'analisi della deformazione del connettore evidenzia una minore rotazione della sezione della vite in corrispondenza della piastrina, ancorata al calcestruzzo attraverso le due alette.

Il contributo della piastrina potrebbe, quindi, dipendere in parte dalla condizione di vincolo indotta nella vite, in parte dalla pressione esercitata sul calcestruzzo.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro si considera un collegamento metallico per realizzare una efficace connessione tra parti strutturali in calcestruzzo realizzate in tempi successivi, come nel caso di rinforzo di solai in latero-cemento mediante soletta all'estradosso.

Il connettore è costituito da una vite ed una piastrina non collegate, ma inserite l'una nell'altra (la collaborazione tra i due elementi non è quindi a priori garantita).

Lo studio sperimentale è stato condotto considerando l'effetto della geometria del connettore e la resistenza del calcestruzzo.

In particolare, i risultati sperimentali hanno mostrato che, rispetto alla usuale soluzione costituita dal solo perno, il connettore vite + piastrina è caratterizzato da una capacità portante superiore di circa il 40%, e da una minore deformabilità, in grado di determinare una migliore collaborazione.

Tuttavia, i dati della sperimentazione qui presentati non consentono di formulare modelli di comportamento validi per condizioni diverse da quelle dei provini

Inoltre i meccanismi che rendono efficace la presenza della piastrina non sono ancora chiaramente definiti, tenuto conto che, lo "spalling" del calcestruzzo davanti all'aletta, ne rende incerto il contributo.

Gli studi teorici e sperimentali futuri dovranno: - estendere l'analisi all'effetto della resistenza del calcestruzzo; - chiarire il ruolo della piastrina; - verificare l'affidabilità di tale connettore anche in presenza di azioni che possono generare il sollevamento del nuovo getto rispetto all'esistente; analizzare l'effetto della vicinanza del connettore ad un bordo parallelo alla direzione della forza, considerato che i travetti di solaio sono generalmente larghi pochi centimetri.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB - 1995, Design of fastenings in concrete, Draft CEB Guide - part 1 to 3, Bulletin d'Information 226, Aug.
- [2] CEB - 1997, Design of fastenings in concrete. Design Guide - Parts 1 to 3, Bulletin 233, January.
- [3] ACI (1991): State of the art report on anchorage to concrete, Reported by Committee 355.
- [4] MÜNGER F., WICKE M., JIRSA J.O. - 1997, Connection of old concrete with new concrete-overlays, Report of International Conference on "Composite Construction - Conventional and Innovative", Innsbruck, Austria, September 16-18, pp. 157-162.
- [5] CEN prEN 1994-1-1, Eurocode 4 "Design of composite steel and concrete structures", Part 1-1: General rules and rules for buildings, Stage 34, Final project Team Draft, 1 January 2002.

- [6] GIURIANI E., GRISANTI A. – 1986, Comportamento dei pioli nelle connessioni delle travi miste di acciaio e calcestruzzo, Studi e Ricerche, Bergamo, pp.271–307.
- [7] BULLO S., DI MARCO R. – 2002, Analisi sperimentale del comportamento di connettori a taglio tra elementi in calcestruzzo, V Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Salerno, 28-29 Nov.
- [8] Ollgaard J., Slutter R., Fisher J. - 1971, Shear Strength of stud connectors in lightweight and normalweight concrete, American Inst. Steel Engng. Journal, 8, n. 2, pp. 55-64
- [9] TSOUKANTAS S.G., TASSIOS T.P. – 1989, Shear resistance of connections between reinforced concrete linear precast elements, ACI Structural Journal, vol. 86, n.3, May-June, pp. 242–249.
- [10] BULLO S., DI MARCO R., FORABOSCHI P. – 1995, Stud Shear Connector Behaviour in High-Strength Concretes: Experimental Analysis and Numerical Modeling, Atti del 2° Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Napoli, Giugno, pp.87-101.
- [11] EOTA – 1997, Guideline for European Technical Approval of metal anchors for use in concrete. Part I: anchors in general, ETAG 001.
- [12] EOTA – 2001, Guideline for European Technical Approval of metal anchors for use in concrete. Annex C: Design Methods for Anchorages, ETAG n.001.

IL VIADOTTO FERROVIARIO AD ARCHI MULTIPLI DELLA VARIANTE DI CAIVANO

Remo Calzona, Gabriele Nati

SOMMARIO

Per la realizzazione dell'alta velocità Roma – Napoli nell'intorno del Comune di Caivano le richieste delle Comunità Locali sensibilizzarono la Committenza Ferroviaria R.F.I. a far studiare un'opera che soddisfacesse le attese di valorizzazione ambientale attraverso un' "opera d'arte", nel senso tradizionale dell'opera d'ingegneria, che riqualificasse il territorio, come lo furono negli anni '30 le "opere d'arte" delle grandi linee ferroviarie dell'epoca.

L'articolo descrive la soluzione progettuale in costruzione approntata per l'opera più significativa della cosiddetta "Variante di Caivano".

SUMMARY

To allow the realization of the new high – speed double track railway line connecting Rome to Naples, near Caivano, Local Communities asked R.F.I. for a structure that would meet environmental requirements and enhance the scenery's natural beauty by creating a "work of art" of engineering in its traditional sense, like the great railway projects of the thirties.

The article describes the planning solution conceived for the realization of the most important structure of the so – called "Variante di Caivano".

1.INTRODUZIONE

In prossimità della stazione Campania – Afragola, tra le progressive Km 200+392.33 e 202+834.33, è in fase di realizzazione il viadotto ferroviario ad archi multipli *Caivano*, composto da una sequenza di 74 archi a profilo parabolico di corda 33.0 m, per uno sviluppo complessivo di 2400.0 m.

L'opera, inserita nell'ambito della "*Variante di Caivano*",

è stata ideata per ottenere le migliori prestazioni in termini di sicurezza strutturale, durabilità e deformabilità ed è un'interpretazione originale del classico schema ad archi multipli degli anni '30 (fig.1): grazie alla sua armonia architettonica ed ad un attento studio finalizzato anche ad un equilibrato inserimento nel territorio, essa contribuirà alla valorizzazione ed alla riqualificazione dell'ambiente (fig.2).

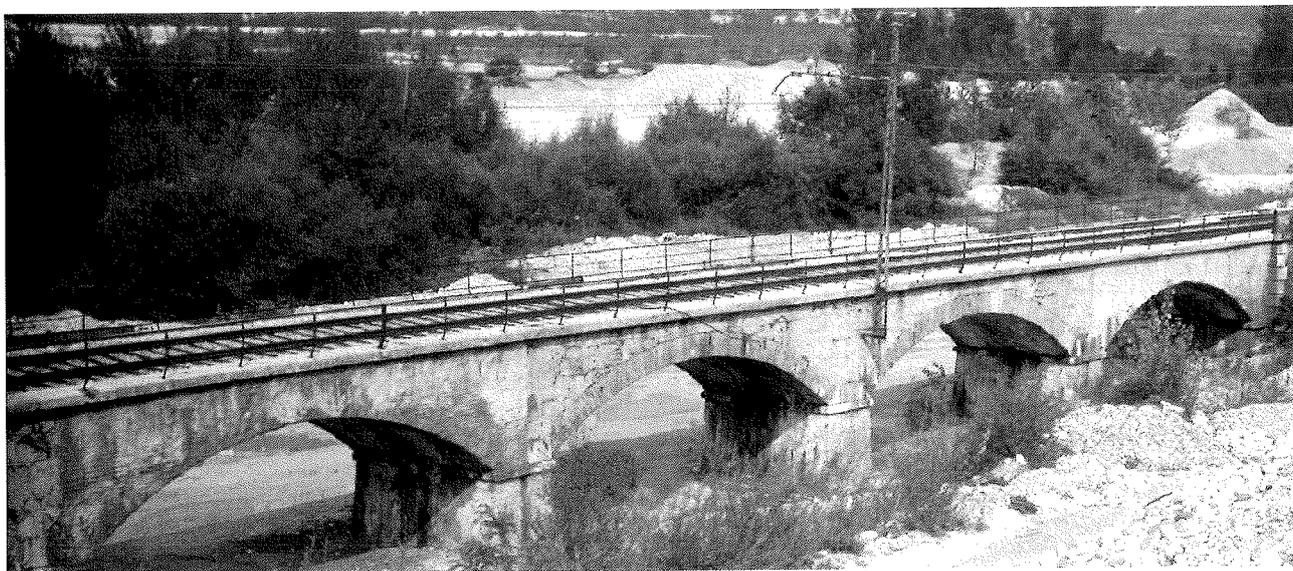


Figura 1 – Viadotto ad archi Rivoli Bianchi (Nota 1)

In virtù delle scelte progettuali, la capacità statica derivante dalla forma ad arco governa il comportamento

Ad ogni estremità del viadotto gli ultimi due archi hanno le fondazioni collegate da catene longitudinali in cemento

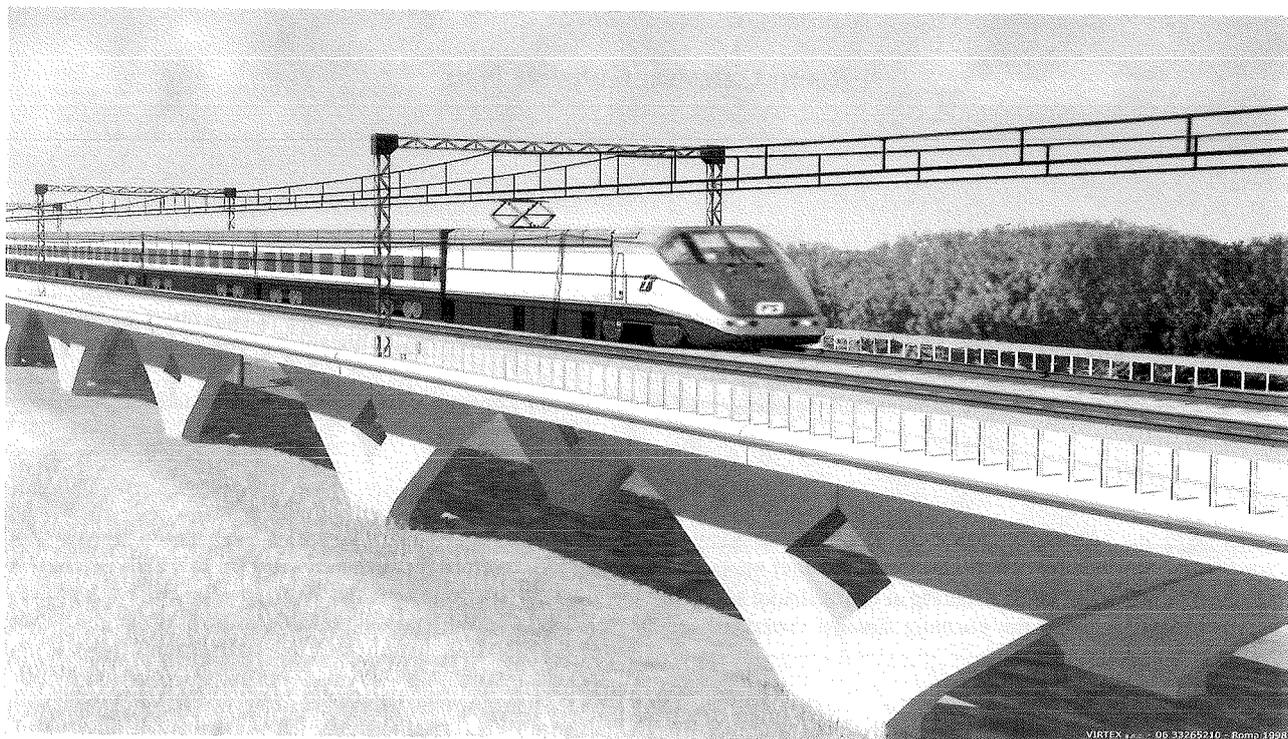


Figura 2 – Vista prospettica del viadotto

strutturale e la tensione nei materiali e consente di ottenere alti livelli di sicurezza, attraverso un'opera che resiste per forma e non per massa con bassi livelli tensionali ovvero contenute dimensioni resistenti.

2.FORMA STRUTTURALE

Il viadotto è lungo circa 2400.0 m ed è costituito da 74 archi in cemento armato di forma parabolica, disposti su 2 file parallele ad interasse di 8.40 m. Gli archi hanno corda di 33.00 m e freccia di 7.02 m (fig.3,4).

In corrispondenza delle reni presentano aree vuote romboidali che, oltre a rendere la struttura più leggera, creano, con la presenza di giunti sulle verticali passanti per gli assi delle fondazioni, l'effetto arco, limitando da una parte la deformabilità verticale e dall'altra le coazioni dovute all'effetto delle variazioni termiche, del ritiro, degli abbassamenti differenziali delle fondazioni sotto il carico variabile.

L'arco ha altezza variabile da un minimo di 0.80 m in chiave, incluso lo spessore della soletta, ad un massimo di 4.00 m allo spiccato; lo spessore è, invece, costante e pari ad 1.00 m.

La soletta superiore, completata all'estremità degli sbalzi con dei cordoli di finitura prefabbricati, è larga 13.60 m ed ha uno spessore che varia da 0.60 m in mezzera a 0.50 m all'estremità.

La fondazione è realizzata mediante zattere di altezza 1.80 m che insistono su pali di grande diametro (fig.5).

armato, in modo da bilanciare lo squilibrio della spinta orizzontale.

Un ulteriore valore aggiunto della scelta progettuale è costituito dall'assenza, nel rispetto del requisito di durabilità in precedenza menzionato, di tutti quegli elementi che necessitano di specifica manutenzione, come apparecchi d'appoggio e smorzatori sismici.

3.MODALITÀ COSTRUTTIVE

Il successo di un'opera deriva dall'accurato studio delle forme strutturali e delle modellazioni per il calcolo del comportamento e della resistenza così come dall'accurato studio delle modalità costruttive.

Questo assioma in molte realizzazioni contemporanee è dimenticato e trascurato, talché stati di sollecitazione per processi costruttivi indesiderati frequentemente superano quelli calcolati per le azioni che cimenteranno l'opera. Per tali motivi estrema attenzione è stata posta al processo costruttivo.

Eseguiti i pali di fondazione ed i dadi di spiccato, gli archi sono gettati in opera in casseforme costituite da pannelli metallici opportunamente sagomati in modo da definire con la loro impronta la geometria ed il decoro dell'arco. Le casseforme sono dotate di sportelli di getto raggiungibili mediante passerelle di servizio che, oltre a facilitare un eventuale controllo in fase di getto, consentono di integrare la vibrazione mediante dispositivi ad aghi che favoriscono il costipamento del calcestruzzo (figg.6,7,8,9).

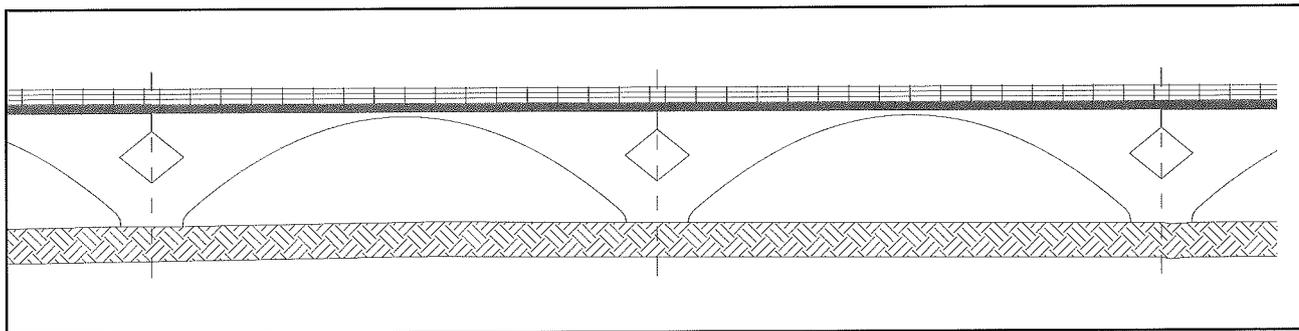


Figura 3 - Prospetto

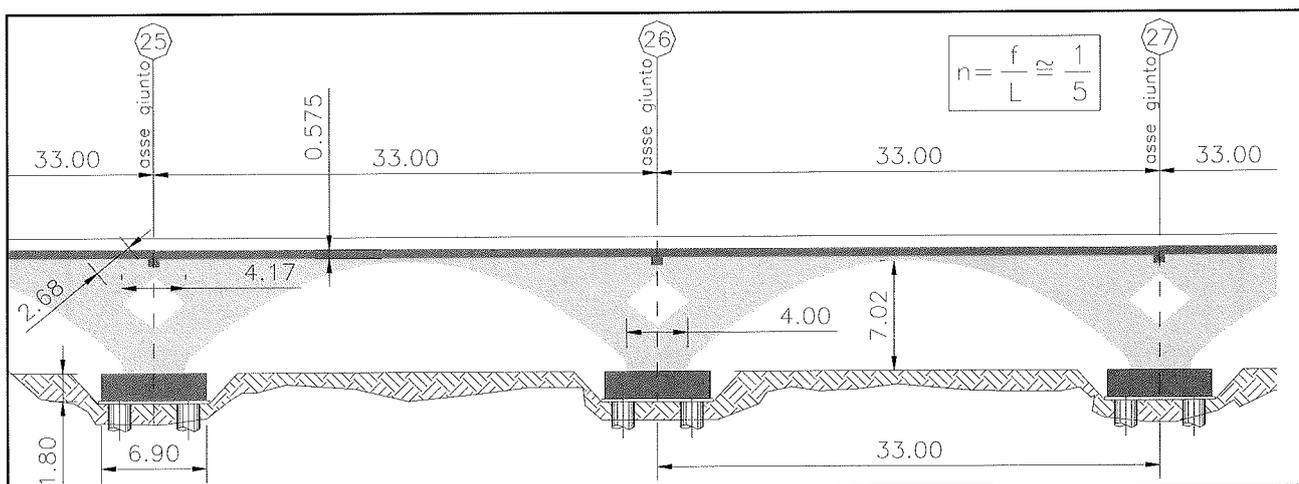


Figura 4 – Sezione longitudinale

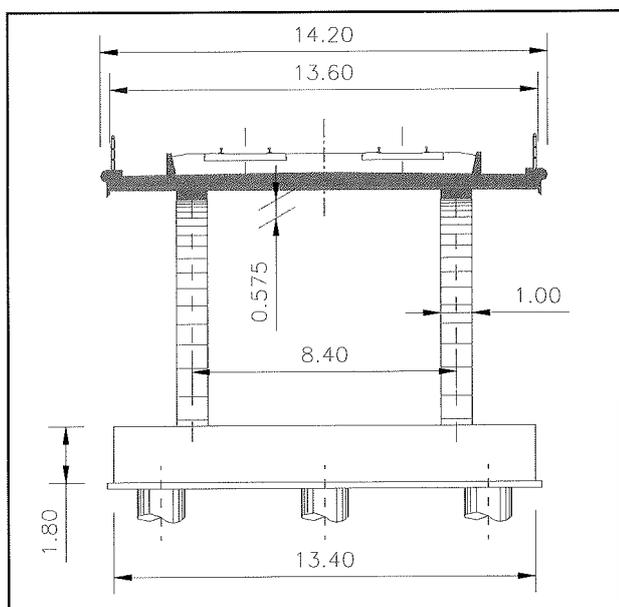


Figura 5 – Sezione trasversale

Lo studio della cassaforma è stato particolarmente accurato: spigoli vivi di carpenteria vengono addolciti con smussi di 2.0 x 2.0 cm come nelle migliori tradizioni delle opere d'arte in cemento armato.

Il getto avviene in due fasi: in una prima fase vengono gettati i quattro semi-archi, arrestando il getto all'intradosso della soletta; in una seconda fase viene gettata la soletta.

Le casseforme utilizzate per il getto di ciascuna coppia di semi-archi (articolate in cassaforma di faccia interna e intradosso arco e cassaforma di faccia esterna) sono indipendenti dalle casseforme utilizzate per il getto della soletta e, rispetto a queste ultime, camminano in avanzamento. In particolare, le casseforme di intradosso arco portano il peso di ciascuno dei due semi-archi a mezzo di due strutture reticolari. La movimentazione delle casseforme avviene per scorrimento su quattro binari che poggiano su plinti provvisori.

Le fasi di esecuzione possono sinteticamente riassumersi nel modo seguente:

- prima fase: vengono posizionate le casseforme della faccia interna e d'intradosso della coppia di semi-archi;
- seconda fase: vengono calate e appoggiate sull'intradosso le gabbie di armatura divise in tre blocchi principali: il blocco A che parte dallo spiccatto, si sviluppa in due semi-archi ed arma l'imposta e le reni, i blocchi B e C che completano l'armatura fino all'asse delle chiavi (fig.10);

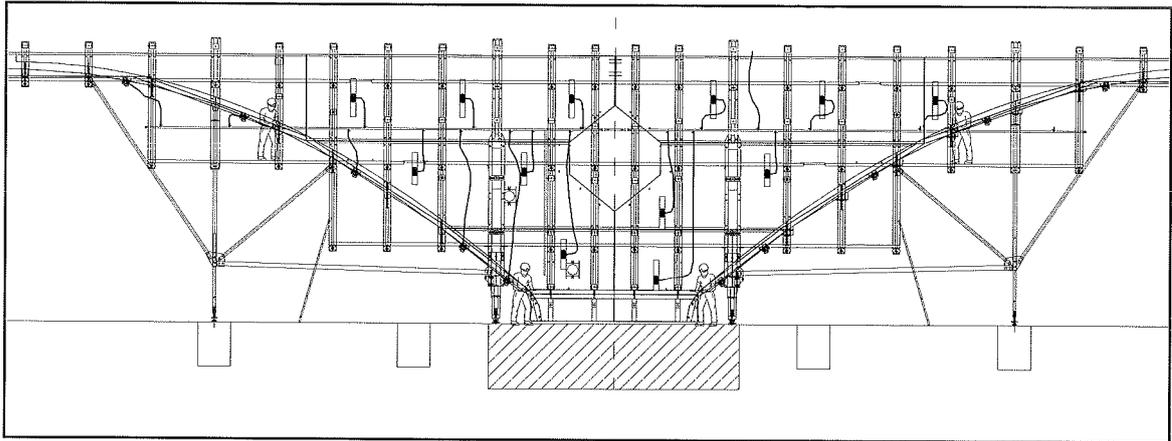


Figura 6 – Casseforme di parete ed impianto di vibrazione

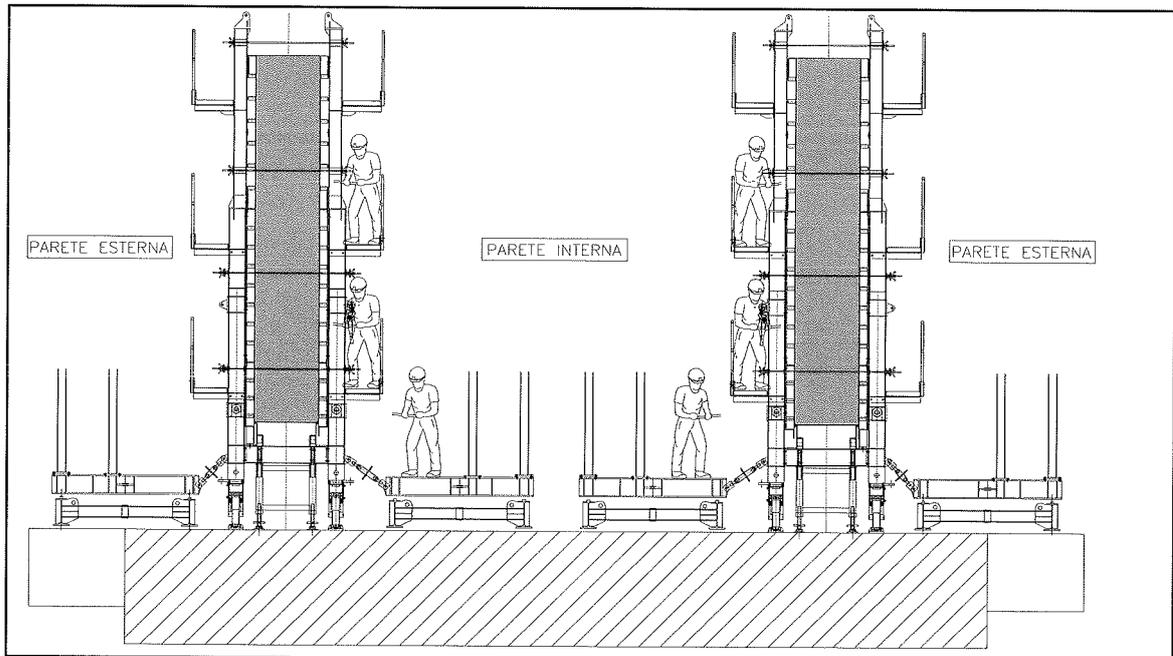


Figura 7 – Sezione trasversale casseforme di parete

-terza fase: viene posizionata la cassaforma della faccia esterna di ciascuna coppia di semi-archi;

-quarta fase: le casseforme interne ed esterne vengono collegate tra loro mediante appositi tiranti ed avviene il getto dei quattro semiarchi;

-quinta fase: a maturazione avvenuta, le casseforme interne ed esterne vengono dapprima spostate trasversalmente e poi, dopo una traslazione longitudinale, posizionate in corrispondenza delle due coppie di semi-archi successive. Prima dello scassero, i semiarchi che costituiscono ciascun

arco risultano uniti tra loro mediante tirantature provvisorie disposte nella sezione di giunto, in prossimità dell'estradosso degli archi stessi (fig.11). In questo modo si ottengono sollecitazioni all'imposta notevolmente inferiori rispetto a quelle che si avrebbero senza collegamento ed il governo dell'abbassamento dell'estremità degli sbalzi. Il ripristino della funzionalità del giunto attraverso il taglio delle giunzioni provvisorie è effettuato dopo il completamento dei due archi adiacenti e successivi alla struttura a stampella già realizzata e prima del getto della soletta.

Lo scasso dei semiarchi avviene solo dopo che il controllo di processo dimostra che il calcestruzzo in opera ha raggiunto la resistenza prefissata. Nella programmazione

Per velocizzare i tempi di posa in opera della soletta, si ricorre a gabbie di armatura tridimensionali prefabbricate poste su idonei distanziatori non ferrosi per garantire il

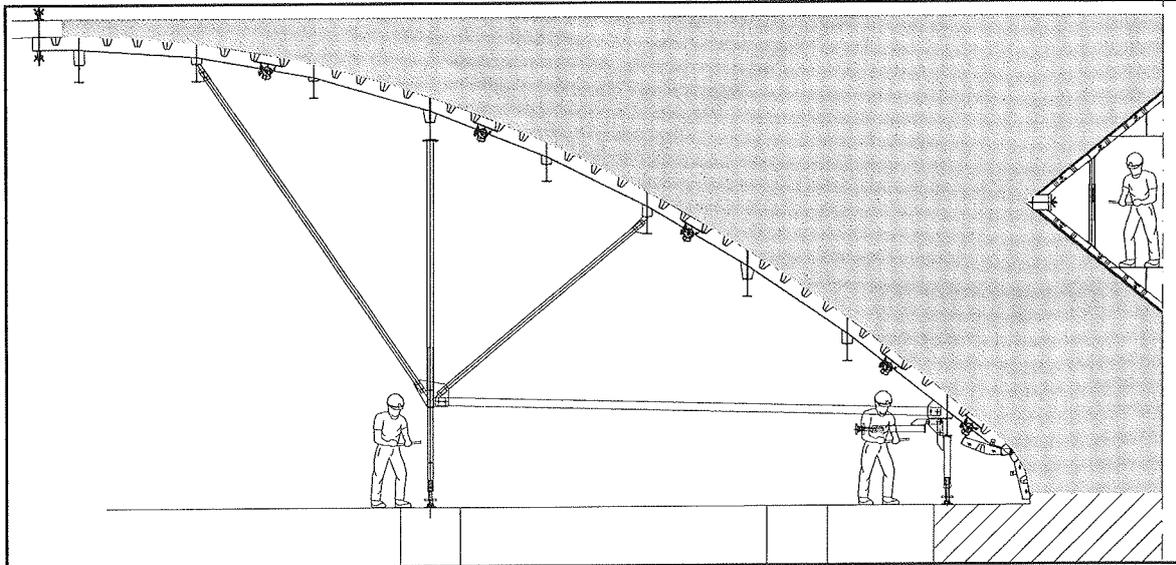


Figura 8 – Casseforme d'intradosso arco e rombo

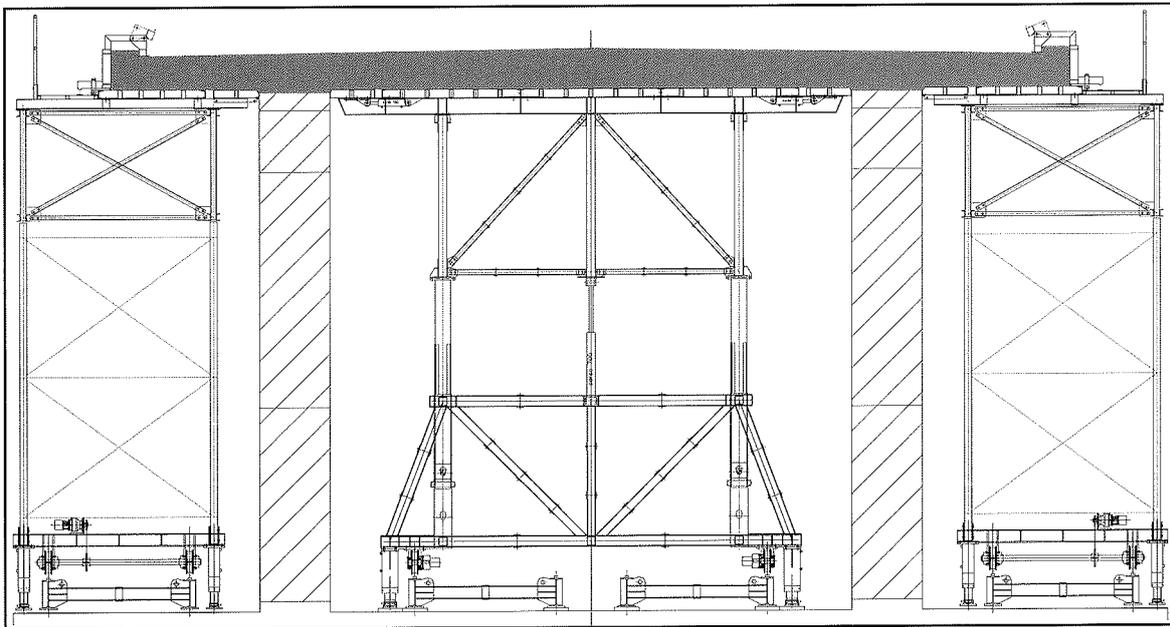


Figura 9– Casseforme per il getto della soletta

questo tempo è previsto in 2 giorni che rispetta con ampio margine la prestazione di resistenza richiesta, anche al fine di garantire l'alta qualità per la durabilità ed il facciavista del conglomerato. Questo risultato si ottiene mediante un accurato studio del mix design.

copriferro.

Il getto della soletta segue di due campate quello degli archi ed avviene mediante una cassaforma che è divisa in tre parti, due esterne per il getto degli sbalzi ed una terza interna (fig.9).

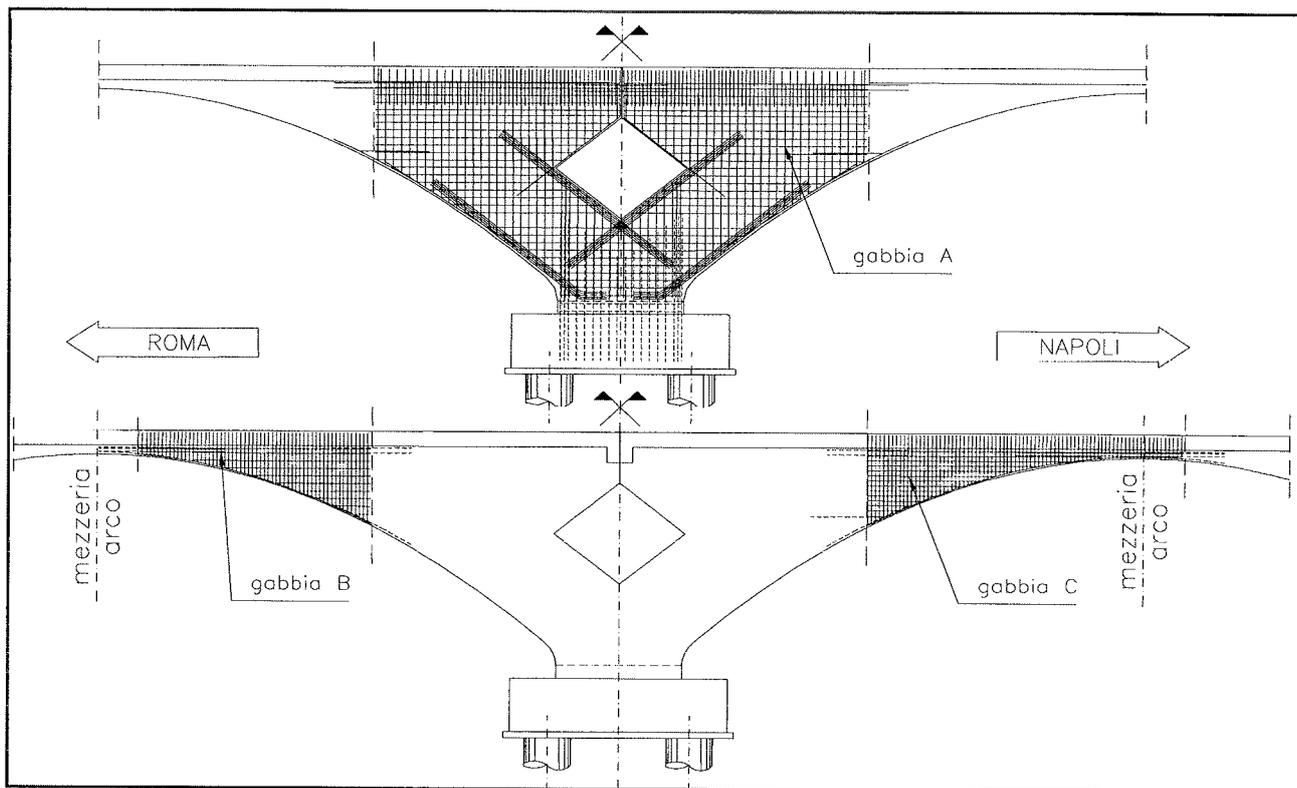


Figura 10 – Gabbie d'armatura degli archi

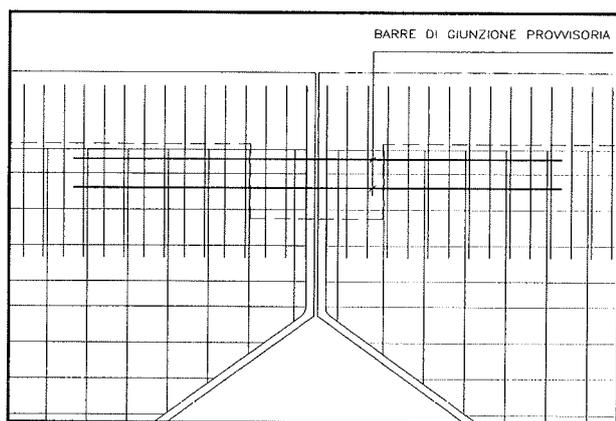


Figura 11 – Tirantature provvisorie

4. ANALISI STRUTTURALE

La complessità della struttura, così come i severi requisiti imposti da R.F.I., ha richiesto un'attenta ed approfondita analisi strutturale.

Il calcolo dello stato tensionale e deformativo negli archi è stato sviluppato mediante un'analisi ottimizzata agli elementi finiti: è stata modellata una porzione del viadotto formata da tre coppie consecutive di archi più una coppia di mezzi archi vincolati ad ogni estremità con glifi verticali per tener conto correttamente della parte di arco non inserita (fig. 12).

L'interazione terreno - struttura è stata definita modellando un'asta equivalente al palo nel terreno. Alla base dell'asta equivalente è stata applicata l'eccitazione sismica.

Allo scopo di tener conto della viscosità, per i carichi agenti permanentemente sono stati assunti moduli elastici diversi per i carichi permanenti ed istantanei (tab.1).

L'analisi numerica usa due differenti tipi di elementi:

1. elementi bidimensionali per la soletta dell'impalcato, per gli archi e per i plinti;
2. elementi lineari per le travi di fondazione e per i pali di fondazione.

Nella fig.13 è mostrata la mesh degli archi ottenuta per modifiche successive fino ad una sufficiente "obiettività" del modello di calcolo. Nella stessa figura, alla mesh sono sovrapposti i livelli delle tensioni principali massime che indicano chiaramente il funzionamento ad arco del disegno strutturale. La massima tensione raggiunge il valore di 7.5 N/mm² nella combinazione di carico TA1 (peso proprio, azioni permanenti, azioni legate al transito dei treni, 60% delle azioni dovute al vento ed alle variazioni termiche).

Le R.F.I. hanno imposto severi requisiti progettuali per le deformazioni verticali della piattaforma ferroviaria. La tab.2 mostra come i severi limiti siano largamente controllati grazie all'elevata rigidità della struttura dell'arco nel suo piano.

Il viadotto ricade in un'area ad elevato rischio sismico: l'analisi sismica è stata effettuata secondo le procedure e lo spettro di risposta del codice sismico italiano e delle R.F.I., combinando vettorialmente l'azione orizzontale e quella verticale. Le masse considerate con l'azione sismica sono il

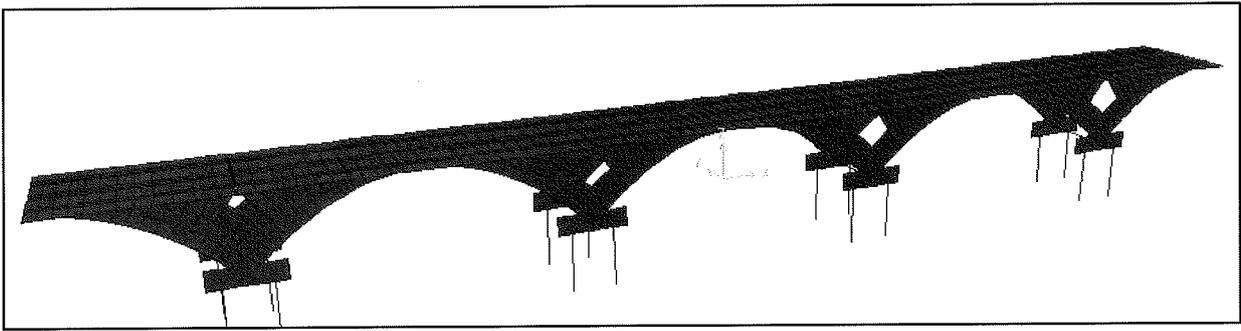


Figura 12 – Modello tridimensionale ad elementi finiti

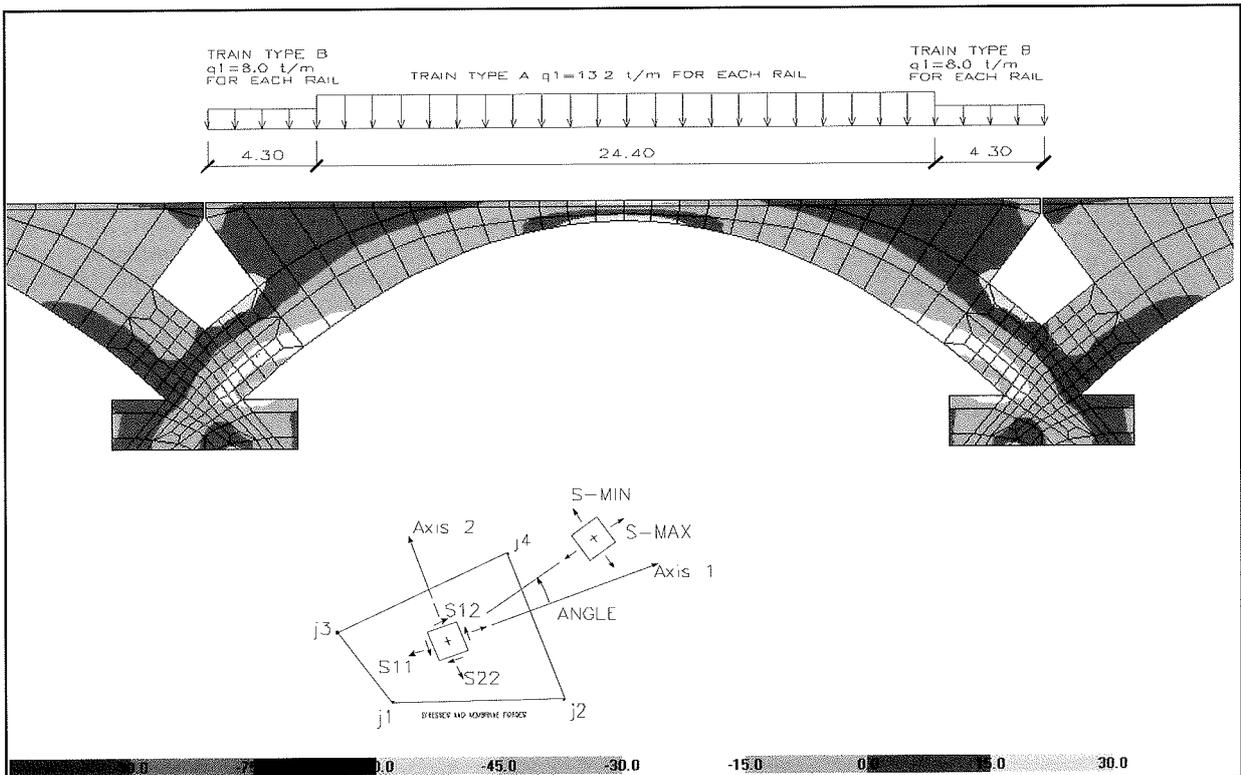


Figura 13 – Tensioni nell'arco – Combinazione di carico TA1

peso proprio, il carico permanente ed un convenzionale carico accidentale di 120.0 KN/m.

La determinazione delle azioni sismiche orizzontali è avvenuta mediante analisi modale, con riferimento alle Norme Italiane utilizzando il nuovo coefficiente di intensità sismica $S=9$ previsto dalla Regione Campania con delibera del Novembre 2002.

L'opera, che sotto l'azione dei carichi verticali ha una riserva di capacità portante maggiore di quella che si riscontra in una struttura tradizionale a travi appoggiate, manifesta un buon comportamento anche sotto l'azione dei carichi orizzontali. L'azione sismica longitudinale, infatti, piuttosto che sollecitazioni flettenti, determina nell'arco un incremento di sforzo normale. L'azione sismica trasversale, d'altro canto, viene fronteggiata dalla struttura attraverso un comportamento

a telaio e non a mensola, come avviene nei ponti a pile isolate, con conseguente capacità di assorbimento dell'energia sismica più zone resistenti e quindi con meccanismo di redistribuzione plastica delle sollecitazioni.

5.CONCLUSIONI

L'opera sintetizza e concilia gli aspetti tecnici, costruttivi, architettonici e ambientali e rappresenta, per i contenuti costi di realizzazione, gestione e manutenzione, per la facilità di costruzione e per le evidenti prestazioni, una valida alternativa ai classici rilevati e ai tradizionali viadotti a pile isolate e travata, quando il tracciato si sviluppa ad una limitata altezza rispetto al terreno e debba rappresentare per l'architettura ambientale un' "opera d'arte".

CARICHI AGENTI PERMANENTEMENTE		
	Valore	Modulo elastico:
Peso proprio:	$g_{11}=25.0 \text{ KN/m}^3$	$E_{\infty} = \frac{E}{1 + \varphi_{\infty}} = \frac{33700}{1 + 2} = 11200 \text{ N/mm}^2$
Peso del ballast:	$g_{21}=18*0.8=14.4 \text{ KN/m}^2$	
Peso del materiale di finitura:	$g_{22}=3.96 \text{ KN/m}^2$	
Effetti termici:	$\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$	
CARICHI ISTANTANEI		
Treno – Tipo A:	$q_1=132.0 \text{ KN/m}$ per ogni binario	Modulo elastico: $E_C = 33700 \text{ N/mm}^2$
Treno – Tipo B:	$q_1=80.0 \text{ KN/m}$ per ogni binario	
Coefficiente di incremento dinamico:	$q_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\phi} - 0.2}} + 0.82 = 1.19$	
Sovraccarico accidentale sui marciapiedi:	$q=4.0 \text{ KN/mq}$	
Carico del vento:	$q_5=2.5 \text{ KN/mq}$	

Tabella 1 - Analisi strutturale: modulo elastico per carichi permanenti ed istantanei

Normativa ferroviaria –Limite Massimo per le deformazioni	$\frac{\delta}{L} \leq \frac{1}{3000}$
Massima inflessione di calcolo sotto il carico del treno	$\delta = -7.5\text{mm}$
$\frac{\delta}{L} = \frac{7.5}{33000} = \frac{1}{4400} < \frac{1}{3000}$	

Tabella 2 – Controllo delle deformazioni

- (1) La foto di figura 1 mostra il viadotto Rivoli Bianchi, ancora in esercizio, inaugurato nell'autunno del 1879 con l'apertura al traffico della ferrovia Udine – Tarvisio, in fregio al fiume Tagliamento in prossimità della città di Gemona.

“Il viadotto lungo 783 m misurato tra i vivi interni delle spalle risultò a 55 luci di m.12 ciascuna, con archi ribassati di 1/6, contenuti da n. 44 stilate e n. 10 pila – spalle” come scrive il progettista e ingegnere Kovatsch, illustrando alla “Sua Superiorità” la presenza di pile – spalle che da una parte servivano per il processo costruttivo di un insieme di

5 archi contemporanei e dall'altra per attenuare le conseguenze di uno scalzamento di una pila che tanto preoccupava i realizzatori dell'epoca, ridotte al solo crollo di 5 archi e non dell'intero viadotto.

Gli archi del ponte in muratura di mattoni, dello spessore sulle spalle di 52.0 cm, portano il paramento esterno ed il materiale di riempimento su cui è poggiato l'armamento ferroviario.

Questa concezione strutturale era tipica dei ponti militari austriaci che si incontrano per tutto il nord Italia.

Il viadotto non mostra giunti in quanto l'effetto termico, molto contenuto per l'inerzia termica dell'opera che attenua fortemente le conseguenze dello stato termico stesso, provoca variazioni di lunghezza della corda che facilmente sono assorbite dalle deformazioni degli archi con contenuta variazione dello stato tensionale. Questa capacità è stata ottenuta nel viadotto di Caivano con l'inserimento di giunti in corrispondenza delle verticali passanti per gli assi delle fondazioni.

L'opera è stata progettata dal Prof. Ing. Remo Calzona.

L'Ing. Gabriele Nati ne sta curando il processo costruttivo.

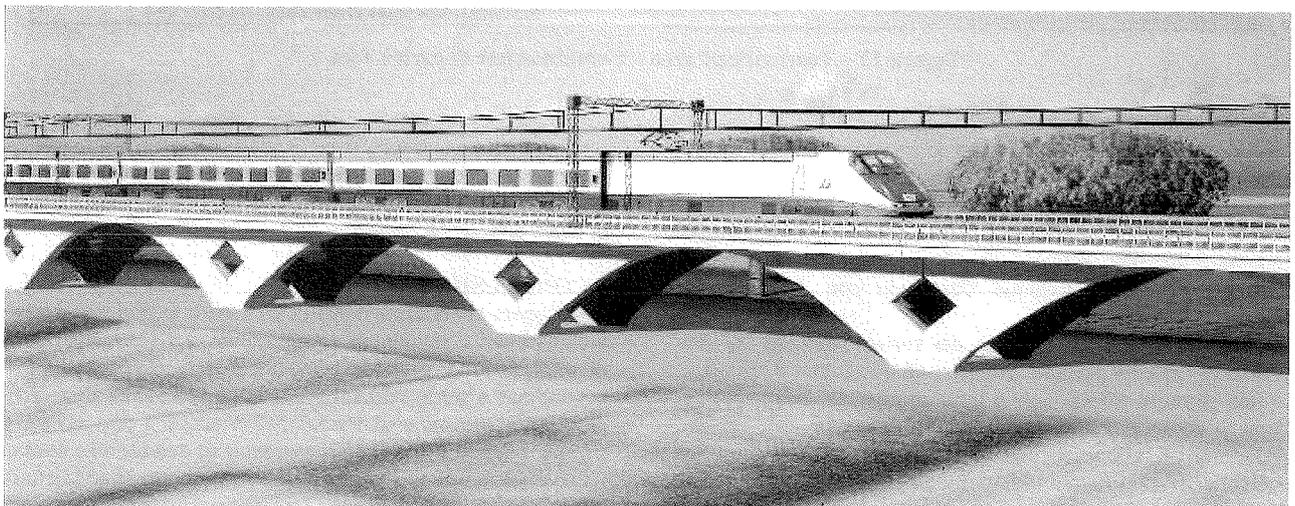


Figura 14 – Immagine del viadotto

CAPACITÀ PORTANTE DI MENSOLE TOZZE IN CALCESTRUZZO FIBROSO O RINFORZATE CON FRP

Giuseppe Campione¹, Lidia La Mendola¹, Maurizio Papia¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo.

SOMMARIO

Si presenta un modello di calcolo per determinare la capacità portante di mensole tozze in calcestruzzo ordinario e fibroso in presenza di armature in acciaio e di fasciatura esterna in materiale composito. Il modello si basa sull'individuazione dei meccanismi resistenti a rottura e consente di mettere in luce il ruolo e l'influenza della geometria della mensola, del comportamento dei materiali e della tipologia e quantità del rinforzo. I risultati ottenuti in termini di carico massimo sono stati confrontati con quelli sperimentali, oggetto di una recente indagine condotta dagli autori, mostrando un buon livello di approssimazione.

SUMMARY

An analytical model to predict the bearing capacity of reinforced concrete corbels in the presence of plain or fibrous reinforced concrete or externally wrapped with fiber reinforced polymers is presented. The model allows one to take into account: - geometry of corbels; - type and amount of reinforcements; - concrete types. Results obtained by means of the analytical model proposed here were also compared with experimental values, obtained in a recent investigation carried out by the authors, highlighting good agreement.

1. INTRODUZIONE

Il comportamento flessionale di mensole tozze in calcestruzzo ordinario o fibroso è stato ed è tutt'oggi oggetto di studi teorici e sperimentali.

L'obiettivo di molte ricerche presenti in letteratura [1-13] è stato prevalentemente quello di determinare la resistenza delle mensole sottoposte a carichi verticali ed orizzontali (monotoni o ciclici) e di evidenziare gli effetti della forma, della percentuale e della disposizione delle armature.

Molti studi hanno mostrato, anche in virtù dei quadri fessurativi rilevati a rottura nelle indagini sperimentali, che è possibile esaminare il comportamento di tali tipologie strutturali mediante approcci basati sulla schematizzazione del continuo fessurato con tralici equivalenti formati da aste tese, rappresentate dalle armature esistenti, ed aste compresse che simulano il comportamento di intere porzioni compresse delle mensole [2,7,8,12,13].

Nell'ambito di tali modelli il problema della determinazione della capacità portante è ricondotto alla valutazione della resistenza dei tiranti e dei puntoni individuati nel modello resistente.

Per aumentare la resistenza dell'elemento e soprattutto per mitigare la fragilità caratteristica degli elementi tozzi è stata mostrata l'utilità di impiegare, oltre alle armature principali,

anche armature secondarie (in genere staffe orizzontali e verticali). Inoltre è stato evidenziato che è possibile ottenere ottimi risultati impiegando calcestruzzi fibrorinforzati (CFR) [1,3,4,5,7,8,10,14,15] o placcando esternamente le mensole con materiali compositi a matrice polimerica (FRP) [16,17].

In questi casi la determinazione della resistenza delle mensole può ancora ottenersi con riferimento a modelli a trave reticolare equivalente, ma si richiede una rielaborazione del semplice schema puntone-tirante delle mensole con sole armature principali, per tener conto dei diversi contributi offerti dalle fibre, dalle armature secondarie o dal rinforzo in FRP.

Il presente lavoro prende spunto dalla necessità di prevedere il carico massimo di mensole tozze sia in presenza di armature tradizionali sia nei casi di mensole realizzate con CFR o fasciate con FRP.

Lo schema basato su modelli a traliccio equivalente viene quindi testato con i recenti risultati sperimentali ottenuti dagli stessi autori [18] relativi allo studio del comportamento di mensole tozze in calcestruzzo ordinario, fibroso e armate con armature in acciaio o placcate con FRP.

Nel seguito verranno descritti e commentati brevemente i risultati relativi all'indagine sperimentale prima citata e quindi si presenterà il modello di calcolo con i relativi confronti teorico-sperimentali.

2. INDAGINE SPERIMENTALE DI RIFERIMENTO

L'indagine sperimentale, già oggetto di precedenti studi [18], è relativa al comportamento flessionale di mensole tozze sottoposte a carichi verticali di tipo monotono.

In particolare, i provini, due per ogni tipo, con geometria e dettaglio delle armature ad aderenza migliorata rappresentate in Fig.1, sono stati realizzati nelle diverse tipologie seguenti:

- in calcestruzzo armato con armatura principale costituita da 2 barre di diametro $\phi = 10$ mm in assenza ed in presenza di armatura secondaria costituita da quattro staffe orizzontali di diametro $\phi = 6$ mm;

- in calcestruzzo fibroso con dosaggio di fibre di acciaio uncinato (lunghezza $L_f=30$ mm e diametro $D=0.5$ mm) pari a $v_f=1\%$ del volume di conglomerato e con armature longitudinali costituite da due barre di diametro $\phi = 10$ mm;

- in calcestruzzo armato con la stessa armatura longitudinale prima descritta e con rinforzo esterno in FRP di fibre di carbonio ad un solo strato di spessore $t = 0.165$ mm.

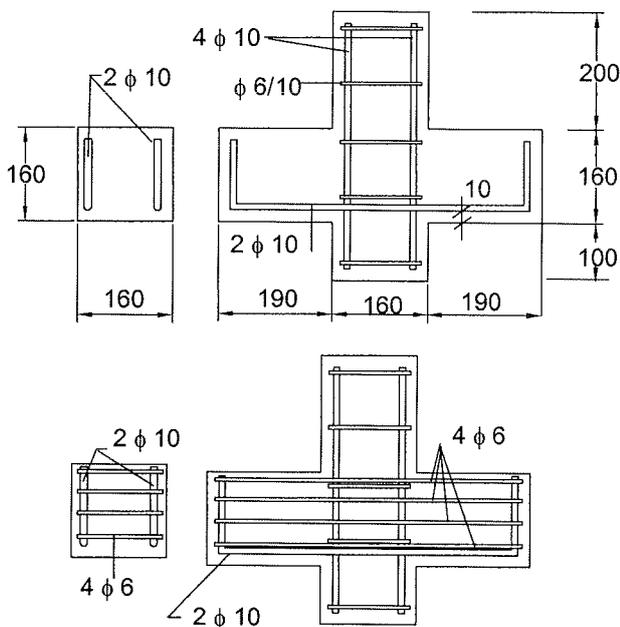


Fig. 1 Geometria dei provini e disposizione delle armature.

Il calcestruzzo impiegato presenta resistenza cilindrica f_c' a compressione a 28 giorni di 48 MPa ed a trazione indiretta f_t' (misurata da prova tipo split su cilindri) di 4 MPa; l'acciaio costituente le barre presenta valori di resistenza allo snervamento di 445 e 448 MPa rispettivamente per le barre di diametro 6 e 10 mm, mentre i valori di tensione e di allungamento a rottura sono rispettivamente di 627 MPa e 14.4% per $\phi = 6$ mm e 601 MPa e 18.8 % per $\phi = 10$ mm.

Nel caso di calcestruzzo fibroso, come si evince dalla Fig. 2, in cui sono riportati i risultati delle prove di compressione, l'aggiunta di fibre non comporta significative variazioni di resistenza, ma conferisce al materiale ampie doti di duttilità. In Fig. 3 sono riportati i risultati delle prove di trazione indiretta in termini di curve carico-accorciamento; da queste si può

rilevare l'efficacia delle fibre sia nell'aumento della resistenza massima che, soprattutto, di quella residua.

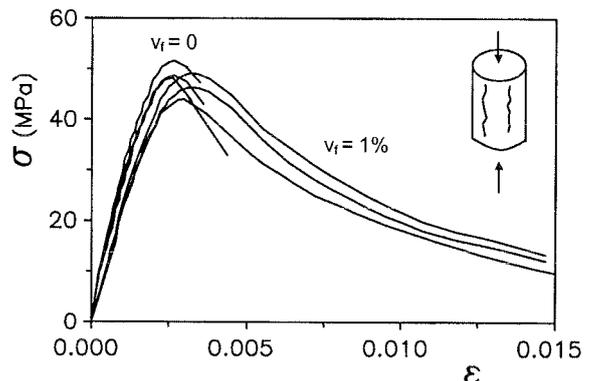


Fig. 2 Curve tensione-deformazione per il CFR in compressione uniaassiale.

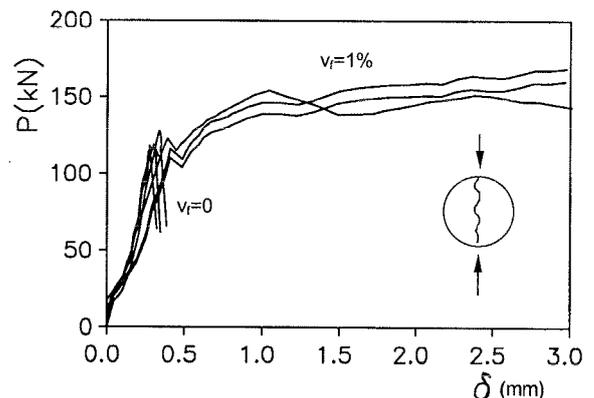


Fig. 3 Curve carico-accorciamento per il CFR in trazione indiretta.

Per il rinforzo esterno è stato usato un composito polimerico (tessuto di FRP) con orientamento delle fibre di tipo unidirezionale e preimpregnato nella resina epossidica fornita in forma bicomponente.

La fibra di carbonio impiegata è caratterizzata, in base ai dati forniti dalla ditta produttrice, da modulo elastico $E_f = 230$ GPa, tensione di rottura $f_u = 3400$ MPa ed allungamento a rottura $\epsilon_u = 1.5\%$.

Si è prevista la fasciatura continua delle mensole per tutta la lunghezza e per l'intera altezza delle stesse adottando una zona di sovrapposizione di 100 mm. Le prove sono state condotte appoggiando le mensole alle estremità e caricandole in testa alla colonna di supporto mediante una macchina universale operante in controllo di spostamento.

Lo schema di carico adottato consente di assoggettare le mensole a taglio costante ed a momento flettente linearmente variabile. Il rapporto tra la luce di taglio ($a=130$ mm) e l'altezza utile del provino ($d=140$ mm) è di 0.928.

Relativamente ai risultati delle prove eseguite, mostrati in termini di curve carico freccia in Fig. 4, si osserva che nel caso di mensole con sole armature in acciaio si rileva una fase di comportamento elastico lineare che si esaurisce non appena si forma la prima lesione flessionale seguita dalla formazione di fessure diagonali; da tale stadio in poi si verifica lo snervamento dell'armatura che determina un comportamento plastico fino a quando non subentra la crisi per schiacciamento

della regione compressa. Nel caso di uso combinato di armatura principale e secondaria si rileva un aumento del carico massimo e soprattutto un miglioramento nella modalità di rottura che risulta più progressiva.

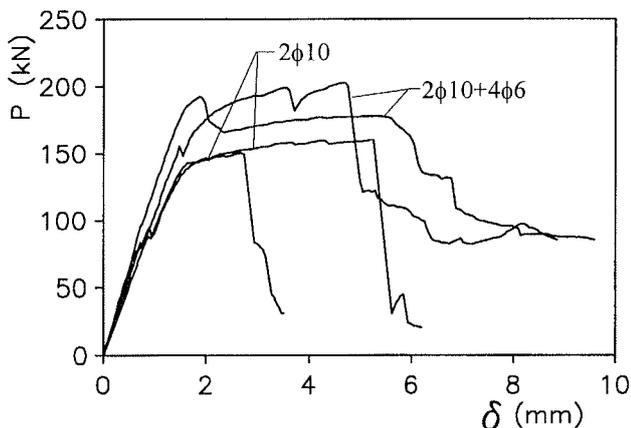
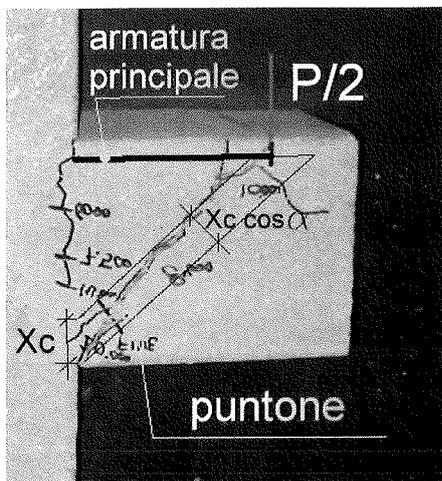
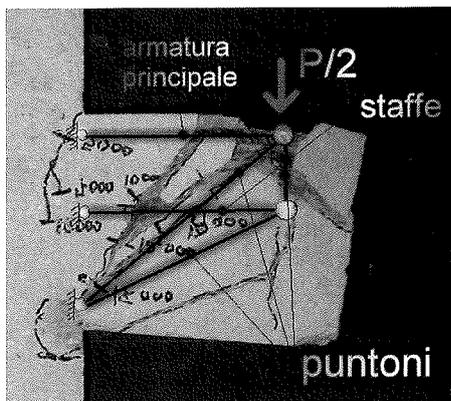


Fig. 4 Curve carico-freccia per le mensole in calcestruzzo armato.

In Fig. 5a) si mostra il quadro fessurativo a rottura osservato nel caso di mensole con sole armature principali.



a)



b)

Fig. 5 Mensole in calcestruzzo armato: a) con sole armature principali; b) con armature principali e secondarie.

Risulta quindi ben individuato uno schema resistente a traliccio, formato da una zona di conglomerato compressa (tra il punto di applicazione del carico e il centro della zona compressa all'attacco trave-colonna) ed il tirante costituito dalle armature (zona superiore della mensola).

Nel caso della mensola con armature principali e secondarie si individua a rottura una regione compressa di maggiore diffusione. Il quadro fessurativo a rottura mostrato in Fig. 5b) suggerisce un possibile schema resistente a traliccio multiplo, formato da due tiranti (l'armatura principale e quella secondaria) e due puntone che convergono entrambi verso la regione compressa.

Nel caso di mensole con armature principali e fasciate esternamente con FRP, i cui risultati sono riportati in Fig. 6, appare ragionevole, in base al quadro fessurativo rilevato sperimentalmente, assumere uno schema resistente simile a quello considerato per le mensole con staffe orizzontali, cioè del tipo a traliccio multiplo. L'azione di cucitura esercitata dal rinforzo sulle fessure diagonali è assicurata dal fatto che il tessuto (con le fibre orientate nella stessa direzione delle staffe) è richiuso su se stesso.

Nel caso di calcestruzzo fibroso, i cui grafici sono riportati ancora in Fig. 6, la resistenza massima raggiunta è quella relativa alla completa capacità flessionale, e la risposta è di tipo duttile. Il meccanismo di rottura per compressione diagonale, che inizia a formarsi quando si supera la resistenza a trazione, è controllato dalla presenza di fibre. È opportuno pertanto assumere il modello di traliccio singolo, con la particolarità di mettere in conto nella forza resistente anche il contributo a trazione offerto dalla matrice fibrosa.

In Fig. 6, al fine di agevolare il confronto, sono presenti anche le curve relative alle mensole con armature principali e secondarie.

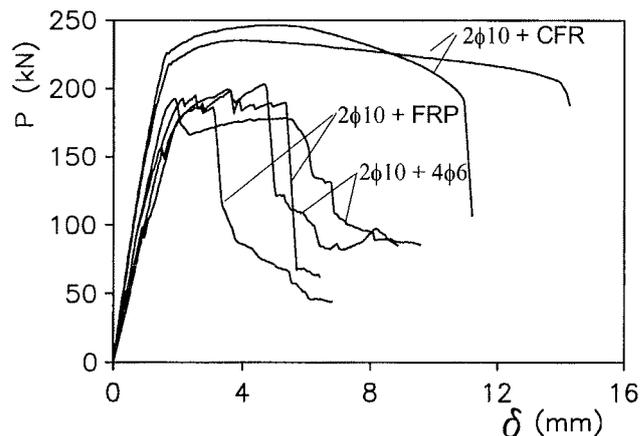


Fig. 6 Curve carico-freccia per le mensole in CFR o rinforzate con FRP.

In Fig. 7 si riporta l'evoluzione dei quadri fessurativi rilevati durante le prove nei casi di mensole con armature principali, con armature principali e secondarie e con calcestruzzo fibroso. Non si riporta quello delle mensole rinforzate con FRP poiché non è stato possibile il rilievo per la presenza della fasciatura.

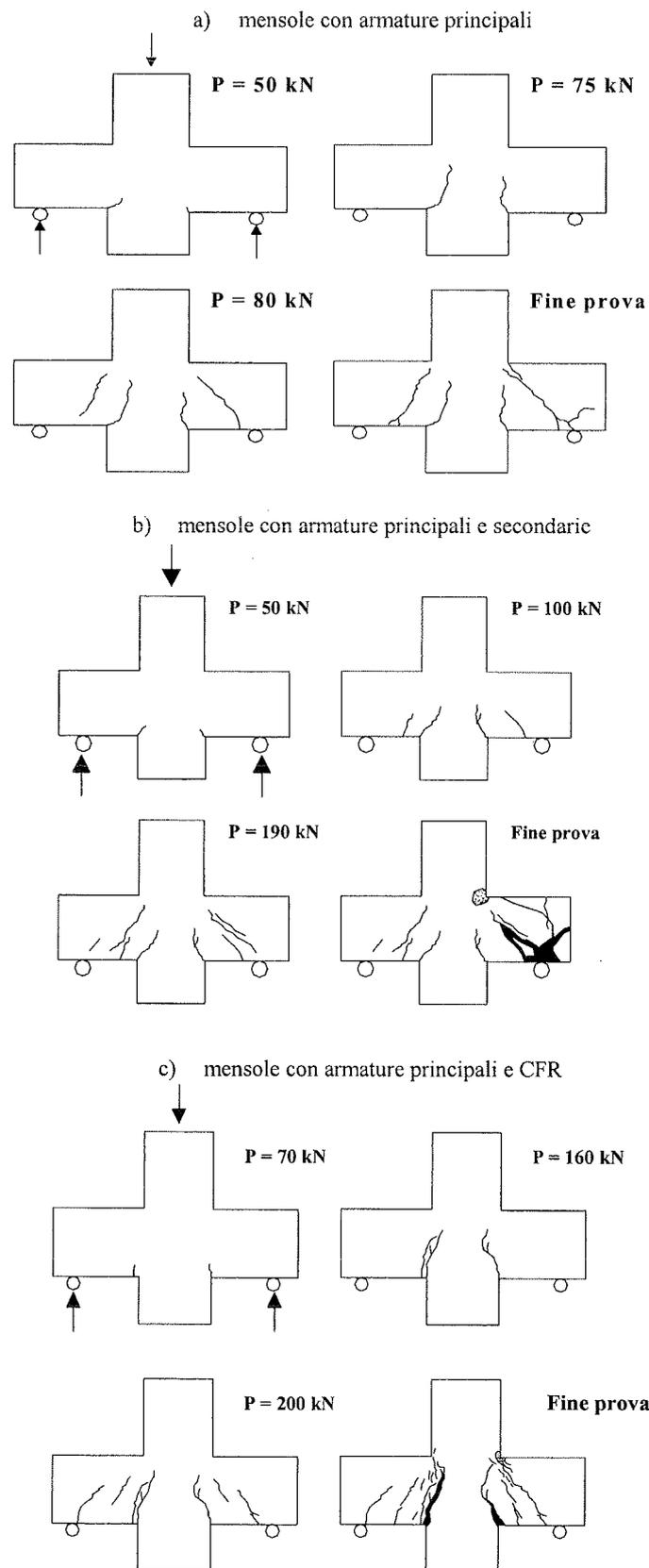
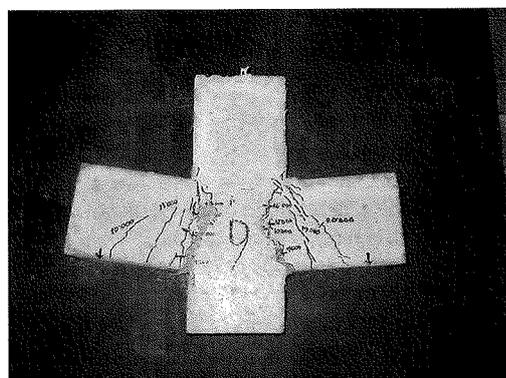


Fig. 7 Evoluzione delle fessure per mensole tozze con armature principali, secondarie e con CFR.

Si riporta comunque in Fig. 8a) la condizione di fine prova di un prototipo fasciato con FRP, dalla quale si evince che contemporaneamente al distacco del tessuto si verifica la rottura della regione compressa. In Fig. 8b), relativa al caso di mensole in calcestruzzo fibroso, è evidente la formazione della cerniera plastica flessionale caratterizzata da ampie doti plastiche come osservato nell'andamento delle curve carico-freccia.



a)



b)

Fig. 8 Condizioni di fine prova delle mensole: a) fasciate con FRP; b) in CFR.

3. MODELLO DI CALCOLO

Il modello analitico proposto per la determinazione della capacità portante delle mensole trae origine dalle considerazioni fatte al precedente paragrafo. Seguendo la stessa classificazione delle tipologie di traliccio resistente prima individuate (traliccio singolo e multiplo) si forniscono le espressioni per il calcolo della resistenza nei vari casi esaminati.

Il traliccio singolo di Fig. 9a) è formato, come già detto, da un puntone inclinato costituito dal conglomerato e da un tirante di acciaio costituito dall'armatura principale.

Nel caso del calcestruzzo fibroso il traliccio di riferimento è ancora quello di Fig.9a) e la presenza di fibre è tenuta in conto mediante la componente verticale delle forze resistenti esercitate dalle fibre attraverso il piano di frattura.

Il traliccio multiplo di Fig. 9b) è formato da due tralici tra loro connessi, di cui il primo costituito dal puntone inclinato di α e dall'armatura principale ed il secondo costituito dal puntone inclinato di β ed avente come tirante l'armatura orizzontale o il rinforzo in FRP.

La posizione del tirante del traliccio secondario è supposta applicata a $z/2$, essendo z il braccio della coppia interna della sezione di incastro della mensola.

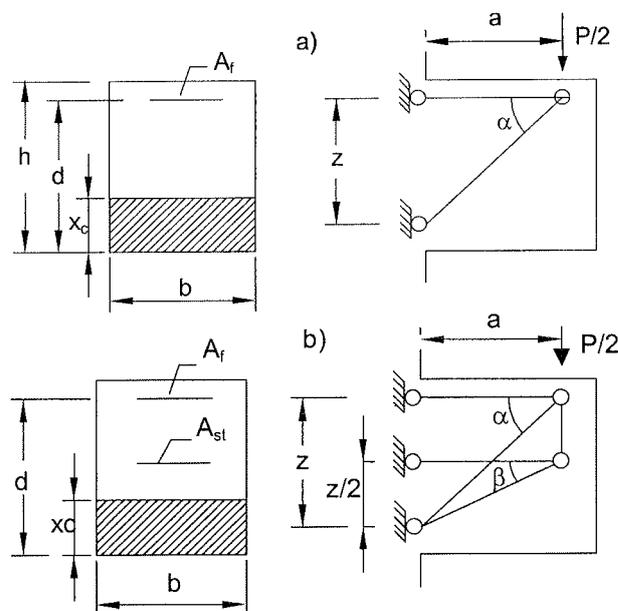


Fig. 9 Modello a traliccio equivalente.

Prima di entrare nei dettagli del calcolo si riportano alcune considerazioni circa la definizione del braccio della coppia interna e della larghezza efficace dei puntoni equivalenti.

Con riferimento al comportamento dei puntoni, si distingue il caso di calcestruzzo ordinario da quello di calcestruzzo fibroso. Nel primo caso si tiene conto della riduzione di capacità portante in compressione uniaxiale f'_c (softening del calcestruzzo) causata dal regime di tensione esistente negli elementi bidimensionali fessurati, come proposto in [13], attraverso un coefficiente:

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (1)$$

in cui ε_r è la deformazione media in direzione ortogonale alle fessure. In modo semplificato, nei casi in cui il comportamento del materiale è governato dallo snervamento dell'acciaio, la deformazione ε_r è assunta pari al valore della deformazione di snervamento dell'acciaio.

Nel caso del calcestruzzo fibroso, invece, in virtù delle elevate capacità resistenti a trazione del composito e della conseguente limitata fessurazione, appare ragionevole trascurare la riduzione di capacità portante in compressione per effetto delle trazioni trasversali.

Con riferimento al rinforzo delle mensole con fogli di FRP in fibre di carbonio, si osserva che il tessuto è caratterizzato da comportamento pressoché elastico lineare fino a rottura. Si osserva che non sempre la condizione di rottura del tessuto può essere raggiunta, poiché, per delaminazione o per scollamento della sovrapposizione, si determina la rottura prematura per un livello di carico inferiore.

Come mostrato in [19] la massima forza trasferibile per aderenza aumenta proporzionalmente con la lunghezza di

ancoraggio fino a che quest'ultima non si avvicina ad un valore limite L_b ; al di là di tale soglia, la forza trasmessa si mantiene costante e il suo valore è indicato nel seguito con F_b .

Come mostrato in Fig. 10, affinché si mobiliti la forza F_b occorre che la lunghezza di sovrapposizione L_{anc} sia superiore a L_b .

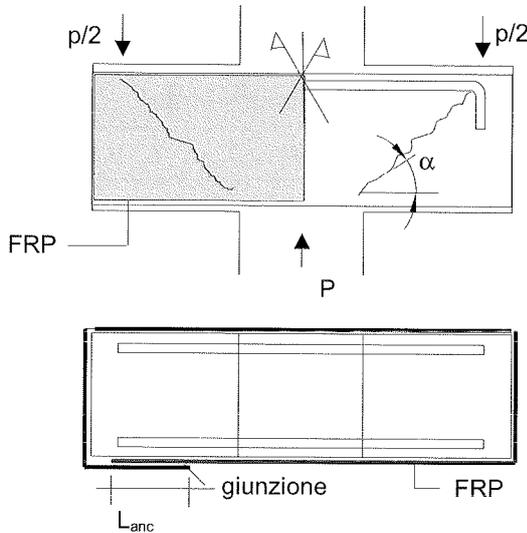


Fig. 10 Mensole rinforzate con FRP.

Le espressioni per il calcolo di F_b e L_b possono essere reperite in letteratura [19] e sono qui riportate per completezza:

$$F_b = \psi_F \cdot h_w \sqrt{E_f t_f f_t'} \quad (2)$$

$$L_b = \psi_L \sqrt{\frac{E_f t_f}{f_t'}} \quad (3)$$

in cui f_t' è la resistenza a trazione del conglomerato, ψ_F e ψ_L sono coefficienti che si assumono pari a 0.65 e 0.85 rispettivamente. Le unità di misura nelle Eqq. (2) e (3) sono espresse in N e mm.

4. CAPACITÀ PORTANTE DI MENSOLE TOZZE

Come osservato sperimentalmente il meccanismo di trasferimento dei carichi nella mensola tozza è caratterizzato da una zona compressa, identificabile con una biella di calcestruzzo delimitata dalle lesioni diagonali. L'area della biella è pari a $A_c = h_{eff} b$, essendo b la profondità della mensola, h_{eff} la larghezza efficace del puntone di valore $x_c \cdot \cos\alpha$, con x_c distanza dell'asse neutro dal bordo compresso nella sezione di incastro.

Nel seguito si fa riferimento alla condizione in cui nella sezione di incastro l'armatura tesa è snervata mentre le deformazioni nel calcestruzzo compresso sono tali da non coinvolgere significativamente la non linearità del materiale, ipotesi convalidata dall'evidenza sperimentale e correlata alla

percentuale di armatura tesa impiegata. Si può assumere pertanto un andamento triangolare di tensioni sul calcestruzzo.

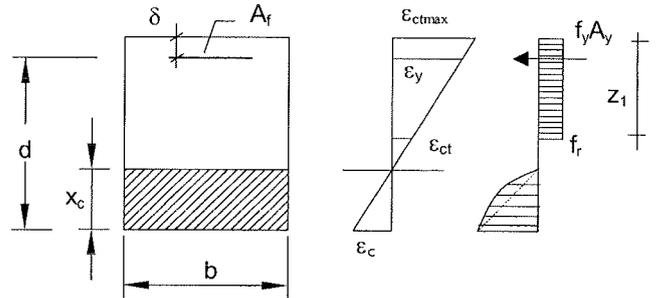


Fig. 11 Sezione di incastro della mensola.

In presenza di calcestruzzo fibroso, come mostrato in Fig. 11 per la sezione di incastro, si considera anche il contributo alla resistenza offerto dal calcestruzzo teso, con valore di resistenza residua f_r assunto costante per un'altezza pari a z_1 , quest'ultima corrispondente alla distanza tra il lembo più teso e la fibra ove si attinge la resistenza di picco a trazione.

Da semplici considerazioni geometriche risulta:

$$z_1 = (d - x_c) \cdot \left(1 - \frac{f_{ctf}}{f_y} \cdot \frac{E_s}{E_{ct}} \right) + \delta \quad (4)$$

essendo rispettivamente f_{ctf} e f_y la resistenza a trazione del calcestruzzo fibroso e la tensione di snervamento dell'acciaio, ed E_{ct} e E_s i rispettivi moduli di elasticità.

La resistenza a trazione f_{ctf} del calcestruzzo fibroso può legarsi a quella della sola matrice, alle caratteristiche geometriche delle fibre ed al dosaggio, come mostrato in [20], con la seguente espressione:

$$f_{ctf} = f_t' \cdot (1 - v_f) + \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \tau \cdot v_f \cdot \frac{L_f}{D} \quad (5)$$

nella quale τ è il valore medio della tensione di sfilamento fibra-matrice, α_1 il coefficiente che tiene conto dell'aliquota di forza massima di aderenza mobilitata alla prima fessurazione e α_2 un fattore di efficienza dipendente dall'orientamento delle fibre nello stato non fessurato.

Relativamente alla resistenza a trazione residua, sempre in [20] se ne riporta la legge di variazione con i parametri geometrici delle fibre e con i coefficienti correttivi $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$:

$$f_r = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \tau \cdot v_f \cdot \frac{L_f}{D} \quad (6)$$

essendo λ_1 un coefficiente di natura statistica (assunto in genere pari a $\frac{1}{4}$ per fibre di acciaio) che tiene conto della lunghezza di fibre mediamente immerse nella matrice a cavallo di una fessura, λ_2 un coefficiente che tiene conto dell'orientamento delle fibre nella matrice e λ_3 un coefficiente riduttivo associato al numero di fibre che si sfilano per unità di area. In accordo con [20] è possibile assumere per fibre di acciaio uncinato con rapporti di aspetto usuali (fino a 100) i seguente valori: $\alpha_1=0.1, \alpha_2=0.5, \tau/f_t'=2, \lambda_1=0.25, \lambda_2=1.2, \lambda_3=1$.

4.1 Mensole con sola armatura principale

Per il traliccio isostatico mostrato in Fig. 9a), è possibile ricavare i carichi ultimi ad esso associati dalle equazioni di equilibrio imponendo la condizione di crisi dell'acciaio o del conglomerato.

Nel primo caso (snervamento dell'acciaio) il valore del carico ultimo è:

$$P_{u1} = 2 \cdot f_y \cdot A_f \cdot \tan \alpha \quad (7)$$

e nel caso di crisi del calcestruzzo il carico ultimo si esprime:

$$P_{u2} = 2\xi \cdot f'_c \cdot b \cdot x_c \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (8)$$

Con riferimento alle mensole in calcestruzzo fibrinforzato, come già detto, occorre tenere in conto anche il contributo offerto dalle fibre, considerando la proiezione verticale della risultante delle forze di sfilamento delle fibre esercitate attraverso le fessure inclinate, che risulta:

$$P_f = 2 \cdot \frac{f_r \cdot z_1 \cdot b}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \quad (9)$$

Tale termine deve essere aggiunto al valore del carico ultimo valutato con le Eq. (7) e (8).

4.2 Mensole con armature principali e secondarie o con placcaggio in FRP

Per le mensole con armature principali e secondarie in acciaio o con armature principali e placcaggio esterno in FRP, si fa riferimento al modello a traliccio multiplo di Fig. 9b).

Il traliccio principale prevede come tirante l'armatura superiore mentre quello secondario prevede come armatura la risultante delle staffe orizzontali o il rinforzo in FRP.

Nel traliccio multiplo si è supposto che vi sia congruenza degli spostamenti verticali in corrispondenza dei nodi caricati. La ripartizione del carico $P/2$ sui due tralici avviene in funzione delle rigidezze del traliccio principale R_1 e del traliccio secondario R_2 che si esprimono come:

$$R_1 = \frac{1}{\frac{a}{E_s A_{f1} \tan^2 \alpha} + \frac{\sqrt{a^2 + z^2}}{E_c A_{c1} \sin^2 \alpha}} \quad (10)$$

$$R_2 = \frac{1}{\frac{a}{E_s A_{f2} \tan^2 \beta} + \frac{\sqrt{a^2 + (z/2)^2}}{E_c A_{c2} \sin^2 \beta}} \quad (11)$$

essendo $A_{c1} = bx_c \cos \alpha$ e $A_{c2} = bx_c \cos \beta$ le aree dei puntoni equivalenti; A_{f1} e A_{f2} rispettivamente l'area dell'armatura principale e di quella secondaria (costituita dalle staffe o dal rinforzo). Occorre osservare che quando il rinforzo secondario è costituito da FRP, il modulo di elasticità E_s che figura nella Eq. (11) deve essere sostituito con l'analogo modulo E_f del tessuto.

Il carico portato dal traliccio principale è pari a $\eta P/2$, con $\eta < 1$, mentre quello portato dal traliccio secondario risulta $(1-\eta)P/2$ con

$$\eta = \frac{R_1}{R_1 + R_2} \quad (12)$$

Si osserva inoltre che il modulo elastico del calcestruzzo (e quindi la rigidezza del traliccio) varia al variare del livello di carico e con riferimento alla condizione ultima si è assunto un valore pari a 2/3 di quello iniziale.

Escludendo il caso in cui il tirante inferiore si snervi prima del tirante superiore, la crisi del traliccio è associata ai seguenti valori di carico:

- nel caso di crisi dell'acciaio

$$P_{u1} = \frac{2}{\eta} \cdot f_y \cdot A_f \cdot \tan \alpha \quad (13)$$

- nel caso di crisi del puntone principale

$$P_{u2} = \frac{2 \cdot \xi \cdot f'_c \cdot b x_c \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{1 - \eta} \quad (14)$$

In presenza di FRP, se la crisi avviene per raggiungimento della forza massima di ancoraggio del rinforzo, il valore del carico corrispondente a questa situazione è pari a

$$P_{u3} = \frac{2 \cdot F_b \tan \beta}{(1 - \eta)} \quad (15)$$

In Tab. 1 si riportano i valori del carico massimo registrato durante le prove condotte dagli autori [18], unitamente ai valori calcolati con il modello proposto.

Tipo	Carico massimo (kN)			
	Sper.	Analitico		
		η	P_{u1}	P_{u2}
/	155.20	1	149	184
4 ϕ 6	197.65	0.77	168	225
FRP	192.20	0.90	146	195
CFR	240.75	1	232	319

Tabella 1 Confronto tra risultati teorici e sperimentali.

5. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro si è messo a punto un modello di calcolo per determinare la capacità portante di mensole tozze in calcestruzzo ordinario o fibroso con armatura di rinforzo e di mensole fasciate esternamente con materiale composito a matrice polimerica.

Il modello è stato calibrato sulla base dei risultati sperimentali ottenuti dagli autori relativi ad una indagine sul comportamento di mensole tozze in calcestruzzo ordinario o fibroso ed in presenza di armatura in acciaio o di rinforzo esterno in FRP.

Da tale indagine è emerso che è possibile:

- ottenere sia con il CFR che con il rinforzo in FRP prestazioni analoghe o addirittura superiori in termini di resistenza rispetto a quelle delle mensole con armature trasversali e longitudinali;
- mitigare la fragilità del meccanismo di rottura di tipo tagliante, caratteristica delle mensole tozze con sole armature longitudinali, impiegando, in alternativa alle armature secondarie, calcestruzzo fibroso o tessuto di fibre di carbonio applicato esternamente con la tecnica della fasciatura continua;
- attivare nel caso di calcestruzzo fibroso la rottura per flessione in presenza di ampie deformazioni migliorando sensibilmente le doti di duttilità.

Il modello proposto analizza le condizioni di crisi di un traliccio multiplo formato da aste compresse di calcestruzzo e aste tese costituite dalle armature principali e secondarie in acciaio o dal rinforzo in FRP ed include anche il contributo delle fibre di rinforzo nel caso di CFR.

Oltre allo snervamento delle barre d'armatura ed alla rottura dei puntoni equivalenti si è considerata anche la crisi per scollamento o delaminazione del tessuto all'interfaccia con il conglomerato.

Il modello interpreta con un buon livello di approssimazione i risultati sperimentali evidenziando il ruolo dei singoli contributi nel meccanismo resistente.

Bibliografia

- [1] Fattuhi N.I., (1987), "SFRC corbel tests", *ACI Struct. J.*, vol. 84, n.2, pp. 119-651.
- [2] Solanki H. and Sabnis G.M. (1987), "Reinforced concrete corbels-simplified", *ACI Struct. J.*, vol. 84,n.5, pp. 428-432.
- [3] Fattuhi N.I. and Hughes B.P., (1989), "Reinforced steel fiber concrete corbels with various shear span-to-depth-ratios", *ACI Struct. J.*, vol. 86, n.6, pp. 590-596.
- [4] Fattuhi N.I. and Hughes B.P., (1989), "Ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fibers or stirrups", *ACI Struct. J.*, vol. 86, n.6, pp. 644-651.
- [5] Fattuhi N.I., (1990), "Strength of SFRC corbels subjected to vertical load", *ACI Struct. J.*, vol. 116, n.3, pp. 701-718.
- [6] Fattuhi N.I., (1990), "Column-load effect of reinforced concrete corbels", *ASCE J.of Struct. Engng*; vol.116, n.1, pp. 188-197.
- [7] Mansur M.A. and Ong K.C.G., (1991), " Behavior of reinforced fiber concrete deep beams in shear", *ACI Struct. J.*, vol. 88,n.1, pp. 98-105.
- [8] Fattuhi N.I., (1994), "Strength of FRC corbels in flexure", *J.of Struct. Engng. ASCE*, vol. 120, n.2, pp. 360-377.
- [9] Yong Y. and Balaguru P. (1994), " Behaviour of reinforced high-strength-concrete corbels", *J.of Struct. Engng. ASCE*, vol. 120, n.4, pp. 1182-1201.
- [10] Fattuhi N.I., (1994), "Reinforced corbels made with plain and fibrous concretes", *ACI Struct. J.*, vol. 91, n.5, pp. 530 - 536.
- [11] Foster S.J., Powell R.E. and Selim H.S. (1996), " Performance of high-strength concrete corbels", *ACI Struct. J.*, vol. 93, n.5, pp. 555-563.
- [12] Hwang S. Lu W. and Lee H. (2000), "Shear strength prediction for reinforced concrete corbels", *ACI Struct. J.*, vol. 97, n.4, pp. 543-552.
- [13] Hwang S., Lee H.,(2002), 'Strength prediction for discontinuity regions by softened strut and tie model', *J.of Struct. Engng. ASCE*, vol. 128, n.12, pp.1519-1526.
- [14] Campione, G., La Mendola, L. and Zingone, G., (2000), "Flexural shear-moment interaction in high strength fibre reinforced concrete beams", *Proceeding of Fifth RILEM symposium on Fibre-reinforced concretes (FRC)*, BEFIB 2000, 13-15 September, Lyon, France, pp. 451-460.
- [15] Campione, G., Cucchiara, C. and La Mendola, L., (2003), "Role of fibres and stirrups on the behaviour of reinforced concrete beams under flexure and shear", *CCC3 2003 - Composites in Constructions*", Cosenza, 16-19 settembre 2003.
- [16] Oehlers D J, Moran J P. (1990), "Premature failure of externally plated reinforced concrete beams", *ASCE J. of Struct. Engng*, vol. 116, n.4, pp. 978-995.
- [17] Oehlers D. J. (1994), "Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits", *ASCE J.of Struct. Engng*; vol.118, n. 8, pp. 2023-2038.
- [18] Campione G., La Mendola L. and Papia M. (2004), "Strength and ductility of fiber reinforced concrete corbels subjected to vertical loads", *BEFIB 2004, Sixth RILEM Symp. on FRC*, Varenna, Lake Como, Italy, 20-22 sept. 2004.
- [19] Chajes M.,J. Fich W.W., Januszka T.F. and Thomson T.A. (1996), "Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete", *ACI Struct. J.*, Vol.93, n.2, pp.208-217.
- [20] Naaman A.E., (2003), "Strain hardening and deflection hardening fiber reinforced cement composites", *Proc. of IV Int. RILEM Workshop HPRFCC4*, Ann Arbor, MI, U, (2003) pp. 5-13. .

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DEI CALCESTRUZZI PER LE NUOVE COSTRUZIONI IN C.A. E C.A.P.

Camillo Campitelli¹

¹ Ingegnere Civile e Dottore di Ricerca in “Ingegneria dei Materiali”.

SOMMARIO

Si richiamano gli ingredienti dei calcestruzzi: leganti, aggregati, acqua, additivi, eventuali aggiunte e prodotti speciali per i cls; si citano le strutture e le proprietà, evidenziando gli interventi sulle materie prime e sui materiali per ottenere delle alte prestazioni in varie condizioni di sollecitazioni ambientali, chimico fisiche e termo-meccaniche. Calcestruzzi normali e ad elevate resistenze, con rinforzi in fibre polimeriche e/o di acciaio, condizioni di basse ed alte temperature, interpretazione dei risultati di prove sperimentali.

SUMMARY

Ingredients of concrete: hydraulic cements, aggregates, water, additions, admixtures. Mix proportioning and early-age properties. Structure and properties of hardened concrete (strength, dimensional stability, durability). Interventions: on raw materials and on concrete (NSC, HPC, HSC, ...); fiber reinforced concrete; low and high temperatures - fire; experimental results and interpretation.

1. INTRODUZIONE

Ci sono diversi tipi di calcestruzzi, a seconda degli ingredienti e della tecnologia esecutiva, con differenti proprietà allo stato fresco e indurito. I miglioramenti vertono nell'usare le materie ed i materiali più idonei per tali ingredienti, al fine di ottenere le prestazioni desiderate ed eventualmente di aggiungerne di altri per elevarle. Il cls è un materiale composito particellare, il C.A. e il C.A.P. sono definibili come “calcestruzzi strutturali”. Le armature rappresentano degli interventi di miglioramento e tutte le innovazioni su di esse rientrano in quelle dei cls; così pure le fibre di rinforzo, corte (inserite nell'impasto) e lunghe (carbonio, aramidiche, vetro), tessute, in lamine, applicate con resine sul cls indurito, in più strati con diverse orientazioni. Si considerano prevalentemente i miglioramenti che riguardano il cls, più che le armature ed i materiali compositi FRP.

2. INGREDIENTI DEI CALCESTRUZZI

Gli ingredienti classici dei calcestruzzi sono i leganti, gli aggregati e l'acqua d'impasto. Ulteriori ingredienti sono gli “additivi”, le “aggiunte” minerali ed i “prodotti speciali”, vari tipi di agenti e di “prodotti ausiliari”.

2.1. I leganti

I leganti sono dei materiali che ridotti in polveri e miscelati con acqua formano una “pasta” fluida che indurisce nel tempo, in funzione del rapporto acqua/legante e della stagionatura; vi si realizzano i “conglomerati” come “malte” e “calcestruzzi”. Le “malte” sono delle miscele di legante, acqua e sabbia; i “cls” sono miscele di legante, acqua, sabbia e pietrisco (o ghiaia). La “pasta” fa “presa” e poi indurisce divenendo più resistente; conferisce la forma, lega e protegge gli aggregati e i rinforzi, trasmettendo loro gli sforzi. I leganti si distinguono in “aerei” ed “idraulici”; i primi si possono usare per le strutture in aria (calce idrata, gesso); i secondi (cementi, calci idrauliche) induriscono pure in acqua, si possono usare indifferentemente e hanno maggiori resistenze meccaniche. Si trattano i leganti idraulici e prevalentemente il “cemento Portland” ed i derivati.

2.1.1. Il Cemento Portland

Il cemento Portland si ottiene dalla macinazione di una miscela di “clinker di cemento Portland” e di “gesso biidrato”. Il ‘clinker di cemento Portland’ si ottiene cuocendo fino a parziale fusione e agglomerazione le materie prime macinate finemente e mescolate, con formazione di grossi granuli. Le materie prime usate inizialmente furono una miscela artificiale di ‘calcare’ e ‘argilla’, poi fu definita l'esatta composizione della miscela da sottoporre a cottura e fu introdotto il gesso nella macinazione del clinker. Il clinker di cemento Portland è composto in maggioranza da “silicati tricalcico e bicalcico” e da “alluminati tricalcico e ferrito tetracalcico” (Tabella 2.1.).

Tabella 2.1. – Principali composti del cemento Portland.

Silicato tricalcico	(3CaO.SiO ₂)	C ₃ S
Silicato bicalcico	(2CaO.SiO ₂)	C ₂ S
Alluminato tricalcico	(3CaO.Al ₂ O ₃)	C ₃ A
Alluminato ferrito tetracalc.	(4CaO.Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃)	C ₄ AF

La composizione del cemento si esprime con le percentuali dei suoi “componenti”, gli ossidi: SiO₂ = S; CaO = C; Al₂O₃ = A; Fe₂O₃ = F; MgO = M; SO₃ = S; CO₂ = C; H₂O = H; più altri componenti minori, come gli ossidi di sodio e di potassio, le perdite al fuoco, gli insolubili. Dal gesso biidrato, la cui formula chimica è: CaSO₄.2H₂O; si hanno i componenti CaO ed SO₃. La CaO nel cemento Portland non è esclusivamente combinata nei quattro composti del clinker (Tabella 2.1.) e nel gesso, è anche libera, in percentuali di solito inferiori all'1%. Per conoscere i composti presenti nel cemento, si può eseguire un esame della polvere al diffrattometro ai raggi X, o si possono osservare alcune sezioni del clinker al microscopio. Se con le materie prime, il calcare e l'argilla, non si riesce ad ottenere una determinata composizione del cemento, si possono utilizzare delle materie prime ausiliarie, come: bauxite (ossido idrato di alluminio), dalla quale si ha Al₂O₃; ceneri di pirite, che fornisce Fe₂O₃; sabbia silicea, per le carenze di SiO₂; dove da questi materiali si ricavano anche componenti minori, come l'ossido di magnesio MgO, gli alcali Na₂O e K₂O, come pure i fosfati e i fluoruri. Le materie prime tradizionali e ausiliarie, entrano nel processo di fabbricazione

del cemento, in cui vengono introdotte in opportune quantità percentuali, a seconda del tipo di composizione del cemento Portland che si vuole ottenere, e macinate a crudo in un mulino a sfere; quindi vengono fatte passare in un dispositivo preriscaldatore, dal quale si separano i fumi impolverati (eliminati tramite un depolverizzatore) dal materiale da mandare a cottura, in un forno a temperature di 1450 °C e oltre, dove si ha parziale fusione e agglomerazione in granuli da 0.5 cm a 4 cm, i quali costituiscono il "clinker". Quest'ultimo viene raffreddato bruscamente in un dispositivo ad aria (la quale si preriscalda per essere mandata nel forno di cottura, affinché si raggiungano temperature più elevate); in alcuni casi, come per il cemento Portland bianco, il dispositivo di raffreddamento è ad acqua. Aggiunto il gesso biidrato al clinker, la miscela viene finemente macinata nel mulino del cemento, da cui si ha il prodotto finito. I cementi Portland con ulteriori costituenti, tipo: pozzolana, loppa d'altoforno, ceneri volanti, calcare; si producono per ottenere migliori prestazioni in certe condizioni. Tali aggiunte si effettuano dopo il gesso biidrato e prima della macinazione nel mulino del cemento, al fine di ottenere una loro distribuzione omogenea. Quindi, gli interventi di miglioramento dei cls cominciano da quelli sui cementi, con degli opportuni additivi o con aggiunte minerali. Per i composti del clinker, osservando la sezione di un ciottolo al microscopio, si vede che il composto presente in maggiori quantità è il C₃S a forma di grani poliedrici (45 ÷ 60%); dopo, può essere il C₂S a forma di grani arrotondati (5 ÷ 30%); poi il C₃A (6 ÷ 15%) ed il C₄AF (6 ÷ 8%) presenti nella fase continua (il gesso va aggiunto a parte nella misura del 3÷5%); tali percentuali in peso dei composti sono soltanto orientative. Il silicato tricalcico, C₃S, è il composto più importante, in quanto reagisce rapidamente con l'acqua e conferisce le maggiori resistenze meccaniche agli impasti induriti. Una percentuale elevata di calcare nella miscela cruda, favorisce la formazione di alti tenori di C₃S, ma un eccesso di calcare è deleteria, perché produce calce libera nel clinker. Per ottenere il C₃S sono necessarie alte temperature ~1500 °C, con parziale fusione e agglomerazione; a temperature inferiori ai 1350 °C si forma quasi solo C₂S e CaO. La reazione di idratazione è: $2C_3S + 6H \rightarrow C_3S_2H_3 + 3Ca(OH)_2$; (C=CaO; S=SiO₂; H=H₂O). Il silicato bicalcico, C₂S, ha più strutture cristalline, quella presente nel clinker è la forma β, che si idrata lentamente e contribuisce alle resistenze meccaniche dopo molto tempo. La reazione di idratazione: $2C_2S + 4H \rightarrow C_3S_2H_3 + Ca(OH)_2$. L'alluminato tricalcico, C₃A, si idrata più rapidamente di tutti, non contribuisce direttamente alle resistenze meccaniche, ma favorisce la fusione del crudo a temperature più basse ed economiche. Le reazioni di idratazione del C₃A sono: $C_3A + 6H \rightarrow C_3AH_6$; $C_3A + H + Ca(OH)_2 \rightarrow C_4AH_{13}$; ed infine: $C_3A + H + Ca(OH)_2 + CaSO_4 \rightarrow C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H$ (= C₃A·3CaSO₄·32H₂O); "ettringite". Per la precedente reazione, il gesso scompare dalla fase acquosa trasformando circa il 25% di C₃A in ettringite e rallentando il fenomeno della presa rapida; in seguito l'ettringite subisce delle ulteriori reazioni. L'alluminato ferrito tetracalcico, C₄AF, in realtà si tratta di una soluzione solida ternaria che si idrata rapidamente e che contribuisce poco alle resistenze meccaniche, ma favorisce la fusione della miscela cruda. Le reazioni di idratazione del C₄AF formano dei composti simili a quelli prodotti dal C₃A. I piccoli granuli del cemento Portland, finemente macinato, possono essere costituiti da uno o più composti del clinker e dal gesso; le reazioni di idratazione dei composti cambiano se si verificano isolate o insieme agli altri composti del cemento. Il prodotto di idratazione del cemento Portland, nel suo insieme, si chiama "gelo di cemento" ed ha una struttura disordinata, porosa e rigida, che si ottiene dalla saldatura dei prodotti di idratazione dei granuli di cemento, man mano che si forma rallenta l'ulteriore idratazione. Risultati sperimentali

hanno stabilito che la penetrazione della idratazione nei granuli di clinker, dopo 28 giorni è di circa 4 micron e dopo un anno è di circa 8 micron (1 micron=10⁻⁶ m); di conseguenza, per idratare completamente un granulo di 16 micron di diametro ci vuole un anno. L'idratazione dei granuli di clinker procede lentamente verso l'interno e l'esterno, con la formazione radiale di piccolissime fibre e lamine, che si intrecciano e si saldano con quelle dei granuli adiacenti, conferendo le tipiche proprietà leganti al gelo di cemento. La morfologia del "gelo di cemento" è generata prevalentemente dal "silicato di calcio idrato", CSH, il quale ha una struttura non ben cristallizzata che si può studiare con la diffrazione dei raggi X. Nell'idratazione dei silicati C₃S e C₂S si ha l'idrolisi della calce, con la formazione di Ca(OH)₂, che interviene col gesso nell'idratazione dell'alluminato C₃A, formando aghi prismatici (~10×0.5 μm) di "ettringite" intorno ai granuli di C₃A, che per la sua scarsa porosità e permeabilità forma una pellicola impermeabile che ne ritarda l'idratazione. Lo scopo dell'aggiunta del gesso in minime quantità è proprio questo, perché se fosse aggiunto in quantità tali da trasformare tutto l'alluminato C₃A in ettringite espansiva, si produrrebbero dei danni. L'idratazione si concluderebbe a stagionatura avanzata e l'ulteriore formazione di ettringite creerebbe rigonfiamenti nella pasta indurita, generando forti pressioni e disgregazioni. Le reazioni d'idratazione del cemento continuano anche a indurimento (non completato), si può pensare ai miglioramenti che intervengono sulla finezza di macinazione del cemento, che dev'essere molto spinta, da ottenere granuli finissimi e sulla stagionatura in ambiente caldo e umido (ad es. a vapore). Lo sviluppo di resistenza meccanica varia coi suddetti quattro principali composti del clinker nel corso della loro idratazione; man mano che essa procede, l'impasto diviene sempre meno plasmabile, fino a quando si può definire "rigido" e si dice che il calcestruzzo ha fatto "presa". Dopo inizia il "fenomeno dell'indurimento", con sviluppo delle resistenze meccaniche. Lo sviluppo di resistenza meccanica dei composti è tale che il C₃A ed il C₄AF contribuiscono poco e quasi esclusivamente per la presa e la fase iniziale, il C₃S contribuisce più nei primi tempi dell'indurimento con graduali incrementi, mentre il C₂S contribuisce molto meno all'inizio ma con notevoli incrementi dai tre mesi di stagionatura; dopo un anno i contributi alla resistenza del C₃S e del C₂S quasi si eguagliano. Una velocità di indurimento elevata comporta un maggior ritiro, con fessure; inoltre, siccome dall'idratazione del cemento si ha produzione di calore, nelle strutture massicce si possono avere delle temperature interne molto alte. I calori di idratazione:

Tabella 2.2. – Calori di idratazione dei 4 composti del clinker

Composto	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
Dopo 3 giorni	58	12	212	69
Dopo 1 anno	117	54	279	90

Un cemento Portland con percentuali elevate di C₂S e basse di C₃S e di C₃A si idrata lentamente, con poco sviluppo di calore di idratazione in un lungo periodo di tempo; si può intervenire sostituendo in parte il cemento con delle aggiunte minerali. Le resistenze chimiche delle paste di cemento si considereranno con quelle dei calcestruzzi, comprendendo fra questi quelli strutturali (come C.A. e C.A.P.). E' interessante accennare alla porosità della pasta di cemento idratata, ci sono tre tipi di pori:

1. I pori nel gelo di cemento CSH (dimensioni piccolissime con un volume di ~28% del gel);
2. I pori capillari (dimensioni da decine di nm a pochi μm, in funzione dell'idratazione e del rapporto a/c);
3. I pori contenenti aria (di dimensioni dai centesimi ai decimi di mm, e fino a qualche millimetro).

I pori nel gel di CSH, le cui dimensioni vanno da ~30Å, fino a ~100Å sono molto piccoli, per cui il gelo di cemento è

impermeabile e la sua porosità non influenza il trasporto di sostanze gassose e in soluzione. L'acqua nei pori capillari si può muovere ed è disponibile per l'idratazione del cemento ancora anidro e per i fenomeni di trasporto. Per la norma UNI 197 ci sono cinque tipi di cementi comuni, Portland e derivati:

Tabella 2.3. – Tipi di cementi comuni con la norma UNI 197

Tipo I	Cemento Portland
Tipo II	Cemento Portland Composito (con 7 sottotipi)
Tipo III	Cemento di Altoforno
Tipo IV	Cemento Pozzolánico
Tipo V	Cemento Composito

I sottotipi del cemento Portland tipo II sono con le aggiunte di: loppa, microsillice, pozzolana, ceneri volanti, scisto calcinato, calcare ed infine si ha il cemento Portland composito, in cui si possono utilizzare tutti i precedenti costituenti, oltre a quelli secondari in minima parte %. I suddetti cinque tipi di cemento (UNI-EN 197/1) con i sottotipi del tipo II, sono ulteriormente suddivisi e si hanno in tutto 25 tipi di cementi (con le sigle).

- Del tipo I, cemento Portland, c'è un solo tipo con almeno il 95% di clinker.
- Del tipo II, cementi Portland di miscela, ci sono in tutto 17 sottotipi, dove il clinker è almeno il 65%.
- Del tipo III, cemento d'altoforno, ci sono 3 sottotipi, con 3 livelli compositivi di loppa (A, B, C).
- Del tipo IV, cemento pozzolánico, ci sono 2 sottotipi, con due intervalli di contenuto di clinker.
- Del tipo V, cemento composito, ci sono 2 sottotipi, con due intervalli di contenuto di clinker.

I cementi d'altoforno, pozzolánico e composito, si distinguono rispettivamente dai cementi Portland alla loppa, alla pozzolana e composito per il contenuto di clinker di cemento Portland, infatti quelli del tipo III, IV e V, hanno un minor contenuto di clinker dei corrispondenti cementi del tipo II suddetti. La pozzolana può essere sia naturale (P) che artificiale o industriale (Q), così la cenere volante può essere sia silicica (V) che calcica (W), mentre gli altri costituenti non hanno ulteriori distinzioni: il clinker (K), la loppa d'altoforno granulata (S), la microsillice (D), lo scisto calcinato (T), ed il calcare (L). Le norme americane ASTM distinguono più tipi di cementi Portland basandosi sulle loro resistenze meccaniche e ai solfati e sul calore di idratazione, anche in funzione delle percentuali dei composti. Si possono citare alcuni cementi, come quello Portland bianco che si ottiene dalle materie prime con un basso contenuto di ossido ferrico (minore dello 0.5%) che 'clinkerizza' con l'aggiunta di fondenti (fluoruro di calcio, criolite); è usato nei cls a facciavista, con eventuali pigmenti inorganici (rosso, giallo, blu, verde, nero) e aggregati colorati. Il cemento Portland ferrico (Ferrari) si ottiene da materie prime contenenti elevati tenori di ossido ferrico, per evitare la formazione di C_3A (sensibile ai solfati), favorendo la formazione di C_4AF resistente ai solfati. Il cemento Portland al calcare si ottiene aggiungendo al clinker della polvere di calcare (filler), che per la sua finezza è reattivo con gli alluminati del clinker (con i quali forma dei carboalluminati) e contribuisce bene come "riempitivo" di una certa porosità, ma la perdita per calcinazione è alta. Il cemento di altoforno impiega la loppa granulata come costituente principale, che è una scoria che si forma negli altoforni sopra alla ghisa fusa, i cui componenti sono: CaO (30÷50%); SiO_2 (28÷38%); MgO (1÷18%); Fe_2O_3 (1÷18%); c'è una componente prevalente di CaO e per questo le loppe sono "basiche". La loppa acquista proprietà leganti in soluzioni acquose di idrossido di calcio o di solfato di calcio che la attivano, pure il cemento Portland idratandosi produce $Ca(OH)_2$; tali proprietà dipendono dal rapporto loppa/clinker e dalla finezza di macinazione. Questo cemento sviluppa bassi calori di idratazione, minori di

qualsiasi altro tipo di cemento; per cui si usa per le costruzioni massicce (come le dighe di calcestruzzo). La resistenza a compressione ha dei notevoli incrementi nel tempo; e pure le resistenze chimiche alle acque di mare e aggressive, con i solfati e i cloruri, sono molto elevate. Il cemento pozzolánico contiene materiali "acidi" con componenti di silice reattiva (SiO_2), come le pozzolane naturali e artificiali; queste ultime comprendono le "ceneri volanti" ed i "fumi di silice". Si ottiene macinando il clinker di cemento Portland con la "pozzolana" (naturale e/o artificiale) ed il gesso biidrato. L'idrossido di calcio [$Ca(OH)_2$] reagisce con la fase reattiva delle pozzolane formando il gelo di CSH e dei prodotti simili (es. C_4AH_{13}) riducendo la porosità e aumentando le resistenze. La principale caratteristica del cemento pozzolánico è la sua resistenza alle acque aggressive e solfatiche, per l'assenza di idrossido di calcio nell'impasto indurito, che lo rende immune o quasi dalle acque acide contenenti CO_2 (anidride carbonica), e dalle acque con altri agenti aggressivi. Il cemento composito deve contenere dal 20 al 64% di clinker, dal 18 al 50% di loppa granulata, dal 18 al 50% di pozzolana o cenere volante silicica. Questi non sono i soli costituenti, sono possibili altri tipi di microsillice e di ceneri volanti, oltre allo scisto calcinato ed al calcare, fino ad un massimo del 5% di costituenti secondari qui non menzionati. Per i cementi della tabella 2.3. esistono 6 classi di resistenza: 32.5; 32.5 R; 42.5; 42.5 R; 52.5; 52.5 R; dove quelli senza la R sono cementi "normali", mentre quelli con la R sono a "rapido sviluppo di resistenza". Si considera la resistenza a compressione, iniziale (a 2 o 7 gg) e normalizzata a 28 giorni, il tempo di inizio presa ≥ 60 min (salvo per le classi 52.5 e 52.5 R che dev'essere ≥ 45 min) e inoltre l'espansione ≤ 10 mm. La resistenza iniziale a 7 giorni della classe 32.5 è ≥ 16 N/mm²; le resistenze iniziali a 2 giorni delle altre classi: per 32.5 R e 42.5 ≥ 10 N/mm²; per 42.5 R e 52.5 ≥ 20 N/mm²; per la 52.5 R ≥ 30 N/mm²; le resistenze a 28 giorni sono \geq ai numeri delle classi stesse, entro certi limiti.

2.1.2. I Cementi non Portland

Tra i cementi non Portland e non derivati da esso, c'è quello "alluminoso" e quello "soprasolfatato". Il cemento alluminoso non contiene i composti C_3S e C_2S e si ottiene dalla cottura di miscele di bauxite rossa e calcare a temperature molto alte (circa 1600 °C), raffreddato e macinato fine senza aggiunte. Gli impasti induriscono presto e in un giorno si ha l'80% circa della resistenza meccanica con forte sviluppi di calore; ma alle temperature tra i 30 ed i 40 °C gli alluminati idrati esagonali iniziano a convertirsi nella forma cubica, con riduzione di volume e aumento di porosità e decadimento delle resistenze meccaniche e chimiche. Tale cemento è da escludere sia nelle costruzioni massicce, dove il calore di idratazione genera elevati innalzamenti di temperatura che nelle strutture in C.A.. Il cemento soprasolfatato si ottiene macinando una miscela di loppa granulata (80 ÷ 85% circa) contenente il 13 ÷ 20% di Al_2O_3 con circa il 15% di gesso ($CaSO_4$) e il 5% di clinker di cemento Portland, per l'idrossido di calcio che attiva la loppa. Le resistenze meccaniche si ottengono per la formazione di ettringite e poi del gelo CSH, con moderato sviluppo di calore e con una buona resistenza alle acque solfatiche e di mare.

2.2. L'acqua d'impasto

L'acqua d'impasto può interferire con i meccanismi di presa ed indurimento della pasta cementizia, con il suo degrado e con la corrosione delle armature d'acciaio eventualmente presenti (c.a., c.a.p.). L'effettivo pericolo dell'acqua d'impasto è molto limitato, dovrebbe contenere delle alte percentuali di inquinanti o delle sostanze nocive per vari motivi, mentre esistono dei limiti di composizione.

2.3. Gli Aggregati

Gli aggregati sono materiali granulari che vengono miscelati negli impasti cementizi, costituendone dei rinforzi particellari. Il termine “aggregati” si riferisce al fatto che devono essere “legati” dalla matrice; si definiscono anche “inerti”, per la loro natura non reattiva, ma ci sono delle reazioni che avvengono tra gli aggregati con silice amorfa e gli alcali del cemento. Si possono distinguere in aggregati fini e grossi, i primi sono le “sabbie”, a loro volta fini o grossolane, i secondi sono le ghiaie/pietrischi, rispettivamente a spigoli arrotondati/vivi. Oltre gli aggregati naturali ci sono quelli trattati termicamente come l’argilla espansa, artificiali come la loppa e sintetici come il poliestere espanso. Possono essere di pesi medi o normali, “leggeri” < di 2 kg/dm³ e “pesanti” > 3 kg/dm³; contrastano il fenomeno del ritiro, riducono la quantità di legante, i costi e lo sviluppo del calore d’idratazione. La “distribuzione granulometrica” deve essere tale che i vuoti tra gli aggregati vengano riempiti da quelli più piccoli. Alcune curve granulometriche sono di Bolomey, cubica e di Fuller, quest’ultima è la più diffusa. Le proprietà degli aggregati sono: fisiche (porosità, permeabilità, termiche, di forma); chimiche (insolubilità, inerzia chimica, stabilità agli agenti aggressivi); meccaniche (resistenze varie). Ulteriori proprietà sono: densità, compattezza, resistenza al gelo, assenza di sostanze reattive, colori e diametri. Per la porosità assorbono acqua all’impasto e sono più sensibili ai cicli di gelo-disgelo. I coefficienti di dilatazione termica devono essere prossimi a quelli della pasta di cemento indurita. Sono da evitare gli aggregati con forme eccentriche, allungati o piatti.

2.4. Le Aggiunte

Le aggiunte sono dei materiali organici molto fini che possono essere addizionati all’impasto; sono di due tipi: inerti (filler); reattivi (fumi di silice, ceneri volanti). Il “filler” può essere la polvere di calcare, che chiude alcune microporosità, mentre le aggiunte reattive hanno la duplice funzione sia di riempitivi che di reagenti con l’idrossido di calcio per formare gels CSH. I fumi di silice si ottengono per condensazione dei vapori di silice, come sottoprodotto della fabbricazione del silicio e delle leghe ferro-silicio; hanno un contenuto di silice superiore al 90%, con struttura non cristallina, in particelle finissime di 0.5 ÷ 5 µm e di superficie specifica elevata. Per questa estrema finezza riesce a chiudere porosità come nessun altro materiale, rendendo la pasta di cemento indurita molto compatta, pochissimo porosa ed impermeabile, che acquista resistenze elevatissime, sia meccaniche che chimiche. Negli impasti freschi riducono molto la lavorabilità e per non aumentare il rapporto acqua/cemento, si devono impiegare degli ‘additivi superfluidificanti’ realizzando calcestruzzi ad alte prestazioni e ad altissime resistenze. Con la chiusura delle porosità minori della pasta di cemento indurita, oltre a contribuire ad elevare la sua resistenza meccanica, diminuisce la permeabilità agli agenti esterni e consuma il Ca(OH)₂ aumentando la durabilità. Le ceneri volanti”, si ricavano dalla combustione dei diversi carboni nei vari impianti delle centrali termoelettriche; ce ne sono di più tipi per composizioni e proprietà. Sono costituite da piccolissime sferette vetrose, con diametri delle dimensioni da qualche micron a centinaia di micron (ma non raggiungono le piccole dimensioni delle particelle di fumo di silice); per la loro particolare forma tondeggiante accrescono la mobilità e la lavorabilità dell’impasto fresco, riducendo la richiesta d’acqua e il rapporto a/c, tanto più quanto maggiore è la loro finezza. Si può impiegare come aggiunta ad un dosaggio di cemento o ad uno stabilito rapporto a/c, oppure in sostituzione parziale di cemento, specie quando si parte da un rapporto a/c molto basso e bisogna ottenere maggiore lavorabilità. Le aggiunte aumentano la resistenza e diminuiscono la porosità della pasta.

2.5. Gli Additivi

Un’ulteriore categoria d’ingredienti per il calcestruzzo sono gli additivi, che vengono aggiunti in piccole quantità ai cls per conseguire più obiettivi, come migliorare le prestazioni allo stato fresco e/o indurito senza modificarne la composizione, o per raggiungere delle elevate prestazioni o le stesse prestazioni con minor costi. Ci sono molti tipi di additivi, i più importanti ed usati sono: i fluidificanti ed i superfluidificanti (normali, o anche acceleranti o ritardanti); acceleranti; ritardanti; aeranti. Gli additivi fluidificanti contengono dei polimeri idrosolubili che nell’impasto vengono adsorbiti dai granuli di cemento anidro, formando uno schermo alle forze elettrostatiche di mutua aderenza, favorendone la dispersione e migliorandone la mobilità. Fino agli anni settanta erano basati sul ‘ligninsolfonato di calcio’ con degli zuccheri (ritardanti), da usare in piccole quantità; di conseguenza non era possibile ottenere degli effetti superfluidificanti e aggiungere notevoli quantità di fumi di silice. Con l’avvento dei polimeri di sintesi, con proprietà costanti che possono essere aggiunti in maggiori quantità, si è riusciti a raggiungere effetti molto spinti sulla fluidità degli impasti, da essere denominati ‘superfluidificanti’ e ‘iperfluidificanti’. Tali additivi possono essere sia a base di: ‘melamina solfonata polimerizzata con formaldeide’; che a base di: ‘naftalina solfonata polimerizzata con formaldeide’; o di ‘estere acrilico-carbossilato’. Gli additivi fluidificanti e superfluidificanti, possono essere impiegati con tre criteri:

1. a pari dosaggio di cemento, acqua e aggregati, per migliorare la lavorabilità;
2. a pari lavorabilità, per ridurre l’acqua e il rapporto a/c (elevando la resistenza e le prestazioni);
3. a pari lavorabilità e rapporto a/c, per ridurre l’acqua e il cemento (riducendo il calore e il ritiro).

A pari “slump” (che misura la lavorabilità del cls fresco mediante il suo abbassamento o cedimento nella prova di consistenza al cono di Abrams), si definiscono fluidificanti se riducono almeno il 5% di acqua; superfluidificanti se almeno il 12% (fino al 25%); “iperfluidificanti” se ne riducono il 35% e oltre. Gli additivi acceleranti diminuiscono i tempi di presa e di indurimento della pasta nei primi giorni, aumentandone la velocità; quello più utilizzato in passato è stato il sale cloruro di calcio (CaCl₂). Gli acceleranti che non lo contengono sono il “formiato di calcio” [Ca(HCOO)₂], la “trietanolamina” [N(C₂H₄OH)₃] ed altri. Gli additivi ritardanti riducono la velocità di idratazione, come gli zuccheri, la glicerina, i fosfati, che si usano per aumentare i tempi di lavorabilità e diminuire lo sviluppo di calore di idratazione, per cui nei getti massicci, nel cls pompato o quando la centrale di betonaggio è lontana dal cantiere. Ci sono inoltre gli additivi aeranti, per aumentarne la resistenza ai cicli di gelo disgelo; possono essere sostanze tensioattive, sia naturali che di sintesi (achilsolfonati), che aggiunte in piccole quantità all’impasto producono bollicine d’aria che restano inglobate nella pasta.

2.6. I Prodotti speciali ed ausiliari

I prodotti speciali e quelli ausiliari, a differenza degli additivi, possono essere utilizzati in quantità rilevanti, tra quelli speciali ci sono gli agenti espansivi e plastificanti, tra quelli ausiliari ci sono gli stagionanti, i disarmanti e gli indurenti superficiali. I prodotti espansivi si aggiungono in dosi elevate, da 10 a 40 kg/m³ e oltre, i quali producono delle reazioni espansive. I prodotti stagionanti-antievaporanti, sono sostanze resinose che possono essere spruzzate o nebulizzate sulle superfici libere dei getti, formanti un film impermeabile al vapore, impedendo l’evaporazione dell’acqua dall’impasto ed il ritiro plastico. Gli additivi disarmanti sono sostanze che vengono spruzzate sulle superfici delle casseforme prima dei getti, per non aderire ai cls e per facilitare lo scassero e la pulizia delle superfici di cls.

3. STRUTTURA E PROPRIETÀ

La struttura e le proprietà del calcestruzzo sono fra loro correlate, modificando l'una cambiano le altre e viceversa. Nel cls si distingue quando è allo stato fresco da quando è indurito. La "miscela" fluida del cls ha proprietà che dipendono dagli ingredienti, i quali condizionano pure la struttura e le proprietà allo stato indurito. Quest'ultimo ha forma propria e struttura resistente ai carichi, che trasmette le forze interparticellari e le tensioni fra gli elementini di volume. La resistenza è associata alla deformazione e per attivarla è necessario che il materiale si deformi. Il cls è un "materiale composito particellare", dove la pasta di cemento indurita svolge la funzione della matrice legante, che protegge, avvolge e lega tutti i rinforzi, trasmettendo loro gli sforzi, e la sua struttura comprende tutto.

3.1. Cenni sulle proprietà del calcestruzzo fresco

Per il calcestruzzo si effettua il "progetto della miscela" (in inglese: "mix-design"), dove si stabiliscono i tipi ed i dosaggi degli ingredienti sulla base di considerazioni sia sul cls fresco, compresi trasporto, getto e compattazione, che sul cls indurito, dalla presa fino all'indurimento e al suo eventuale degrado. Per il cls fresco, si considerano la "lavorabilità", il "bleeding", il "ritiro plastico"; la prima rappresenta la sua attitudine a subire tutta quella serie di lavorazioni che partono dallo essere impastato, trasportato, posto in opera, compattato e rifinito; la seconda consiste nell'affioramento d'acqua sulla superficie libera del getto, per la sedimentazione delle particelle solide sospese nell'acqua d'impasto, dovuta all'effetto dell'attrazione gravitazionale; la terza è il ritiro del calcestruzzo fresco per evaporazione dell'acqua dalle superfici esposte all'aria. Alcune proprietà correlate alla lavorabilità del cls fresco sono: fluidità, mobilità, colabilità, adesività, collosità, coesione, segregabilità, mescolabilità, compattabilità, e rifinitività. I fattori che influenzano più la lavorabilità sono: gli aggregati (all'aumentare dei diametri massimi, la lavorabilità tende a diminuire); l'acqua (all'aumentare della quantità d'acqua aumenta la fluidità); rapporto pasta/aggregati (per valori bassi diminuisce la plasticità dell'impasto; per valori alti si ha più plasticità e adesione, che ostacola la finitura); ed i fluidificanti. Il rapporto suddetto è una proprietà fondamentale dell'impasto di cls fresco, influisce direttamente sulla resistenza meccanica del cls stagionato e sulla velocità del bleeding. Quest'ultima dipende pure dalla superficie specifica del cemento, dalla sua velocità di sedimentazione, dalla permeabilità della pasta fresca all'acqua. Il bleeding è una forma di segregazione, ma non degli aggregati bensì delle particelle di cemento che tendono a sedimentare separando l'acqua, la quale risalendo in superficie può formare dei "canalini", e se tale flusso è rapido può trasportare del cemento, con la formazione di piccoli crateri in superficie. Per ridurre il bleeding bisogna aumentare il tenore di cemento microfino, diminuire l'acqua, ridurre il rapporto (a/c), aumentare l'impiego degli aggregati fini, delle aggiunte e dei superfluidificanti. Il ritiro plastico si può verificare nelle prime ore dell'impasto di cls (10÷12), per diminuzione di volume nella formazione del gelo di cemento, per il bleeding, l'evaporazione, o per l'assorbimento d'acqua da parte delle cassaforme e degli inerti asciutti o non saturati.

3.2. Cenni sulla struttura del calcestruzzo indurito

La funzione strutturale di un materiale è quella di trasmettere i carichi. La struttura di un materiale può essere rappresentata dagli elementi materiali che ne possiedono la morfologia e le proprietà. Il cls è un materiale composito particellare, dove la matrice è la pasta di cemento ed i rinforzi sono gli aggregati, per cui la sua struttura deve comprendere il loro insieme, in modo rappresentativo come nei provini cubici di 10 cm di lati.

3.3. Cenni sulle proprietà del calcestruzzo indurito

Le proprietà del calcestruzzo stagionato sono moltissime, chimiche, fisiche e meccaniche; alcune di esse comprendono ulteriori proprietà, che si possono considerare nelle seguenti:

1. resistenza meccanica;
2. stabilità dimensionale;
3. durabilità.

La "resistenza meccanica", dipende da fattori che riguardano la matrice cementizia, gli aggregati, e le zone di transizione. L'influenza della matrice cementizia su resistenze meccaniche e proprietà meccaniche del cls è determinante, in funzione: del rapporto a/c; del tempo e modo di stagionatura; del tipo di cemento; dell'uso sia di additivi fluidificanti che delle aggiunte di fumi di silice, che riducono la porosità. Ciò che contribuisce ad alzare le resistenze meccaniche della pasta di cemento è innanzitutto il grado di idratazione, perché con esso aumenta la formazione del gelo di cemento ed il numero di legami fra le sue particelle (di tipo secondario: legami a idrogeno, Van der Waals) e con minore porosità e più densità. I granuli di cemento si idratano, formando delle ramificazioni di gelo che si saldano con tali legami e si incastrano; inoltre si formano dei legami con gli aggregati, sia per "interlocking" (interbloccaggio, con compenetrazioni delle microasperità), che per le reazioni pasta/aggregati. L'influenza dell'aggregato sulle resistenze meccaniche varia in funzione del tipo di cls. Le resistenze meccaniche dei singoli aggregati sono in genere migliori di quelle sia della pasta cementizia che delle zone di transizione; questo è vero per i cls normali, con le resistenze meccaniche fino a circa 60 MPa. Per i calcestruzzi ad alta resistenza meccanica la situazione può cambiare, nel senso che in questi casi è l'eventuale porosità degli aggregati che può divenire l'anello debole. Gli aggregati di forme più regolari sono da preferire, come quelli tondeggianti, ma le migliori prestazioni meccaniche, a parità di rapporto a/c, si raggiungono con gli aggregati di frantumazione. L'influenza della zona di transizione sulla resistenza meccanica è quella che risente maggiormente del tipo di sollecitazione; tale zona è la più delicata, perché un legame debole tra gli aggregati e la pasta penalizza molto la resistenza a trazione del cls, ma non altrettanto la resistenza a compressione. La zona di transizione gioca un ruolo più determinante con gli aggregati grossi, dove sotto ad essi è più facile che si verifichino le condizioni di bleeding interno al cls, con distacchi pasta/aggregati. Nel caso di incendio, l'influenza del fuoco sulle proprietà elastiche e meccaniche può essere spiegata sugli effetti che produce in tali zone di transizione, le microfessure preesistenti si allargano e si propagano riducendo il contatto tra la pasta e gli aggregati. Dopo un incendio, si ha una diminuzione del modulo elastico del calcestruzzo, più del calo della resistenza a compressione. La resistenza meccanica di un cls dipende dai legami chimico fisici del gelone nella pasta e con gli aggregati e dalle porosità, infatti si ha correlazione col Criterio di Griffith per la frattura. Per la "stabilità dimensionale", ci sono più fattori che causano variazioni dimensionali: le variazioni di temperatura e/o di umidità; l'applicazione di carichi istantanei e/o permanenti. I parametri sono: i coefficienti di dilatazione termica e/o igrometrica; i moduli di deformazione elastica e/o viscosa. Il coefficiente di dilatazione termica del cls è generalmente compreso tra $6 \cdot 10^{-6}$ e $11 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, e quello dell'acciaio è di circa $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, che sono prossimi, perciò sono compatibili. Al livello microstrutturale, la matrice di pasta cementizia ha un coefficiente di dilatazione termica di circa $10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ che è prossimo a quello degli aggregati silicei, di circa $11 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ mentre è più elevato di quello degli aggregati calcarei, pari a circa $5 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Di conseguenza, le variazioni di temperatura ripetute ciclicamente nel tempo (cambiamenti delle stagioni), possono provocare delle microfessure nelle zone di transizione pasta-aggregati, più facili con gli inerti calcarei che con quelli

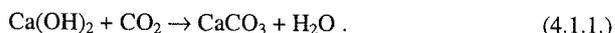
silicei, ma è un degrado di tipo fisico-meccanico più lento di quello dovuto al ritiro e/o alla formazione di ghiaccio (nei cicli di gelo-disgelo), o a quello chimico. Il ritiro del calcestruzzo indurito si ha quando varia l'umidità relativa; si ha un effettivo ritiro della pasta porosa quando permane in aria secca, ed un suo rigonfiamento se il cls viene immerso in acqua. Il ritiro è molto più dannoso del rigonfiamento, perché il cls è un materiale poco resistente a trazione ed il suo ritiro causa delle tensioni di trazione che provocano delle fessurazioni. Se un cls è poco poroso risulta anche meno soggetto al ritiro, per cui è condizionato dai rapporti acqua/cemento e aggregati/cemento, e dall'impiego dei fluidificanti e dei fumi di silice. La curva carico-deformazione del calcestruzzo, per le sollecitazioni di compressione e di trazione, ha un andamento non lineare con un valore massimo a compressione ed un minimo a trazione. La curva a compressione, per piccole deformazioni è quasi lineare, ma al loro crescere diviene sempre più non lineare fino a raggiungere il massimo per una deformazione $\epsilon\%$ di circa $0.2 \div 0.3$, dopo si ha il ramo "softening" in cui la curva decresce fino alla rottura definitiva del provino di cls. Questo ramo discendente della curva si ottiene con delle macchine di prova (presse idrauliche) rigide e a controllo di deformazione. La curva a trazione è analoga con le differenze che la tensione σ minima è circa un decimo in valore assoluto di quella massima a compressione e che la deformazione $\epsilon\%$ ad essa corrispondente è circa 0.02; quindi è notevolmente più piccola della curva a compressione. Le curve a compressione ed a trazione dell'aggregato e della pasta di cemento sono lineari, per cui è possibile ricavare il modulo di Young o di elasticità longitudinale: $E = \sigma / \epsilon$; $\forall P \ni$ retta. L'abbinamento dei due materiali nel cls, sia perché l'aggregato non è monolitico ma granulare che per le zone di transizione microfessurate, è tale che le curve risultanti del cls non sono lineari. Le microfessure all'interfaccia tra la pasta di cemento e gli aggregati, fino a certi livelli del carico risultano stabili, ma al crescere di esso cominciano a divenire instabili e quindi si accrescono; al di sopra di un cosiddetto "carico critico", circa il 75÷80% del carico di rottura, la velocità della loro propagazione aumenta fino ad un valore limite in corrispondenza del massimo della curva, che corrisponde al massimo carico, oltre il quale la propagazione delle fessure diviene instabile. Applicando un carico permanente al di sopra del carico critico, le fessure si accrescono nel tempo e portano comunque a rottura il provino. In mancanza di un comportamento di elasticità proporzionale, il comportamento elastico del calcestruzzo viene definito dai moduli: tangente (iniziale o a un valore definito del carico) e secante, definito anche quest'ultimo in corrispondenza ad un valore determinato del carico; o con relazioni che permettono di valutare il modulo elastico in base al valore della resistenza a compressione R_{ck} . C'è un altro aspetto del comportamento meccanico del cls nel tempo, lo scorrimento viscoso (creep) che si determina nel cls sotto carichi di lunga durata; questo fenomeno è sicuramente correlato alla presenza di molecole d'acqua non legate chimicamente nella struttura colloidale della pasta di cemento, ovvero di "lamelle" d'acqua sulle quali o tramite le quali si verifica lo scorrimento. Tale deformazione viscosa dipende da parametri ambientali (es. umidità relativa), ma anche da quelli geometrici (es. rapporto superficie/volume) delle strutture e questo perché si verifica anche un creep da essiccamento, col ritiro, oltre al creep "puro" in loro assenza. La "durabilità", coinvolge più tipi di resistenze del materiale alle varie aggressioni esterne o "classi di esposizione"; il degrado delle opere di calcestruzzo richiede l'esame delle condizioni ambientali e delle capacità del materiale, con tutte le proprietà connesse per le resistenze agli agenti aggressivi. La proprietà che garantisce maggiormente la durabilità del calcestruzzo è la sua "impermeabilità"; inoltre è importante la resistenza ai vari tipi di sollecitazioni e di agenti aggressivi.

4. DEGRADO DEL CALCESTRUZZO STRUTTURALE

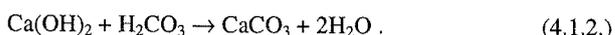
Le normative vigenti che prendono in considerazione le cause di degrado del cls sono le UNI 9858 in Italia, le ENV 206 in Europa, e le raccomandazioni americane del Comitato ACI 201 (1994). Si considerano brevemente le più frequenti e principali cause di degrado chimico, fisico e meccanico.

4.1. Azione aggressiva della CO₂

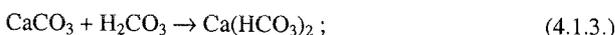
La CO₂ dell'aria penetra nei pori e si diffonde nella pasta di cemento reagendo con la calce di idrolisi formando carbonato di calcio, che è un solido insolubile, secondo la reazione:



Si ha la "carbonatazione" con abbassamento del pH sotto 11.5, che assicura la passività delle armature di acciaio in assenza dei cloruri. La CO₂ contenuta nell'acqua e che viene a contatto con le strutture di cls (acqua piovana, corrente), può penetrare nella pasta di cemento e dare luogo alla reazione (4.1.1.), cioè:



Al contrario del fenomeno della sola carbonatazione, in cui il carbonato di calcio resta dove si genera e rende il calcestruzzo meno permeabile, si ha che il cls continua ad essere bagnato dalle acque acide ed il CaCO₃ subisce l'ulteriore reazione:



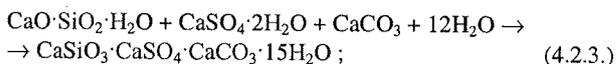
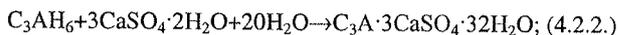
che forma il bicarbonato di calcio solubile, il quale può essere asportato dalle acque stesse. La prevenzione si può effettuare impiegando cementi poveri di calce e ricchi di silice amorfa, di materiali pozzolanici e/o d'altoforno; riducendo la porosità con elevati dosaggi di cemento, bassi rapporti di a/c, con fluidificanti e aggiunte, e idonea distribuzione granulometrica.

4.2. Azione aggressiva dei solfati

Le strutture di calcestruzzo possono venire in contatto con le acque o i terreni contenenti solfati, le cui azioni aggressive si esplicano attraverso tre meccanismi distinti, anche se sono tra loro in relazione. Lo ione SO₄²⁻ penetrato all'interno del cls reagisce con la calce nella pasta per formare il gesso biidrato:



la cui reazione comporta un aumento di volume dirompente, che danneggia la matrice cementizia. Il gesso così formato può reagire con gli alluminati o coi silicati di calcio idrati, per produrre ettringite con forte espansione, e la "thaumasite" (CaSiO₃·CaSO₄·CaCO₃·15H₂O) che rende meno rigido il cls:



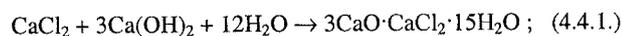
entrambe le reazioni (4.2.2.) e (4.2.3.) sono più distruttive della (4.2.1.). Si adottano bassi rapporti a/c e cementi resistenti ai solfati, bassi tenori di C₃A (< 5%) e rivestimenti filmogeni.

4.3. Azione aggressiva dell'acqua di mare

L'acqua di mare è molto aggressiva nei confronti del cls strutturale, per i minerali (sodio, potassio, magnesio, calcio et al.), i solfati ed i cloruri, che aggrediscono sia il cls che i ferri.

4.4. Azione aggressiva dei cloruri

I cloruri possono essere presenti sia nelle acque dolci e salate (piovane, laghi, fiumi, mare), oppure vengono sparsi come sali antigelo sulle pavimentazioni di cls, stradali e aeroportuali (CaCl_2 , NaCl , KCl , MgCl_2). Se le strutture di cls sono armate con tondini di ferro e/o con cavi da precompresso, il principale effetto dei cloruri è quello di facilitare la corrosione delle armature di acciaio ossidabile, attive e passive; la loro azione aggressiva investe anche il calcestruzzo ed in particolare la pasta di cemento. L'immersione del calcestruzzo in soluzioni acquose concentrate dei sali cloruri di magnesio e/o di calcio, dopo mesi conduce a rigonfiamenti ed espansioni distruttive, per le reazioni dell'idrossido di calcio contenuto nella matrice cementizia, e perdita della basicità. La reazione chimica del CaCl_2 con l'idrossido di calcio forma 'l'ossicloruro di calcio':



analogamente, la reazione chimica del 'cloruro di magnesio' con 'l'idrossido di calcio' forma 'l'ossicloruro di magnesio': $\text{MgO} \cdot \text{Mg}(\text{OH})\text{Cl} \cdot 5\text{H}_2\text{O}$; che sono entrambi espansivi e quindi distruttivi. Alcuni studiosi, fra i quali Chatterji, hanno riscontrato che tale azione aggressiva dei cloruri di Ca e di Mg è particolarmente intensa alle basse temperature, di circa 5 °C, in concomitanza del disgelo. L'azione aggressiva del cloruro di sodio invece è meno devastante dei precedenti due cloruri e può formare il cosiddetto "sale di Friedel" o cloroalluminato: $3\text{CaO} \cdot (\text{Al}, \text{Fe})_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$; in paste di cemento Portland (in quelle di cemento d'altoforno non si ha tale formazione); inoltre i cationi Na^+ possono reagire con gli aggregati di silice amorfa (reazione alcali-aggregati). L'azione combinata del ghiaccio e dei cloruri di sodio e/o di calcio, come quando si spargono i sali disgelanti, è tra le più severe per il calcestruzzo strutturale, aggrediscono la pasta di cemento e gli aggregati, oltre che promuovere la corrosione delle armature di acciaio. Tra le misure preventive dei cloruri si può far uso di aggregati calcarei non gelivi, impasti con bassi rapporti a/c (0.45÷0.50), adeguati spessori dei copriferri, impiego di cementi di miscela, pozzolanici e/o d'altoforno (per cls senza idrossido di calcio).

4.5. Corrosione dei ferri di armatura

I fenomeni di corrosione delle armature di acciaio consistono in tutte le trasformazioni del 'Fe' (ferro metallico) in ruggine (porosa, incoerente e voluminosa), formata da idrossidi e ossidi di ferro, quali: $\text{Fe}(\text{OH})_2$, $\text{Fe}(\text{OH})_3$, Fe_2O_3 . Le reazioni chimiche di tali processi devono avvenire in presenza di acqua (H_2O) e ossigeno (O_2), come in aria umida o con i materiali bagnati ed esposti all'aria. Nel cls si ha un ambiente basico che "passivizza" le armature, per cui affinché si inneschino tali fenomeni devono intervenire dei "meccanismi attivatori", come la 'carbonatazione' e la 'penetrazione dei cloruri', che l'abbassamento dei valori di pH sotto a 11 non passivizzano più le armature e si ha la corrosione. Si interviene sul cls, con più copriferri e più resistente, meno poroso e permeabile, e sui ferri (di acciai inossidabili; con rivestimenti di zinco o resine).

4.6. Reazione alcali-aggregati di silice amorfa

I materiali con silice amorfa o mal cristallizzata, reagiscono in soluzioni degli alcali (Na^+) e (K^+) con notevoli espansioni. Gli aggregati possono contenere tali forme di silice reattiva, per cui reagiscono in soluzioni acquose con gli alcali, come quelle contenute nelle paste di cemento, peggio se penetrate dai sali cloruri di sodio e/o di potassio, con rigonfiamenti distruttivi. Le reazioni chimiche della silice amorfa con gli ioni alcalini e l'acqua, producono dei silicati di sodio (N-S-H) e di potassio

(K-S-H), che sono molto voluminosi. Tali reazioni possono comportare micro-fessurazioni diffuse a ragnatela, macro-fessurazioni irregolari ed il sollevamento di piccoli conetti di cls (pop-out) sugli aggregati reattivi vicini alla superficie. Questi fenomeni si manifestano in genere dopo alcuni anni dal getto, ma forti concentrazioni degli alcali possono accelerare i tempi. La prevenzione si può attuare non impiegando tali aggregati ed i cementi contenenti silice reattiva, cercando di mantenere il più possibile asciutta la superficie di calcestruzzo e utilizzando cementi ad attività pozzolanica (o pozzolanici) o d'altoforno o compositi, ma anche riducendo le varie porosità.

4.7. Azione della formazione di ghiaccio

Con la diminuzione di temperatura del calcestruzzo, al di sotto dei 0 °C, l'acqua nei pori della pasta di cemento gela e si trasforma in ghiaccio, con aumento di volume di circa il 9%. Tale incremento volumetrico genera una azione dirompente nella matrice cementizia che può provocare dei danni, specie se il fenomeno si verifica periodicamente, con geli e disgeli. Se i pori della pasta sono vuoti il gelo non forma il ghiaccio; o invece se il grado di saturazione dell'acqua nei pori suddetti è inferiore ad una certa "saturazione critica", l'espansione del ghiaccio verrebbe contenuta negli spazi rimasti vuoti e non causerebbe danni al cls. Un discorso analogo si ha pure con gli aggregati, che possono essere più o meno porosi e/o gelivi. Le misure preventive per la matrice sono di ridurre il rapporto a/c al di sotto di 0.50÷0.55, sia per ridurre la microporosità capillare che per rinforzare la microstruttura, e di inglobare microbolle d'aria (da 100 a 300 µm), per un totale del 4÷6% in volume del calcestruzzo, capaci di accogliere tali espansioni. Per gli aggregati bisogna impiegare dei "lapidei non gelivi", che resistono ai cicli di gelo-disgelo. I cls ad alte prestazioni, con una porosità bassissima, hanno buone resistenze ai cicli di gelo-disgelo, specie se progettati ad hoc, con aggregati idonei.

4.8. Variazioni igro-termiche e dei carichi di servizio

Gli effetti delle variazioni igro-termiche e dei carichi di servizio si osservano sulle strutture reali in calcestruzzo, esposte a tensioni di vari generi e per variazioni di umidità e di temperatura. Tali tensioni possono insorgere per vari motivi:

1. ritiro idrometrico (essiccamento in ambienti secchi della zona corticale del cls, con trazioni);
2. escursioni termiche (maggiore raffreddamento della zona corticale del cls, con trazioni);
3. calore di idratazione (nei getti massivi, nucleo centrale più caldo della superficie, trazioni);
4. carichi dinamici (pulsanti o ciclici, con trazioni localmente superiori alla resistenza del cls);
5. carichi statici (permanenti, che nel tempo propagano le microfessure nelle zone transizione).

Le variazioni differenziali delle tensioni tra le zone interne e quelle più vicine alla superficie del cls, fanno nascere delle ulteriori sollecitazioni e quindi deformazioni di trazione che di conseguenza provocano delle "microfessurazioni" del cls.

5. CALCESTRUZZI SPECIALI

Gli ingredienti fondamentali per i calcestruzzi sono soltanto tre: acqua, cemento e aggregati; altri sono: additivi, aggiunte minerali, fibre, poi ci sono pure le modifiche ai processi; che nell'insieme adattano e migliorano le proprietà dei vari cls alle esigenze, da poterli definire 'cls speciali'. Nel descrivere i tipi di cls speciali, si citano gli ingredienti e le scelte progettuali. Si considerano vari tipi di cls, ad alte prestazioni e resistenze, autocompattanti, leggeri e pesanti, fibrorinforzati, espansivi, polimero-impregnati, proiettati ed infine i conglomerati RPC.

5.1. Calcestruzzi ad alte prestazioni e resistenze

Tra i calcestruzzi speciali possiamo considerare anche quelli ad alte prestazioni e resistenze; infatti secondo una definizione dell'American Concrete Institute – A.C.I. e approvata dal T.A.C. nel 1998, “per calcestruzzo ad alte prestazioni si intende un cls caratterizzato da tutta una serie di prestazioni particolari, con doti d'uniformità, che non sempre possono essere assicurate nella pratica quotidiana usando i componenti convenzionali e le normali procedure di mescola, getto e maturazione. Più specificamente, un cls ad alte prestazioni presenta caratteristiche ad hoc per particolari applicazioni e condizioni ambientali”. Quindi, un cls ad alte prestazioni non ha necessariamente delle alte resistenze, ma molte prestazioni si raggiungono diminuendo la porosità e la permeabilità, con l'aggiunta di fumo di silice e l'uso di super-fluidificanti, e si ottengono pure delle alte resistenze. Da tale definizione, gli HSC (High Strength Concrete), sono compresi in quelli ad alte prestazioni HPC (High Performance Concrete), ma spesso vengono distinti. Mirando alle sole resistenze meccaniche si ottengono dei cls ad altissima resistenza. Per quanto riguarda la resistenza a compressione dei calcestruzzi, vengono definiti:

1. NSC (Normal Strength Concrete), $f_c \leq 50$ MPa;
2. HPC, $f_c = 60 \div 85$ MPa;
3. HSC, $f_c = 85 \div 130$ MPa;

più recentemente si sono aggiunti i conglomerati ultrasistenti UHPC/VHSC, $f_c = 130 \div 200$ MPa. I cls ad alte prestazioni hanno una resistenza a compressione da 60 MPa che può essere estesa fino a 100 MPa ($1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 \cong 10 \text{ kg/cm}^2$), la quale si riesce ad ottenere con l'impiego di:

- a. additivi super-riduttori di acqua;
- b. aggiunte minerali (fumo di silice, loppa microfine);
- c. aggregati di frantumazione di qualità (es. basalto).

Le aggiunte minerali ultrafini rendono tali cls definibili DSP (Densified with Small Particles). Le caratteristiche che devono essere considerate per le applicazioni di un cls HPC, sono:

- facilità di getto (lavorabilità, generalmente elevata);
- compattazione senza segregazione (gen. buona);
- resistenza iniziale (cls “giovane”, gen. elevata);
- proprietà meccaniche a lungo termine (gen. buone);
- permeabilità (in generale bassa);
- densità (in generale alta);
- calore di idratazione (in generale alto);
- tenacità (in generale bassa = materiale “fragile”);
- stabilità volumetrica (ritiro: essiccamento e autogeno);
- stabilità chimica in ambiente aggressivo (buona).

Tali proprietà sono state rilevate dall'ACI, in vari calcestruzzi HPC, il quale osserva che molte di esse sono fra loro correlate, per cui è necessario specificare ognuna di esse nei documenti. Dall'ACI: “il calcestruzzo ad alte prestazioni va progettato e le proprietà effettive vanno controllate con adeguate procedure”. Le procedure per i cls ordinari, se rispettate, sono sufficienti pure per gli HPC, HSC; questi cls hanno continue evoluzioni.

5.2. Calcestruzzi autocompattanti

Il calcestruzzo autocompattante, (Self Compacting Concrete) è così fluid da non richiedere nessun tipo di compattazione; inoltre deve essere privo di segregazione degli aggregati e confezionato con un basso rapporto a/c con super-fluidificanti. Si introduce il concetto di “capacità di passare” negli spazi ridotti, come tra le barre da C.A.; per la fluidità degli SCC, lo slump (abbassamento al cono) è maggiore di 260 mm e lo “slump flow” (diametro dello sformato dal cono) è maggiore o uguale di 600 mm (indice di deformabilità dello SCC fresco, quanto lontano può fluire dal punto di getto). Viene misurato pure il tempo per raggiungere uno slump flow di 500 mm, che indica la velocità di deformazione, cioè la mobilità; se questo

valore è basso, nel riempimento dei casseri potrebbe esser necessaria un po' di vibrazione per la viscosità del cls fresco. Una buona capacità di riempimento di un SCC corrisponde ad un elevato slump flow, di circa 500 mm in 10 ÷ 15 secondi. L'eventuale segregazione degli inerti e il bleeding possono essere valutati visivamente nella prova di slump flow, infatti, gli aggregati più pesanti vanno in basso e in tale prova si ritrovano al centro, mentre la presenza dell'acqua di bleeding si può vedere alla periferia dello sformato di calcestruzzo. Con l'ausilio di prodotti coesivizzanti, la silice amorfa colloidale ed il fumo di silice, si riesce a eliminare la possibilità di segregazione e del bleeding, anche con una fluidità elevata. L'impiego dei cls SCC nel futuro sarà sempre più diffuso, per le minori restrizioni progettuali e di tipo pratico, con richiesta di manodopera meno specializzata sia nei getti in situazioni difficili che nella loro compattazione. L'utilizzazione del cls SCC comporta la fornitura simultanea da più autobetoniere e l'esecuzione di getti unici e senza riprese per realizzare strutture monolitiche, entro dei casseri robusti e con i giunti a perfetta tenuta del cls, che si comporta quasi come un liquido. Con tali cls, la creatività dei progettisti delle strutture in C.A. e C.A.P., avrà meno vincoli di forme, essendone possibili di nuove e complesse, non realizzabili con i cls tradizionali; con possibilità di scegliere un materiale colorato, liscio e compatto anche in superficie. Riepilogando i vantaggi dell'impiego dei calcestruzzi autocompattanti (SCC), possiamo elencarli:

1. Compattazione perfetta senza lavoro aggiuntivo, per tutte le condizioni e forme complicate;
2. Possibilità di realizzare strutture in C.A. e in C.A.P. altrimenti impossibili con gli altri cls;
3. Affidabilità del materiale messo in opera, corrispondente alle sue prescrizioni progettuali;
4. Maggiore rapidità di esecuzione dei getti, specie quando si organizza il “team” lavorativo;
5. Miglioramento delle condizioni di lavoro, soprattutto in prefabbricazione, con meno rumori;
6. Richiedono manodopera meno qualificata, sia nei getti del cls che nella loro compattazione;
7. Superfici a facciavista di miglior qualità, omogenee, lisce ed eventualmente colorate;
8. Migliore produttività dell'impresa, che può ridurre i tempi ed i costi dei getti e dell'opera.

Gli SCC possono raggiungere delle alte resistenze meccaniche con ridotti impieghi di “fumo di silice”; si utilizzano bene “cenere volante” (ash fly) e “calcare macinato”, per non ridurre la fluidità. Per l'estrema fluidità, è assolutamente importante evitare che si formi sia il “bleeding” che la segregazione, per cui l'impiego di cenere volante e filler calcareo è molto utile, con maggiori usi dei superfluidificanti e con bassi rapporti a/c.

5.3. Calcestruzzi leggeri e pesanti

I calcestruzzi leggeri hanno un peso specifico compreso tra i 300 e i 1800 kg/m³ circa; i calcestruzzi ordinari tra i 2200 ed i 2600 kg/m³ circa; quelli pesanti tra 3000 e 4000 kg/m³ circa. Ci possono essere molti vantaggi nell'usare i cls leggeri, come ridurre le dimensioni strutturali, riuscire a realizzare strutture altrimenti impossibili o troppo onerose, ridurre le fondazioni e il numero di pali. Le casseformi vengono meno sollecitate e le masse sollevate sono minori; l'isolamento termico e acustico, la resistenza al fuoco e la durezza, possono essere molto migliorate, meglio che con i cls ordinari. Per realizzare tali cls leggeri ci sono tre tipi di interventi sui metodi di produzione:

1. sugli aggregati, con masse volumiche molto minori di quelli ordinari (argilla espansa, polistirolo, et al.);
2. sulla pasta di cemento, aerata, con bolle o vuoti e cavità più grandi rispetto a quelli nei cls normali e/o resistenti al gelo;
3. sulla sabbia, eliminandola completamente dall'impasto senza aumentare la quantità della pasta.

I calcestruzzi leggeri possono essere classificati in base alla loro massa volumica secca e alla loro resistenza meccanica a compressione, determinate dopo 28 giorni di stagionatura:

- Calcestruzzi leggeri termoisolanti, con pesi specifici tra i 300 e gli 800 kg/m³, resistenze a compressione tra 0.5 e 7 MPa, usati come riempimenti e coibenti;
- Calcestruzzi leggeri a resistenza moderata, con masse volumiche tra gli 800 ed i 1400 kg/m³, e le resistenze meccaniche tra 7 e 18 MPa, per strutture non molto sollecitate, e poco isolanti;
- Calcestruzzi leggeri strutturali, con masse volumiche tra i 1400 ed i 2000 kg/m³, e resistenze a compressione tra i 18 ed i 70 MPa, confezionati con inerti leggeri artificiali di argilla espansa, che danno resistenze termiche non elevate ma migliori dei cls ordinari; tali cls (pure con additivi e aggiunte) sono destinati alla realizzazione di strutture armate e non.

I calcestruzzi leggeri strutturali, possono essere più economici, perché il loro peso ridotto può consentire sia di snellire la struttura che di realizzare costruzioni di grandi dimensioni. Il cls leggero strutturale ha una minore duttilità rispetto al cls ordinario, ma questo inconveniente può essere eliminato con più armature longitudinali e trasversali, staffe di passo ≤10cm. La riduzione del peso, può consentire di ridurre le resistenze e le rigidzze richieste; nelle strutture precomprese può ridurre anche il numero dei cavi e/o delle barre da precompressione, grosso vantaggio rispetto al cls ordinario. I calcestruzzi pesanti hanno in genere una massa volumica compresa tra i 3000 e i 4000 kg/m³ circa; possono essere prodotti utilizzando aggregati pesanti, come di "barite" (BaSO₄) che ha una massa volumica di circa 4.1 g/cm³ = 4100 kg/m³, evitando che dopo il getto si verifichino fenomeni di segregazione degli aggregati, per la maggiore tendenza di quelli più pesanti a depositarsi sul fondo. Le proprietà elastiche dei cls con barite sono prossime a quelle dei cls ordinari, ma il ritiro è minore. Altri aggregati pesanti sono quelli contenenti ferro (magnetite, limonite, ematite, goethite), o di metalli (acciaio, piombo), che conviene predisporli nella cassaforma iniettando dal basso la malta fluida. I calcestruzzi pesanti possono essere impiegati nelle strutture soggette a delle radiazioni nocive e inoltre possono essere utilizzati in tutti quei casi in cui si richiede un notevole peso della struttura o per aumentare le masse.

5.4. Calcestruzzi fibro-rinforzati

Il calcestruzzo fibro-rinforzato è un composito rinforzato da fibre corte o tagliate, che possono essere di vari materiali, in generale di acciaio e/o di polimeri, molto raramente di vetro. I rinforzi fibrosi si aggiungono per varie ragioni, per prevenire la fessurazione e la propagazione delle fessure, per l'insorgere di tensioni di trazione dovute al ritiro e alle sollecitazioni, per conferire maggiori duttilità e tenacità al cls, più resistenza agli urti e alle esplosioni, come pure al fuoco, alle alte temperature. La loro efficacia migliora se aumenta il rapporto d'aspetto lunghezza/diametro, e se la forma sia in direzione trasversale che longitudinale favorisce l'adesione alla matrice cementizia; in particolare, le fibre di acciaio possono essere sagomate in modo da 'agganciarsi' alla pasta. Le fibre polimeriche nel cls possono ridurre o eliminare la formazione di fessure da ritiro plastico per evaporazione (nei primi tempi di stagionatura); ci sono molti tipi di polimeri, termoplastici e termoindurenti, che vengono impiegati per tali fibre, il Poli-Vinil-Alcool (PVA), il Poli-Acrido-Nitrile (PAN), il PoliPropilene (PP). L'impiego delle fibre di acciaio nel cls è relativo al miglioramento delle prestazioni meccaniche, rigidzze, duttilità, tenacità, resistenze meccaniche e agli urti, oltre che alle alte temperature. L'uso congiunto delle fibre polimeriche e di acciaio unisce i pregi di entrambi i tipi e si possono utilizzare per conferire ai cls

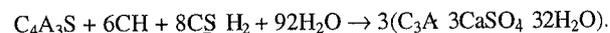
maggiori resistenze alle alte temperature, specialmente ad alte prestazioni, poco permeabili. Con l'aumento di temperatura, l'acqua nella pasta di cemento genera pressioni interne molto elevate e 'spalling'. Il comportamento del cls fibrorinforzato nelle prove di trazione dimostra che la tensione che provoca le prime fessurazioni non cambia rispetto ai cls senza fibre; lo stesso dicasi per la pendenza del tratto precedente della curva (modulo di Young); quello che cambia è il suo comportamento post-fessurativo, che è più duttile e tenace. La tenacità del cls fibrorinforzato è la proprietà opposta alla fragilità del cls ordinario, alla quale si deve la capacità di resistere agli urti.

5.5. Calcestruzzi espansivi

Il calcestruzzo espansivo contiene degli agenti che reagiscono con l'acqua, ed eventualmente pure con altre sostanze, espandendosi. Tali agenti sono in genere di due tipi, il primo contiene gli ossidi di magnesio (MgO) e di calcio (CaO) che reagiscono con l'acqua con conseguenti aumenti di volume:



Gli ossidi si trasformano nei rispettivi idrossidi, che sono più voluminosi, soprattutto quello di calcio. Il secondo tipo di agenti espansivi si basa sulla reazione di alcuni alluminati con l'acqua e con gli idrossidi ed il gesso, presenti in soluzione nell'impasto, per formare il sale complesso "ettringite". Il solfoalluminato: $4\text{CaO} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3$ ($\text{C}_4\text{A}_3\text{S}$) reagisce con la calce (CH) e il gesso biidrato ($\text{CS} \cdot \text{H}_2$) per formare l'ettringite:



Gli agenti espansivi possono compensare i ritiri del cls, oppure rendere i cls espansivi per alcune applicazioni.

5.6. Calcestruzzi polimeri-impregnati

Il calcestruzzo polimero-impregnato è un cls ordinario che dopo l'indurimento viene essiccato e impregnato con liquidi monomerici (es. stirolo o metilmacrilato) che sono capaci di polimerizzare dentro i pori capillari della pasta cementizia e in tutti i vuoti e le macrocavità. Il cls diviene impermeabile e presenta una resistenza a compressione che può andare da 100 fino a 200 MPa; pure le resistenze a trazione e agli attacchi acidi sono più alte. Il PIC (Polymer Impregnated Concrete) è un materiale composito, dove oltre alla pasta di cemento c'è pure il polimero che chiude tutte le porosità della matrice e fa aumentare le sue resistenze meccaniche avvicinandole ai limiti massimi di un materiale a porosità nulla, che è di ~ 250 MPa. I costi dei polimeri e dei processi produttivi aumentano i costi di realizzazione di tali calcestruzzi, tuttavia hanno interessanti applicazioni in tutti i casi in cui il cls può venire a contatto con delle sostanze aggressive: tubi, serbatoi, sili, pavimentazioni; in particolare contro gli acidi che distruggono i cls ordinari.

5.7. Calcestruzzi proiettati

Il calcestruzzo proiettato è un conglomerato cementizio che non viene gettato nelle cassaforme, ma viene proiettato ad alta velocità su una superficie mediante un dispositivo pneumatico, che lo pompa e lo indirizza ad alta pressione nelle zone della superficie suddetta, che sono da rivestire di calcestruzzo. Ci sono due tipi di processi tecnologici ("gunite" e "shotcrete"):

1. per via secca, quando gli ingredienti solidi sono mescolati e spinti dall'aria compressa fino all'ugello

della pompa, dove viene aggiunta l'acqua prima di proiettare la miscela di cls;

2. per via umida, quando tutti gli ingredienti vengono miscelati e il cls viene sospinto fino allo ugello della pompa, dove l'aria compressa lo proietta sulla superficie indirizzata dall'ugello.

Si può applicare a qualsiasi superficie, con varie forme e orientazioni, difficilmente accessibili per ostacoli e difficoltà. Gli inconvenienti, soprattutto col processo per via secca, possono essere: eterogeneità del materiale in sito; scarsa aderenza al substrato o allo strato precedente (se in strati); delaminazione tra i vari strati; incompleto riempimento dietro le armature; rimbalzo inerti e sfrido. I materiali ausiliari possono essere le aggiunte di fumo di silice, raramente di cenere volante e di fibre, gli additivi aeranti, superfluidificanti e acceleranti; in particolare i superfluidificanti consentono di migliorare le prestazioni dello "shotcrete" per via umida, con maggiore produttività e minor sfrido. Con l'impiego combinato di superfluidificanti a base acrilica, di fumo di silice e di acceleranti senza alcali si producono i cls proiettati ad alte prestazioni, pure detti HPS (High Performance Shotcrete).

5.8. Conglomerati RPC

Il conglomerato RPC (Reactive Powder Concrete), in realtà è una malta cementizia con sabbie finissime e con la presenza:

1. di additivi superfluidificanti, per ridurre il rapporto a/c a $0.15 \div 0.25$ e la porosità capillare;
2. di fumo di silice, per aumentare le prestazioni e ridurre ulteriormente la porosità capillare;
3. micro-fibre di acciaio (ϕ 0.18 mm, lunghezza 13 mm), per aumentare le tenacità e duttilità.

Per la particolare composizione la pasta di cemento ha una microstruttura senza pori capillari e la resistenza meccanica a compressione si aggira intorno ai 200 MPa, ma la peculiarità è che possiedono maggiori resistenze a flessione ($20 \div 40$ MPa rispetto ai $5 \div 10$ MPa dei cls normali) e soprattutto maggiori energie di frattura (30000 J/m² contro i 150 J/m² degli NSC).

6. VARIAZIONI TERMICHE NEI CALCESTRUZZI

Le opere in calcestruzzo possono essere soggette a variazioni di temperature stagionali e di umidità relative che variano con la zona geografica, oltre che ad eventi eccezionali, gli incendi. Degli effetti delle basse temperature e dei cicli di gelo-disgelo si è già accennato in precedenza, come si è citata l'azione del freddo sui tempi di presa e indurimento del cls fresco e come a pochi °C sopra lo 0 °C i sali disgelanti sono più aggressivi. Al degrado del cls indurito, provocato dalle basse temperature e favorito dalla permeabilità, risulta associato il decadimento delle proprietà meccaniche. Si sono condotte sperimentazioni che simulano le condizioni ambientali e di temperatura sui provini di cls, i cui danni sono rilevati sia con alcuni strumenti d'indagine diagnostica (prove non distruttive); che con prove meccaniche distruttive (compressione, trazione, flessione, tenacità, durezza), che misurano i parametri di certe proprietà. Gli effetti del freddo variano coi differenti tipi di calcestruzzi, i cls poco porosi sono più resistenti al gelo perché contengono meno acqua che si ghiaccia all'interno, con minori espansioni e danni (a meno che siano stati aerati in maniera opportuna). Anche i sali e le sostanze aggressive non riescono a penetrare in profondità negli HPC. Gli aggregati, per resistere alle basse temperature devono essere poco porosi, cioè "non gelivi". Un cls HPC con superfluidificante, fumo di silice e aggregati non gelivi, è molto più durevole dei cls ordinari, anche per quanto riguarda gli effetti del gelo-disgelo; ed il suo comportamento termo-meccanico è meno sensibile alle basse temperature e ai

loro effetti. Per le alte temperature bisogna distinguere quelle climatiche da quelle provocate da un incendio, le prime non rappresentano una grave minaccia per il cls, anche se nei climi caldi e secchi possono provocare qualche inconveniente in più. Le variazioni di temperatura stagionali, con delle escursioni termiche di $40 \div 50$ °C e oltre, dopo molti anni di esercizio dell'opera di cls, possono provocare dei danni di vario tipo, che è necessario prevenire e tenerne conto nel progetto. Per quanto riguarda le altissime temperature che possono essere provocate dagli incendi, quando il cls strutturale viene a diretto contatto con il fuoco, viene dedicato il prossimo punto.

7. COMPORTAMENTI AL FUOCO DEI CLS

I calcestruzzi ordinari hanno buone resistenze al fuoco e alle altissime temperature, essenzialmente per basse conducibilità termiche, elevati calori specifici e notevoli densità di tali cls, che assicurano basse diffusività termiche, utili per proteggere le armature. Le basse diffusività hanno l'inconveniente della formazione di elevati gradienti termici sulle superfici dei cls, che provocano dei forti aumenti di pressione del vapore d'acqua nei pori del cls. La stessa porosità del cls consente la trasmigrazione di acqua e di vapore caldo verso l'esterno e l'interno, aumentando localmente la diffusività e diminuendo i gradienti termici, con la conseguente diminuzione del rischio di spacchi superficiali esplosivi, detti 'spalling'. Rispetto ai calcestruzzi ordinari, quelli ad alte ed altissime prestazioni, contenenti fumo di silice, hanno una pasta di cemento più densa e omogenea, con minore porosità, più chiusa ed isolata, che comporta anche una minore diffusività termica, con molti più rischi di spalling. Gli HPC e HSC sono più sensibili alle alte temperature dei calcestruzzi ordinari; ciò è un aspetto critico per l'impiego dei calcestruzzi ad alte resistenze negli elementi strutturali in c.a. degli edifici alti e dei "grattacieli", per il pericolo dei crolli che possono essere causati da incendi. L'aggiunta di fibre polimeriche nella matrice cementizia, che ad alta temperatura sublimano e lasciano una sorta di porosità artificiale nella pasta di cemento, riduce il rischio di spalling. Con il decadimento meccanico delle resistenze a compressione e a trazione, bisogna considerare il comportamento a frattura dei cls ad alte prestazioni, per le loro ben note minori tenacità. L'aggiunta di fibre di acciaio aumenta la resistenza a trazione, le duttilità e tenacità dei calcestruzzi ad alte prestazioni, a tutte le temperature. Aggiungendo agli HPC ed HSC delle piccole percentuali volumetriche di fibre polimeriche: $v_{fp} \geq 0.2\%$; e di fibre d'acciaio: $v_{fa} \geq 1 \div 2\%$; migliorano i comportamenti di tali cls al fuoco. Anche il ruolo degli aggregati è molto importante, gli inerti calcarei sono da preferire rispetto a quelli silicei, perché con le alte temperature si hanno delle minori cadute di resistenze meccaniche. I parametri meccanici più importanti da indagare per le alte temperature generate dal fuoco, sono le resistenze meccaniche e le tenacità a frattura. Per tali sperimentazioni sono significative le modalità con cui vengono condotte le prove, che fanno variare notevolmente la qualità dei risultati, perché aggiungono degli effetti spurii a volte di difficile individuazione. Nelle prove di compressione sui provini cubici di cls sono importanti le modalità di trasmissione del carico; considerazioni del genere possono effettuarsi pure per gli altri tipi di prove a trazione e di tenacità e soprattutto per le modalità di riscaldamento, con un periodo di essiccamento dei provini o meno, come di seguito elencate:

- (1) Riscaldamento a regime termico uniforme (condiz. quasi staz.): $\Delta T/\Delta t \leq 1 \div 5$ °C/min; mantenimento di T_{max} per $\Delta T \geq 1$ h.
- (2) Riscaldam. a velocità costante: $\Delta T/\Delta t = 5 \div 50$ °C/min'.
- (3) Riscaldam. impulsivo (shock term.): $\Delta T/\Delta t \geq 50$ °C/min'.
- (4) Prova a caldo: $T = T_{max}$.
- (5) Prova dopo raffreddamento: $T = T_{ambiente}$.

(6) Prova con precarico di precompr. durante il riscaldamento.
(7) Prova senza precarico durante il riscaldamento.
Le prove di tipo (1) con o senza il precarico di tipo (6) o (7), sono adatte per determinare il comportamento costitutivo cls.

7.1. Risultati delle prove

Per quanto riguarda la resistenza a compressione a caldo dei calcestruzzi normali NSC e ad elevate prestazioni HPC, dai risultati di molte prove condotte sui provini alle temperature comprese tra 0 °C e 900 °C circa, le resistenze a compressione degli NSC possono anche aumentare fino a ~200 °C, per poi decrescere alle temperature maggiori; fino a 400 °C circa hanno dei comportamenti migliori degli HPC, nel senso che risentono di meno di tali temperature, al di sopra delle quali le resistenze a compressione decrescono ulteriormente, più o meno allo stesso modo in entrambe le famiglie di cls. Gli effetti dei precarichi di compressione durante i riscaldamenti, favoriscono delle maggiori resistenze a compressione degli NSC, mentre non sembra che incidano molto su quelle degli HPC. Il comportamento residuo, dopo raffreddamento a temperatura ambiente, gli NSC denotano ulteriori decadimenti delle resistenze rispetto a quelle a caldo, mentre gli HPC hanno delle resistenze simili. Per i moduli elastici, sia degli NSC che degli HPC, i decadimenti con le alte temperature sono più pronunciati che per le resistenze a compressione; mentre i cls molto silicei, oltre i 350 °C subiscono un vero e proprio crollo prestazionale. In particolare, per i cls HSC confezionati o con inerti calcarei o con quelli silicei, dopo aver subito un ciclo termico a 600 °C circa, si ha che i primi conservano una buona percentuale della resistenza iniziale (sperimentazioni hanno evidenziato ~ 45 %) mentre i secondi, che hanno aggregati esclusivamente silicei, perdono tutta la resistenza a partire dai 500 °C. Il comportamento residuo dei calcestruzzi ad altissime prestazioni, CRC (Compact fiber-Reinforced microConcrete) ed RPC (Reactive-Powder Cementitious mortar) è molto migliore, in quanto dopo lo stesso ciclo termico a 600 °C possono conservare il 70 % circa della resistenza cubica iniziale, di 180 MPa e oltre; in tali casi risultano molto utili le aggiunte di microfibre, metalliche in percentuali volumetriche del 6 % per i CRC e miste, metalliche (2 %) e polimeriche (2 %) per le malte RPC. Per la resistenza a trazione diretta e a caldo dei calcestruzzi ad alta e altissima resistenza meccanica, non sono state effettuate moltissime sperimentazioni, anche per le varie difficoltà che comportano; quelle poche prove eseguite a caldo e quelle residuali, dopo raffreddamento a temperatura ambiente, hanno evidenziato che per gli HSC con gli aggregati calcarei si ha coincidenza fra le resistenze ed i moduli elastici a caldo e residui, e la stessa tendenza si ha pure per i conglomerati CRC ed RPC; ciò perché la microstruttura omogenea degli HSC, CRC ed RPC non subisce dei grossi danneggiamenti passando dallo stato molto caldo a quello residuo, alle temperature di pochi gradi o decine di °C. Le ragioni di tali comportamenti, che non si riscontrano nei cls normali, possono essere ricercate o comprese tra le seguenti tre:

1. le differenze tra i coefficienti di dilatazione termica delle paste di cemento e degli aggregati di tali cls sono molto ridotte, mentre in genere non è così nei cls ordinari;
2. l'ossido di calcio non si reidrata durante il raffreddamento, per la carenza di "Portlandite";
3. la pressione di vapore nei pori agisce negativamente sulla resistenza a trazione a caldo, se col raffreddamento si possono verificare dei danni, contemporaneamente si riduce pure la pressione di vapore nei pori e con essa anche la differenza tra le resistenze a caldo e residua.

Se i coefficienti di dilatazione termica degli aggregati sono molto diversi da quelli delle paste di cemento, durante il raffreddamento si verificano delle tensioni di trazione nelle zone delle interfacce matrice/aggregati, che tendono a "scollare" gli aggregati dalla pasta di cemento che le avvolge, con conseguente diminuzione delle resistenze meccaniche, soprattutto a trazione. Per le prove di trazione, ci sono quelle dirette e indirette: a flessione e brasiliana; da alcuni risultati sperimentali, si è rilevato che la resistenza residua a trazione diretta diminuisce con la temperatura più di quelle residue a compressione e a trazione indiretta per flessione. Per l'energia specifica di frattura G_f si riscontra invece una certa indipendenza dalla temperatura; recenti risultati mostrano aumenti di G_f fino a 300 °C, sia per NSC che per HPC, e per questi ultimi con $> T$ e aggregati silicei, si hanno delle diminuzioni della tenacità e aumenti delle lunghezze l_{ch} .

7.2. Comportamenti di alcuni elementi strutturali

Per l'esposizione alle fiamme e alle alte temperature generate dal fuoco, i calcestruzzi subiscono dei notevoli incrementi di deformabilità, che nelle strutture di c.a. consentono favorevoli redistribuzioni delle tensioni tra gli elementi strutturali, con dei decadimenti delle capacità portanti locali e globale della struttura che possono essere minori dei decadimenti delle proprietà meccaniche dei materiali. Le redistribuzioni delle tensioni alle alte temperature, possono riguardare anche solo alcuni elementi strutturali, per la presenza delle armature e per la probabilità che si possono verificare più meccanismi di collasso, variabili pure con le temperature. Una trave di c.a., a seconda delle dimensioni, dei tondini in trazione, del cls e del copriferro, a temperatura ambiente può collassare per schiacciamento del cls o per snervamento dei ferri, ma ad alte temperature può cambiare il modo di cedimento, non più per il cls ma per i ferri, e viceversa. Gli effetti delle temperature elevate, come quelle provocate da incendi ed esplosioni, con le fiamme a diretto contatto con gli elementi strutturali di c.a., riguardano sia il cls che i ferri di armatura; l'acciaio oltre i 500 °C perde gran parte delle caratteristiche meccaniche, mentre il cls ordinario può arrivare fino a circa 650 °C senza subire sostanziali degradazioni, per cui gioca un ruolo fondamentale lo spessore di 'copriferro' sulle armature degli elementi di c.a.. A parità degli spessori dei copriferri, si hanno migliori isolamenti termici con i calcestruzzi leggeri. Per le alte temperature generate dal fuoco sui cls HPC ed HSC, si forma vapor d'acqua che provoca delle alte pressioni interne al cls e si verificano delle esplosioni locali, "spalling" a scaglie. Se si aumenta ulteriormente la resistenza del cls, la sua permeabilità diminuisce e la sua resistenza allo spalling peggiora; già alle temperature di 200-300 °C si possono verificare delle rotture superficiali. Per aumentare la resistenza al fuoco di tali cls sono necessarie le aggiunte di fibre metalliche e polimeriche. Al variare dei tipi di cls e della quantità e disposizione dei ferri d'armatura negli elementi strutturali, cambiano i loro meccanismi di collasso, in relazione alle temperature e alle tipologie: travi, piastre. Le travi alte in c.a. ($l/h \leq 2$) presentano alcuni aspetti interessanti, perché differenti possono essere le modalità di collasso, in funzione della percentuale d'armatura, del tipo di cls e della geometria (rapporto l/h) e dalle modalità di carico (luce di taglio). Con l'alta temperatura si modificano i comportamenti meccanici a caldo del cls e dell'acciaio, e quello residuo del solo cls; ne segue che la stessa trave può mostrare modalità di collasso diverse a seconda della temperatura massima cui sia stata sottoposta. Gli NSC e HPC hanno comportamenti ad alta temperatura in parte differenti, è possibile che travi uguali nei due tipi di cls e/o con eventuali aggiunte di fibre, abbiano modalità di collasso diverse, a parità di temperature massime e di tempi di esposizione. Le travi alte non armate degradano con le temperature molto più di quelle

armate, dove c'è trazione. Considerando delle travi alte di lunghezza "l" ed altezza "h" ($h \sim l/2$; $l/h \cong 2$), appoggiate agli estremi e caricate all'estradosso da una forza P_u concentrata in mezzeria (carico ultimo), le modalità di collasso variano con la temperatura, con i cls NSC, HPC, e ad altissime resistenze, dallo spessore del copriferro; le armature tendono a recuperare le proprietà meccaniche dopo il raffreddamento. Per queste travi alte, per $T \leq 250$ °C il collasso avviene per flessione, con trazione delle armature all'intradosso, il carico ultimo non è affetto dalla temperatura; per $T \cong 400$ °C i collassi per flessione e per taglio sono quasi isoprobabili, perché il cls è più debole per effetto della temperatura; per $T > 400$ °C il collasso avviene per schiacciamento dei puntoni compressi, dal lato del cls compresso all'estradosso (cioè dei due puntoni da P_u agli appoggi). In tali tre casi ci sono i rispettivi domini di collasso: flessione; taglio-flessione; taglio-compressione; dove il carico ultimo P_u varia con le temperature massime e col tipo di calcestruzzo e di aggregati. Per queste travi alte armate a trazione, realizzate con HPC di resistenza $f_c \cong 70 \div 75$ MPa si ha che le tre modalità di collasso possono essere illustrate sul piano con T in ascisse e P_u in ordinate. I tre i modi di collasso sono rappresentati dalle curve decrescenti con la temperatura, la curva del modo a flessione sta sotto a quella del modo di taglio-flessione ed entrambe stanno sotto a quella del modo di taglio-compressione. Se gli aggregati sono calcarei la curva del collasso per taglio-flessione è un po' più alta, quella del collasso per taglio-compressione è decisamente più alta. Se il cls è NSC la curva di collasso per taglio-flessione si abbassa di poco, mentre quella per taglio-compressione si alza. Nella progettazione bisogna valutare la capacità portante a caldo e quella residua degli elementi strutturali. Nello studio del comportamento degli elementi strutturali alle alte temperature, bisogna valutarne i seguenti tre parametri del calcestruzzo:

1. calore specifico c_c ;
2. conducibilità termica λ_c ;
3. densità ρ_c .

Le "diffusività termiche" dei calcestruzzi: $D_c = \lambda_c / (c_c \cdot \rho_c)$; si esprimono con questi tre parametri, e sono rappresentative dei loro comportamenti termici, sia degli HPC che degli NSC.

8. CONCLUSIONI

Gli interventi di miglioramento dei calcestruzzi per le nuove costruzioni in c.a. e c.a.p. riguardano tutti gli aspetti di tali materiali strutturali, a partire dalle materie prime e seconde con cui vengono realizzati i leganti, compresi i processi tecnologici sia dei cementi che dei cls, e tutti gli ingredienti. Le ricerche condotte nell'ambito della Scienza dei Materiali per indagare sulle ragioni che inficiano le efficienze dei cls e le loro durabilità e proprietà termo-meccaniche, fisiche e chimiche, nelle varie condizioni ambientali e di sollecitazioni, hanno condotto a comprendere gli interventi da attuare per rimediare a molti problemi specifici e per migliorarne le prestazioni in generale e in casi particolari. I problemi relativi ai cls si possono suddividere in quelli relativi ai cls freschi e a quelli stagionati: per gli impasti è necessario che siano facilmente lavorabili e compattabili, senza dover aumentare il rapporto acqua/cemento (a/c) oltre certi limiti, per non compromettere le proprietà dei cls induriti; i quali devono essere poco porosi e poco permeabili, sia per incrementare le proprietà meccaniche che quelle di stabilità dimensionale e di durabilità e non devono contenere sostanze o materiali che possono reagire nocivamente fra loro e/o con altre sostanze aggressive provenienti dall'esterno. Tali interventi riguardano pure tutti i tipi di rinforzi, oltre alle armature anche le fibre e l'uso degli FRP. L'esposizione alle alte temperature riduce le proprietà meccaniche dei cls HPC e HSC più che nei cls NSC,

maggiormente in trazione che in compressione, ma la natura dell'aggregato è critica. Dopo un ciclo termico a 400 °C la resistenza a compressione di HPC con aggregati calcarei può ridursi del 30% e con aggregati silicei può ridursi fino al 70%, a fronte del solo 10% per i calcestruzzi NSC a aggregati misti. I calcestruzzi ultraresistenti UHPC ed HSC rinforzati pure con microfibre di acciaio, sono meno sensibili alle alte temperature e conservano fino al 70% della resistenza a compressione originaria (con percentuale volumetrica di fibre metalliche del 4-6% e poche fibre polimeriche). Il modulo elastico decresce molto con la temperatura, sia nei cls HPC/HSC che negli UHPC/VHPC e la presenza di fibre non migliora la situazione. Per gli HPC/HSC ad aggregati calcarei o silicei, l'energia di frattura "residua" non è sfavorevolmente affetta dalle alte temperature, risultando quasi costante con esse, oppure con un massimo alle temperature prossime ai 300 °C. In generale, negli HPC/HSC le tenacità residue diminuiscono con le temperature, mentre le lunghezze caratteristiche aumentano. In conclusione, sia gli HPC/HSC che gli UHPC/VHSC hanno dei comportamenti sia a "caldo" che "residui" molto prossimi, e comunque più prossimi che negli NSC.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Alunno Rossetti V., "Il calcestruzzo – Materiali e tecnologia", McGraw-Hill, 1995.
- [2] Atti dei Corsi di Aggiornamento, 1996 e 2003, "Metodi di calcolo dell'ingegneria strutturale: I. Proprietà e comportamento dei materiali strutturali. II. Calcolo anelastico e agli stati limite ultimi delle strutture". Direttore: Prof. Ing. Maier G., D.I.S. – Politecnico di Milano.
- [3] Atti del Corso di Aggiornamento, 6-9 Ottobre 1998, "Metodi di calcolo dell'ingegneria strutturale: Analisi anelastiche, a danneggiamento, frattura e collasso". Direttore: Prof. Ing. Maier G., D.I.S. - Politecnico di Milano.
- [4] Atti del Corso di Aggiornamento, Febbraio 1999, "Corrosione delle armature nel calcestruzzo: fenomenologia, cause, valutazioni e rimedi". Direttore: Prof. Pedferri P., Politecnico di Milano.
- [5] Atti del Corso di Aggiornamento, 21-25 Giugno 1999, "Metodi per elementi finiti e di contorno nell'ingegneria delle strutture". Direttore: Prof. Ing. Maier G., P. d. M..
- [6] Atti Corso di Aggiornamento, 28 Giugno-2 Luglio 1999, "Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi e gestione", Direttore: Prof. Ing. Martinez y Cabrera F., Politecnico di MI.
- [7] Atti Giornate AICAP anni: 1997 a Roma; 1999 a Torino; 2002 a Bologna.
- [8] Autori vari, "manuale dei materiali per l'ingegneria", a cura dell'AIMAT, McGraw-Hill, 1996.
- [9] Collepardi M. , "Il nuovo calcestruzzo", Seconda Edizione, Edizioni Tintoretto, 2002.
- [10] Pedferri P, Bertolini L., "La corrosione nel calcestruzzo e negli ambienti naturali", McGraw-Hill, 1996.

ADERENZA ED EFFETTI DI SCALA NEI CALCESTRUZZI AUTOCOMPATTANTI

Sara Cattaneo¹, Franco Mola², Gianpaolo Rosati³, Francesca Giussani⁴

¹ Ricercatore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Milano.

² Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Milano.

³ Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Milano.

⁴ Ingegnere Civile, Studente del Dottorato di Ricerca in "Ingegneria delle Strutture", Politecnico di Milano, Milano.

SOMMARIO

Per analizzare il fenomeno dell'aderenza acciaio-calcestruzzo autocompattante sono state effettuate prove di estrazione con barre di diametro differente (ϕ 12-18-24). Si sono considerati nove provini (tre per ogni diametro) costituiti da tratti corti di barra in presa (2ϕ) con un copriferro assialsimmetrico di diametro pari a 9 volte il diametro della barra. Le prove sperimentali sono state condotte con opportuno controllo in modo da ottenere l'intera curva carico-spostamento. Il meccanismo di collasso è stato studiato con particolare riguardo alla transizione spacco-estrazione. I provini erano monitorati con sensori piezoelettrici in grado di rilevare le emissioni acustiche conseguenti ai fenomeni di microfessurazione e frattura. I risultati ottenuti sono confrontati con le più diffuse leggi sugli effetti di scala.

SUMMARY

In this study, bond between deformed bars and self compacting concrete was evaluated by means of pull-out tests on short anchorage. The specimens consisted in FeB44k bar embedded in a concrete cylinders. To evaluate the size effect, three bar diameters (12, 18 and 24mm) were considered and the geometry of the specimens was adopted in order to assume constant ratios between the specimen diameter/bar diameter (equal to 9) and the specimen length/bar diameter (equal to 2). The tests were displacement controlled in order to evaluate the entire load-slip response. The bond behaviour was studied with particular reference to the transition splitting pull-out failure, by means of the Acoustic Emission (AE) technique. The experimental results are discussed considering the most used size effect laws.

1. INTRODUZIONE

L'esigenza di eliminare alcuni difetti tipici dei calcestruzzi normali di buona qualità, (quali la difficoltà operativa di getto e compattazione del conglomerato in casseri complessi e negli interferri e delle rumorose e dannose operazioni di vibrazione connesse al suo utilizzo), ha favorito l'introduzione di additivi chimici di varia natura e parti fini anche chimicamente attive nelle usuali miscele [1]. Il materiale così ottenuto, definito come calcestruzzo autocompattante (SCC), presenta proprietà meccaniche diverse dai calcestruzzi normali di buona resistenza, in particolare anche quelle connesse all'aderenza acciaio-calcestruzzo, in presenza di barre di armatura. Come è noto [2] infatti, l'aderenza tra armatura e calcestruzzo dipende da molti fattori, quali la resistenza a trazione, la resistenza a compressione del conglomerato, la geometria della barra e

l'azione di confinamento. Ad oggi sono state condotte poche ricerche sperimentali per valutare l'aderenza del SCC [3-6]. I risultati reperibili in letteratura indicano che il SCC presenta una resistenza di aderenza maggiore rispetto a quella tipica dei calcestruzzi ordinari. Tuttavia si possono trovare alcuni risultati contraddittori per quanto riguarda l'effetto scala nel SCC; in particolare alcuni autori hanno mostrato risultati di prove nelle quali la tensione di aderenza tende a crescere con il diametro della barra [6].

Le prove sperimentali presentate in questa nota sono state finalizzate allo studio del comportamento del meccanismo di aderenza nei calcestruzzi autocompattanti. Le prove sono state condotte in controllo di dilatazione circonferenziale al fine di cogliere anche il comportamento post-picco. La geometria dei campioni è stata determinata per evitare lo snervamento delle

barre ed indagare l'effetto scala, considerando tre differenti diametri. Le prove condotte sono state monitorate con sensori che consentono di rilevare le emissioni acustiche generate da fenomeni di danneggiamento (microfessurazione e frattura) prodotto dai carichi applicati.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Materiali utilizzati

Per il programma sperimentale è stato scelto un calcestruzzo autocompattante progettato per una resistenza a compressione cilindrica di 35MPa. La sua composizione è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 – Mix-design

Cemento R42,5 IIB LL	386 (kg/mc)
Sabbia 0-8 (60%)	1115 (kg/mc)
Ghiaio 6-10 (20%)	373 (kg/mc)
Ghiaietto 10-15 (10%)	186 (kg/mc)
Carbonato 0000 (10%)	153 (kg/mc)
DynamonSP1 (1% sul cemento)	3,8 (l/mc)
ViscofluidSCC/10 (1% sul cemento)	3,8 (l/mc)
Acqua s.s.a	176 (kg/mc)
Densità	2388 (kg/mc)
Aria inglobata	1,2 (%)
acqua/cemento	0,46

Per valutare la lavorabilità e la capacità di riempimento sono stati eseguiti lo slump-flow test e il V-funnel test (Fig.1).

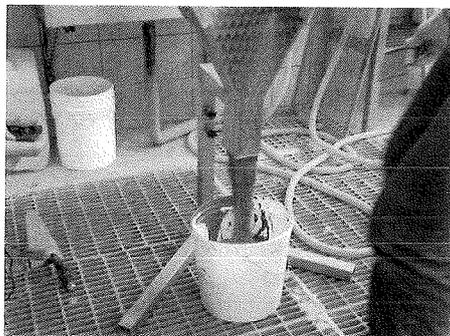
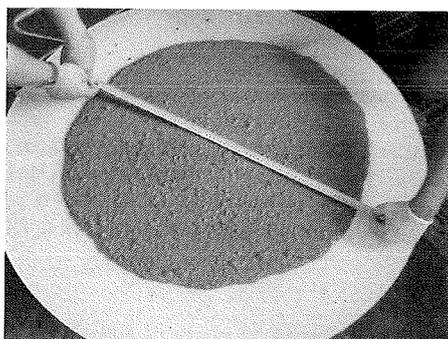


Figura 1- Slump flow test (sopra) e V-funnel test (sotto).

Le caratteristiche rilevate allo stato fresco e allo stato indurito sono sintetizzate in Tabella 2. Le proprietà meccaniche sono state valutate in termini di resistenza a

compressione (secondo UNI6132) f_{cm} su provini cilindrici (diametro 150 mm e altezza 300 mm) ed R_{cm} su provini cubici (lato di 150 mm), di resistenza a flessione f_{ctfm} (travi 100mmx100mmx400mm, secondo 12390/5), modulo elastico dinamico su provini cubici (lato 150mm, secondo UNI9524), resistenza di splitting f_{ctsm} su provini cilindrici (diametro 70mm, altezza 150mm, come definito in UNI6135) e di modulo elastico su provini cilindrici (diametro 70mm, altezza 150mm come da UNI6556). Di alcune proprietà si è valutata l'evoluzione nel tempo, fino al giorno delle prove (82 giorni), come mostrato in Tabella 2.

Tabella 2 – Proprietà del calcestruzzo fresco e indurito.

Calcestruzzo fresco					
Slump flow	760 mm				
V-funnel	8 s				
Calcestruzzo indurito					
(MPa)	24 ore	3 gg	7 gg	28 gg	82 gg
f_{cm}	17.3	28.80	34.45	35.05	-
R_{cm}	17.6	35.03	43.17	49.60	53.94
f_{ctfm}	2.57	4.39	4.55	5.39	5.99
E_d	30177	34520	37100	39756	41610
f_{ctsm}				3.88	
E				30749	

2.2 Geometria dei provini

Sono stati testati tre gruppi di provini cilindrici con immersa una barra d'acciaio ad aderenza migliorata FeB44k. Si sono considerati tre diversi diametri delle barre ($\phi 12$, $\phi 18$, $\phi 24$), mantenendo costante il rapporto tra il copriferro e il diametro della barra (≈ 9) e si è adottata un'altezza h del campione pari a 3ϕ . Per evitare il confinamento dovuto all'attrito tra il provino e il vincolo ed avere allo stesso tempo tre denti in presa (vedi Fig. 2), la lunghezza effettiva di aderenza è stata definita pari a 2ϕ . Sono stati testati tre provini per ogni tipologia.

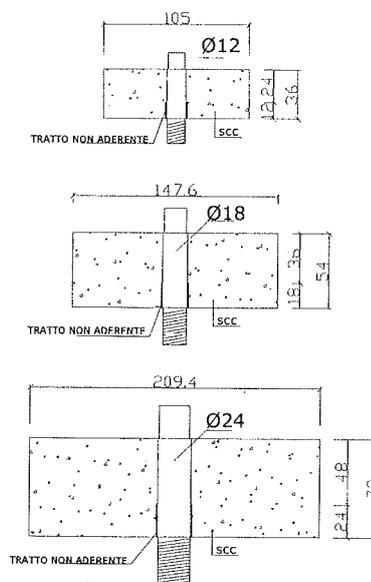


Figura 2a – Geometria del provino.

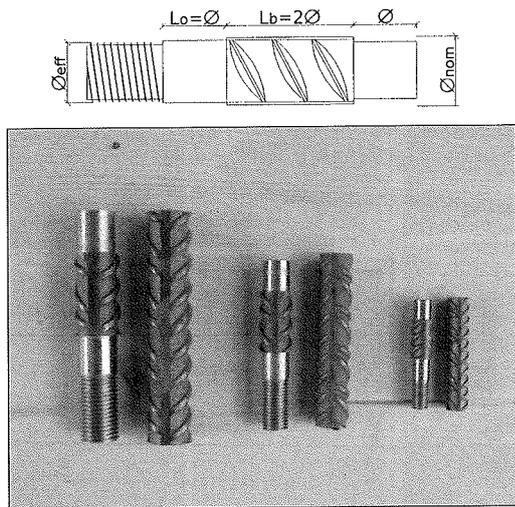


Figura 2b – Geometria delle barre.

Tabella 3 – Particolari della geometria delle barre.

	Ø12	Ø18	Ø24
Ø _{nom} (mm)	12	18	24
Ø _{eff} (mm)	10	16	22
L _b (mm)	24	36	48
L ₀ (mm)	12	18	24
h (mm)	36	54	72
Indice di aderenza	0.095	0.088	0.074

2.3 Attrezzatura sperimentale

I campioni sono stati testati con una macchina di prova INSTRON elettromeccanica da 100 kN. Quest'ultima ha una velocità minima di 2 µm/ora, tre canali di controllo di cui uno esterno e un loop di controllo chiuso con guadagno proporzionale, integrale e derivativo. Al telaio della macchina è stato aggiunto un apposito dispositivo per connettere la macchina di prova al campione (Fig. 3). Il provino è stato introdotto in un cilindro di acciaio connesso alla traversa fissa. La base del cilindro ha un foro che consente alla barra del campione di essere agganciata all'attuatore.

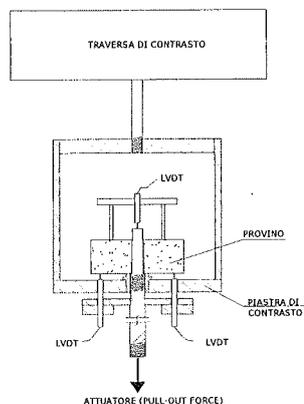


Figura 3 – Schema del dispositivo di prova.

Al fine di poter controllare la prova anche nella fase post-picco, è stato scelto come segnale di controllo la dilatazione circonferenziale del provino, misurata mediante clip-gage fissato a contrasto su un anello in alluminio coassiale al provino centrato mediante tre viti a 120°.

Un LVTD è stato posizionato all'estremo libero della barra per misurarne lo scorrimento, mentre altri due LVTD misuravano lo spostamento dell'estremo caricato. Il processo di fessurazione è stato monitorato con la tecnica del rilievo delle emissioni acustiche.

I segnali di emissione acustica generati nei provini dal processo di carico, sono stati registrati tramite trasduttori piezoelettrici (Physical Acoustics, PZT-5A) applicati sulla superficie del campione e pre-amplificati prima della registrazione. Il sistema di acquisizione dei dati consiste in quattro digitalizzatori a due canali con un indice di campionamento di 20 milioni di segnali al secondo per canale (50 nanosecondi tra due segnali consecutivi) e una risoluzione di 8-bit. Il servocomando interagisce con un personal computer attraverso un cavo GPIB e una scheda AT-GPIB. I digitalizzatori sono forniti di un impulso di comando interno, attivato ogni volta che un segnale di emissione acustica eccede il valore di soglia prestabilito. Questa soglia di ampiezza deve essere fissata in modo che il rumore ambientale non attivi il sistema. Il segnale di fine-attività del primo digitalizzatore viene inviato agli altri tre perché l'acquisizione inizi simultaneamente in tutti i digitalizzatori. Uno dei segnali di fine attività è anche inviato al sistema di acquisizione dei dati carico-spostamento per correlare le emissioni acustiche con la storia di carico.

3. Risultati sperimentali

Sono state effettuate tre serie di prove per studiare il meccanismo di aderenza nei calcestruzzi autocompattanti. In particolare si è studiato l'effetto del diametro della barra sulla tensione di aderenza e sul tipo di rottura (splitting o pull-out).

La tensione di aderenza rilevata è *media* cioè stata valutata ipotizzando una distribuzione uniforme di tale tensione lungo la lunghezza effettiva della barra. La resistenza di aderenza ottenuta per ogni provino, il valore medio e la deviazione standard sono riportati nella Tabella 4 e mostrati nella Figura 4.

Tabella 4 - Tensione di aderenza massima

	Φ12	Φ18	Φ24
Provino 1	31,65	27,09	23,11
Provino 2	27,44	27,58	26,14
Provino 3	35,11	27,26	26,98
Media (MPa)	31,40	27,31	25,41
Dev.stand. (MPa)	3,84	0,25	2,04

Si osserva una chiara dipendenza della tensione di aderenza massima dal diametro (Fig. 4), in accordo con risultati trovati da altri autori [3-5].

I valori ottenuti mostrano che il calcestruzzo SCC presenta una resistenza d'aderenza maggiore rispetto ai calcestruzzi ordinari (NSC). Inoltre, ad eccezione del provino con il diametro minore (Φ12), si è osservata una bassa deviazione standard dei risultati.

La Figura 5 mostra un confronto tra le tipiche curve tensione di aderenza–spostamento (scorrimento della barra all'estremo libero) al variare del diametro della barra.

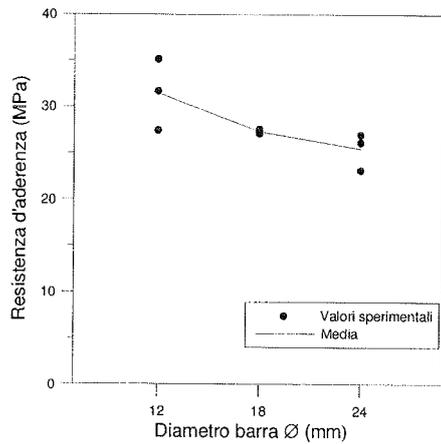


Figura 4 – Resistenza di aderenza in funzione del diametro della barra.

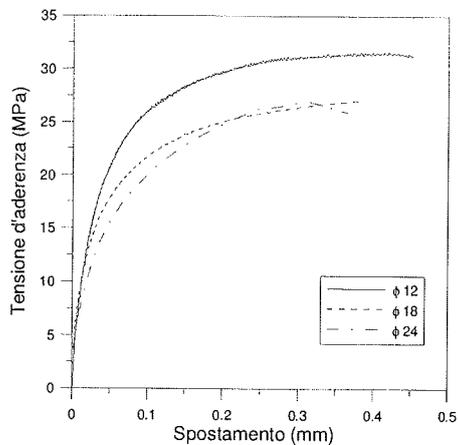


Figura 5 – Curve tensione di aderenza - spostamento.

I provini hanno mostrato una rottura mista splitting pull-out. Infatti, si è osservata una frattura improvvisa, con due o tre fessure di spacco (Fig. 6) e con il contemporaneo tranciamento dei denti di calcestruzzo. La rottura è stata estremamente fragile, per cui il controllo adottato per condurre la prova ha permesso solo in un caso di cogliere il ramo post-picco. Tuttavia, le medesime modalità di prova hanno permesso in altri studi applicati a calcestruzzi ad alte prestazioni [7,8] di cogliere il ramo softening di prove caratterizzate da rotture per splitting. Si può pertanto supporre che i calcestruzzi SCC evidenziano un comportamento particolarmente fragile, non osservato in altri calcestruzzi. La Figura 7 mostra il numero di eventi di emissione acustica ed il carico in funzione del tempo per i diametri di 12 e 18 mm. In entrambi i casi la curva del numero di eventi mostra tre rami: nel primo ramo, in cui sono stati registrati pochi eventi, l'adesione chimica governa il fenomeno, nel secondo, caratterizzato da una pendenza maggiore, inizia il fenomeno di

schacciamento dei denti di calcestruzzo.

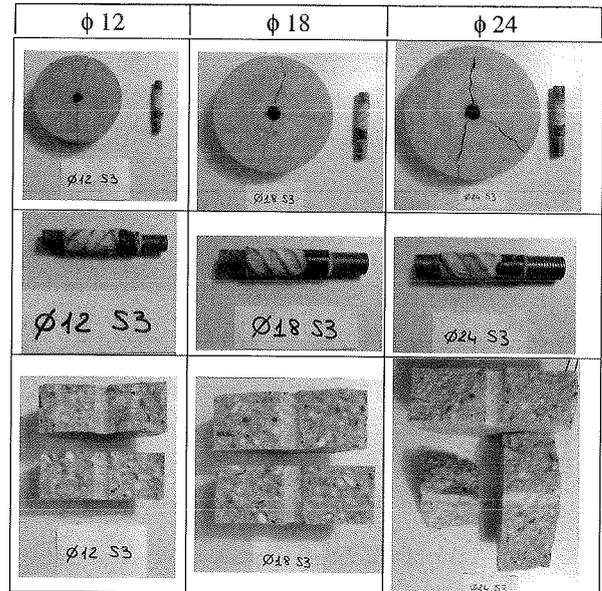


Figura 6 – Provini testati.

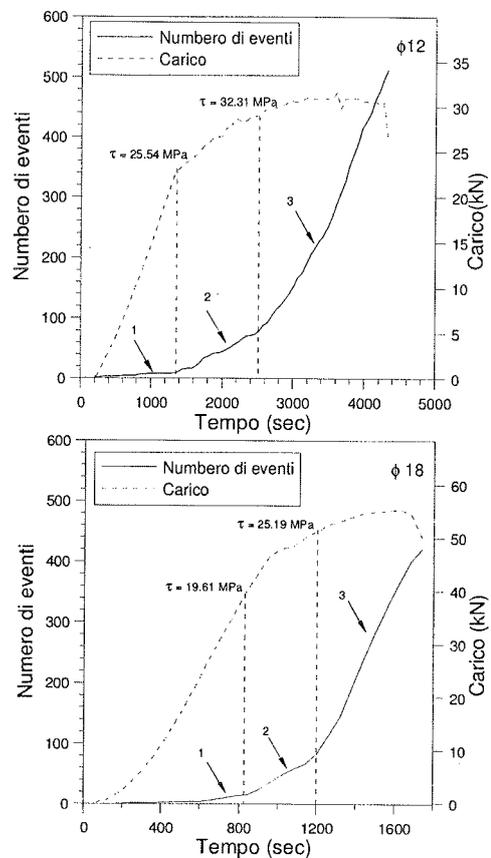


Figura 7 – Numero di eventi e carico in funzione del tempo. (Ø12 sopra e Ø18 sotto).

Nel terzo ramo, infine, l'alto numero di eventi suggerisce il progressivo tranciamento dei denti con conseguente sfilamento della barra.

Si deve notare che, per i diametri di barra considerati, la transizione tra le fasi si verifica a diversi livelli di sollecitazione (Fig. 7), mostrando una dipendenza dell'intero processo di aderenza dal diametro della barra.

4. Discussione

Dai risultati ottenuti si evince che la resistenza di aderenza del SCC è decisamente più elevata rispetto ai valori tipici del NSC, come appare evidente nella Figura 8, dove sono mostrati i risultati ottenuti nel presente programma sperimentale e alcuni risultati sul NSC e sul SCC reperibili in letteratura [3, 4, 9]. In particolare, nella Figura 8 sono riportati i rapporti tra la resistenza di aderenza e la resistenza a compressione del calcestruzzo, in funzione del diametro della barra. Tutti i risultati ottenuti per il NSC si trovano al disotto del valore di 0.4, mentre valori più elevati possono essere ottenuti mediante il confinamento dei provini [9].

I risultati ottenuti nel presente concordano con la ricerca condotta da altri autori [3] e mostrano che, anche in assenza di confinamento, il rapporto tra la tensione di aderenza e la resistenza a compressione si trova nell'intervallo tra 0.4 e 0.6.

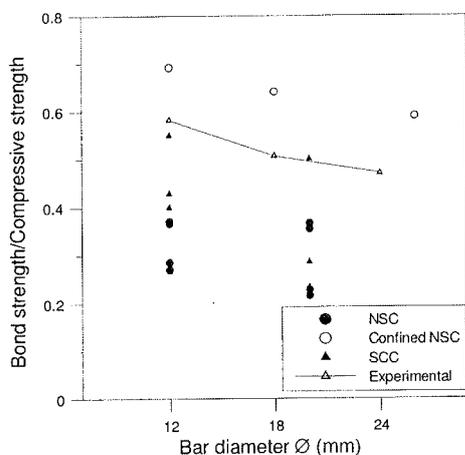


Figura 8 - Rapporto resistenza di aderenza/resistenza a compressione in funzione del diametro della barra.

Inoltre si osserva che la resistenza di aderenza diminuisce all'aumentare del diametro, tuttavia il confronto con le leggi di scala più note va eseguito con molta cautela. I fenomeni dissipativi e di concentrazione dello stato di sforzo non sono di puro taglio sui denti, ma coinvolgono la rottura per trazione taglio sui denti, ma coinvolgono la rottura per trazione "splitting" del copriferro.

Si possono comunque confrontare i valori ottenuti con la cosiddetta Size Effect Law [10-11] (Eq.1)

$$\tau_N = \frac{Bf_{ct}}{\sqrt{1 + \frac{\phi}{\phi_0}}} \quad (1)$$

in cui B è una costante adimensionale e ϕ_0 rappresenta la dimensione caratteristica, e con la Multi Fractal Size effect Law [12](Eq.2):

$$\tau_N = \sqrt{a + \frac{b}{\phi}} \quad (2)$$

in cui a rappresenta il quadrato della resistenza asintotica per diametro infinitamente grande ($\tau = 17.29\text{MPa}$), ed il rapporto b/a fornisce il diametro caratteristico ($\phi_{ch} = 27.38\text{mm}$).

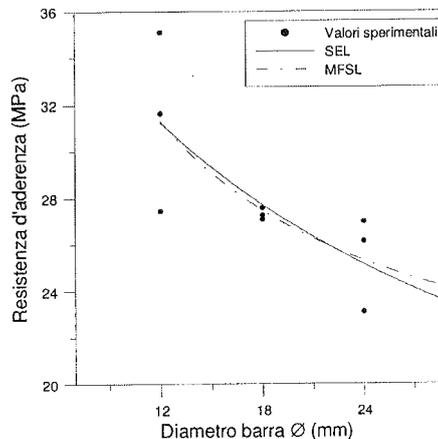


Figura 9 - Confronto tra i risultati sperimentali e SEL, MFSL.

In Figura 9 è riportato il confronto tra i risultati sperimentali ottenuti e le curve calcolate attraverso le equazioni (1), (2).

In Tabella 5 sono riportati i valori dei parametri ottenuti per le due equazioni considerate. Si osserva che la SEL meglio interpola i risultati sperimentali.

Tabella 5 - Parametri delle leggi di scala.

SEL (Eq.1)	MFSL (Eq.2)
$Bf_{ct} = 46.38 \text{ MPa}$	$a = 299.26$
$\phi_0 = 9.98\text{mm}$	$b = 8194$

5. Conclusioni

I risultati di questa ricerca hanno evidenziato alcuni aspetti riguardanti il meccanismo di aderenza acciaio-SSC:

Il calcestruzzo autocompattante mostra una resistenza di aderenza elevata rispetto al calcestruzzo normale.

Il ricoprimento di calcestruzzo considerato (4.5ϕ) non impedisce la rottura per splitting; un confinamento risulta quindi necessario per ottenere una rottura dell'accoppiamento per pull-out.

Sebbene si sia scelto un segnale di controllo adeguato [7,8], non è stato possibile controllare la fase post-picco (ad eccezione di una prova).

La resistenza di aderenza aumenta al diminuire del diametro della barra.

Ringraziamenti

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito di una ricerca sui calcestruzzi autocompattanti cofinanziata dal MIUR e da CTG Italcementi Group, Gecofin, e AV Strutture. Si ringrazia la ditta MAPEI ed in particolare l'Ing. Luigi Coppola per la preparazione dei provini e la messa a punto del mix-design.

Bibliografia

- [1] COLLEPARDI M., BORSOI A., COLLEPARDI S., SIMONELLI F., TROLI R., 2003, 3-self-concrete (3SC): la prossima sfida Parte I – Calcestruzzo autocompattante: produzione, messa in opera e prescrizioni, ENCO Journal, 24, pp.15-21.
- [2] CEB BULLETIN, 2000, Bond modelling including pull-out and splitting failure, CEB Task Group 4/2, 10, 102pp.
- [3] ZHU W. e BARTOS P.J.M., 2002, Micromechanical properties of interfacial bond in Self Compacting Concrete, Proc. of RILEM Int. Symp. "Bond in Concrete—from research to standards ", Budapest, pp.387-394;
- [4] SONEBI M. e BARTOS P.J.M., 2002, Bond behavior and pull-out test of Self Compacting Concrete, Proc. of RILEM Int. Symp. "Bond in Concrete—from research to standards ", Budapest, pp.511-519;
- [5] SONEBI M. e BARTOS P.J.M., 1999, Hardened SCC and its Bond with Reinforcement, Proc. of RILEM Symp. of Self-Compacting Concrete; Editors: Skarendahl A. and Petersson Ö., Stockholm, pp.275-289;
- [6] LORRAIN M. e DAOUD A., 2002, Bond in Self-Compacting Concrete, Proc. of RILEM International Symposium "Bond in Concrete – from research to standards ", Budapest, pp.529-536;
- [7] CATTANEO S. e ROSATI G., 2000, Bond and splitting in high performance fiber reinforced concrete, 5th RILEM Symp. on fiber-reinforced Conc., Lyon-France, pp.567-576;
- [8] CATTANEO S., 2001, Effect of fiber-reinforcement on steel to concrete bond in HPC, EUROMAT 2001, Rimini – Italy.
- [9] BAMONTE P., CORONELLI D., GAMBAROVA P.G., 2002, Size effect in high-bond bars, Proceedings of RILEM International Symposium "Bond in Concrete—from research to standards ", Budapest, pp.43-52;
- [10] BAZANT Z.P. e DESMORAT R., 1994, Size Effect in Fiber or Pull-out with interface softening slip, ASCE – Journal of Engineering Mechanics, Vol.120, No.9, pp.1945-1962;
- [11] BAZANT Z.P. e SENER S., 1988, Size Effect in Pull-out Tests" ACI–Mat. Journal, Vol.85, No.5, pp.347-351;
- [12] CARPINTERI A., 1994, Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties. Mech Mater, 18:89–101.

ANCORAGGI POST-INSERITI IN CALCESTRUZZI AD ALTE PRESTAZIONI E FIBRORINFORZATI

Sara Cattaneo¹, Gian Luca Guerrini²

¹ Ricercatore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Milano.

² Ricercatore, C.T.G., Italcementi Group, Direzione Laboratori, Bergamo.

SOMMARIO

Si analizza il comportamento di ancoraggi chimici e meccanici inseriti in calcestruzzi ad alte prestazioni, con differenti caratteristiche di resistenza e fragilità, in base alle risultanze sperimentali di prove di trazione diretta. Le variabili considerate sono state la classe di calcestruzzo (C75 e C90), la presenza o meno di fibre in acciaio (1% in volume) e la profondità di posa. Particolare attenzione è stata posta sull'influenza delle fibre e della profondità di ancoraggio sulle curve di risposta carico-spostamento e sul quadro fessurativo osservato. Si è rilevato che la profondità di posa influenza notevolmente sia la resistenza che il comportamento post picco, mentre la presenza di fibre metalliche modifica il comportamento in fase di rottura ed il quadro fessurativo.

In particolare per quanto riguarda gli ancoraggi chimici è mostrato che una riduzione della profondità di posa del 30% determina una rottura lato acciaio, e solo con una riduzione del 55% si osserva la rottura con formazione del cono di calcestruzzo. Nel caso di ancoraggi ad espansione si è osservato che il confronto tra i risultati ottenuti ed i dati forniti dal produttore per calcestruzzo normale (C20/25) mostra che un calcestruzzo ad alte prestazioni consente un apprezzabile incremento, compreso tra il 30% e il 50%, del carico di picco.

I risultati ottenuti vengono discussi e confrontati con previsioni normative già suggerite in sede internazionale.

SUMMARY

The mechanical behavior of bonded and expansion anchor bolts embedded in high performance concrete, with and without steel microfibers, were studied performing tensile tests.

Compressive strength, addition of fibers and embedment length were adopted as major factors. In particular, the failure behavior was studied with reference to the embedment length and to fibers added to the matrix. The embedment length influences the results both in terms of strength and ductility, while fibers strongly affect the post-peak behavior and the failure pattern.

Regarding bonded anchors, it is shown that in high performance fiber reinforced concrete members, a reduction of the nominal embedment length of about 30% leads to steel failure, while a reduction of about 55% leads to concrete (cone-type) failure. In addition, for expansion anchors a comparison between the results and the strength given by the producer for a normal strength concrete (C20-25) shows that high-performance concrete leads to a significant increase in the strength between 30% and 50%.

Finally, a comparison between standard equations suggested in the literature and experimental results is also provided.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni ha avuto un grande sviluppo [1]. Esigenze di applicazione di carichi, necessità di elementi di collegamento fra diversi elementi in calcestruzzo armato, richieste di flessibilità nel processo costruttivo, hanno contemporaneamente portato ad un ampio utilizzo di ancoranti post-inseriti. In questo ambito, sono assai limitate le indagini mirate ad accertare l'efficacia e ad evidenziare le potenzialità dell'accoppiamento calcestruzzo ad alte prestazioni- ancoraggi post-inseriti. Lo dimostrano le indicazioni fornite da produttori e le prescrizioni normative esistenti supportate in genere da una estesa sperimentazione condotta con calcestruzzi di normale resistenza.

Tuttavia non è noto se l'impiego delle leggi di previsione

proposte in letteratura e nei codici normativi [2-7] sia valido anche per tali classi di calcestruzzi.

In questo lavoro si discute il comportamento di ancoraggi chimici ed ad espansione infissi in calcestruzzi ad alte prestazioni, di differenti caratteristiche di resistenza e fragilità, in base alle risultanze sperimentali di prove di trazione diretta. Le variabili considerate nella sperimentazione sono state la classe di calcestruzzo, la presenza o meno di microfibre di rinforzo di acciaio disperse nella matrice cementizia e la profondità di posa. Vengono illustrati e discussi le curve di risposta carico-spostamento ed i quadri fessurativi osservati.

In particolare si sono confrontati i risultati ottenuti con i dati forniti da un produttore di ancoraggi per un calcestruzzo normale (C20/25) e con previsioni normative già suggerite in sede internazionale.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Nell'indagine sperimentale sono stati utilizzati due composizioni di base, progettate per una resistenza a compressione a 28 giorni di 75 e 90 MPa. Per ogni classe di resistenza sono stati inoltre considerati due impasti, uno senza ed uno con microfibre di rinforzo in acciaio, per un totale di quattro impasti. I mix-design e la resistenza media in compressione alla data delle prove sono riportati in Tabella 1.

La resistenza a compressione è stata valutata su cilindri di diametro 100 mm e altezza 200 mm (almeno 3 per ogni tipo calcestruzzo).

Tabella 1 – Mix-design.

MIX-DESIGN	C75	C75F	C90	C90F
Cemento CEM I 52,5 R (kg/m ³)	380	380	405	405
Cenere volante (kg/m ³)	60	60	//	//
Microsilice in slurry al 50% (kg/m ³)	//	//	90	90
Totale sabbia + aggregati (kg/m ³)	1905	1905	1920	1920
Superfluidificante acrilico (l/m ³)	5.5	7	10	12
Acqua (l/m ³)	150	150	80	80
Fibre acciaio (kg/m ³)	//	50	//	70
f_{cm} (MPa)	96.2	98.3	100.5	119.5
Deviazione Standard (MPa)	2.45	6.80	1.56	4.13

Le prove sono state realizzate su blocchi di calcestruzzo di dimensioni 1.25m x 1.25m x 0.30m, nei quali erano inseriti diversi ancoraggi posizionati in modo tale da non creare interferenza tra loro.

Sono stati considerati ancoraggi ad espansione a torsione controllata ed ancoraggi chimici.

In entrambi i casi si è considerato un diametro di 12 mm.

Gli ancoraggi meccanici presentavano una resistenza caratteristica ultima f_{uk} pari a 640 MPa e resistenza allo snervamento f_{yk} di 544 MPa.

L'installazione è avvenuta seguendo le istruzioni del produttore con diametro della punta del trapano pari a 12 mm. Al fine di valutare l'efficacia del calcestruzzo, anche per affondamenti minori rispetto a quelli usuali, si sono considerate 3 diverse profondità di foro h_1 : 95 mm (indicato dal produttore), 75mm e 60 mm. I corrispondenti affondamenti effettivi h_{ef} (Figura 1) risultano 68 mm, 48 mm e 33 mm, rispettivamente. La coppia di serraggio applicata è stata pari a 60Nm.

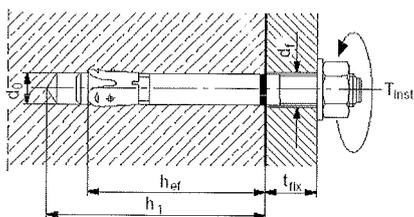


Figura 1 – Geometria dell'ancoraggio

Nel caso di ancoraggi chimici invece, la connessione è stata realizzata mediante una barra filettata di diametro 12mm

(resistenza ultima caratteristica f_{uk} pari a 500 MPa e resistenza allo snervamento f_{yk} pari a 400 MPa) e adesivo di tipo epossidico, iniettato con pistola bicomponente e miscelatore fornito dal produttore, in un foro di diametro 14mm. Il foro è stato realizzato in calcestruzzo asciutto, pulito con scovolino e pompetta in accordo con le prescrizioni del produttore, applicando una coppia di serraggio di 60Nm. La posa è avvenuta a temperatura di circa 20°C.

Anche in questo caso sono state assunte tre diverse profondità di posa: 110mm (profondità di posa nominale fornita dal produttore), 75mm and 50mm.

Per gli affondamenti ridotti sono stati effettuati almeno tre test, mentre per la profondità di posa nominale è stato effettuato almeno un test.

Lo schema del sistema di prova è mostrato in Figura 2. Il carico è stato applicato mediante due martinetti idraulici con traversa di contrasto. L'appoggio è stato realizzato mediante appoggi sferici, mentre il tassello è stato agganciato mediante una biella. Le prove sono state condotte in controllo di carico e gli spostamenti sono stati misurati mediante due trasduttori induttivi (LVDT) posizionati simmetricamente rispetto all'asse dell'ancoraggio ad una distanza di 35cm. Tutte le misure sono state acquisite elettronicamente mediante centralina di acquisizione HBM Spider 8.

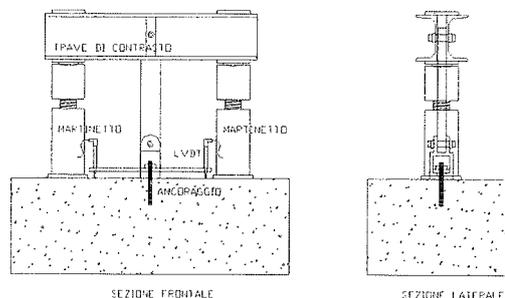


Figura 2 – Sistema di prova

3. RISULTATI SPERIMENTALI

3.1 Ancoraggi ad espansione

In funzione della profondità di posa e del tipo di calcestruzzo, sono stati osservati tre principali tipi di rottura:

- Sfilamento (S) con snervamento e rottura della camicia d'acciaio (Fig. 3a);
- Rottura mista con sfilamento e formazione del cono di calcestruzzo (CS) (Fig. 3b);
- Rottura della camicia d'acciaio, ed infine rottura con formazione del cono di calcestruzzo (C) (Fig.3c).

In Tabella 2, per ogni tipo di calcestruzzo e per i diversi affondamenti considerati, sono riportati il valore del carico massimo, la deviazione standard e il tipo di rottura osservato. Il codice di prova sintetizza il calcestruzzo utilizzato e la profondità di posa. Un carico medio di 35.2 kN è indicato dal produttore per un calcestruzzo C20/25 ed una profondità di foro di 95 mm. Come si può rilevare, l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni porta ad un notevole incremento di carico (Fig. 4). Solo riducendo la profondità di posa a 75 mm, i valori del carico massimo sono risultati analoghi a quelli forniti dal produttore per calcestruzzo ordinario, ad eccezione

del calcestruzzo C90F, per il quale sono stati ottenuti carichi massimi simili per gli affondamenti di 75 mm e 95 mm.

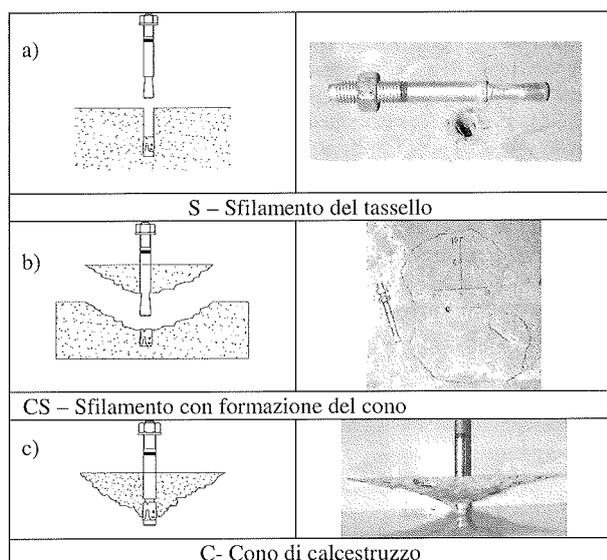


Figura 3- Modalità di rottura- ancoraggi ad espansione

Tabella 2- Carico ultimo e modalità di rottura

Codice	Affondamento (mm)	Tipo di rottura	Carico medio (kN)	S.D. (kN)
C75				
EXP-75-60	60	C	35.23	4.02
EXP-75-75	75	C	33.46	3.93
EXP-75-95	95	C	51.58	
C75F				
EXP-75F-60	60	CS/C	24.15	0.54
EXP-75F-75	75	CS/C	36.50	3.38
EXP-75F-95	95	S	51.54	
C90				
EXP-90-60	60	C	28.34	0.63
EXP-90-75	75	C	37.53	2.23
EXP-90-95	95	CS	48.10	
C90F				
EXP-90F-60	60	C	30.13	0.75
EXP-90F-75	75	S/CS	51.41	3.72
EXP-90F-95	95	S	53.07	

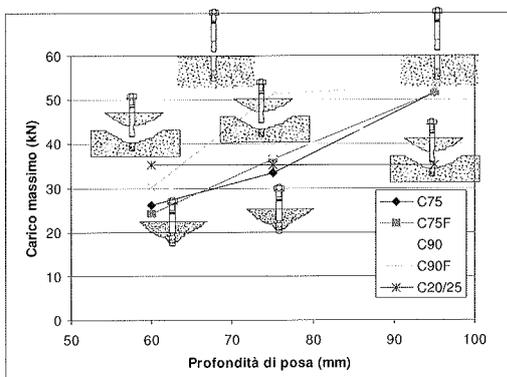


Figura 4 - Carico massimo in funzione della profondità di posa - Ancoraggi ad espansione.

3.2 Ancoraggi chimici

In funzione della profondità di affondamento e del tipo di calcestruzzo, si sono osservati due differenti modi di rottura: il cedimento dell'ancoraggio in acciaio per snervamento e rottura della barra filettata (S) e la rottura per formazione del cono di calcestruzzo (C), Figura 5a e 5b.

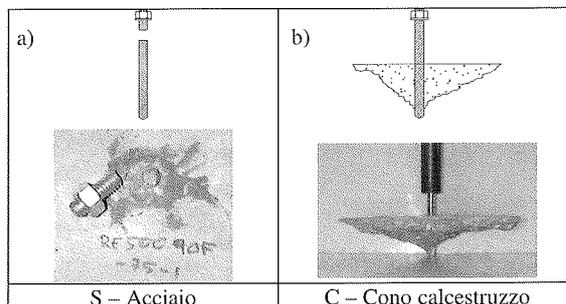


Figura 5 - Modalità di rottura- ancoraggi chimici.

Nella Tabella 3 sono riportati i risultati per ciascun tipo di calcestruzzo e per ogni profondità di affondamento: nel codice della prova il primo numero si riferisce al tipo di calcestruzzo, mentre il secondo indica la profondità di affondamento. Nella Tabella sono riportati le modalità di rottura, il carico medio ultimo e la relativa deviazione standard.

Tabella 3 - Carico ultimo e modalità di rottura

Codice	Affondamento (mm)	Tipo di rottura	Carico medio (kN)	S.D. (kN)
C75				
BD-75-50	50	C	35.23	1.73
BD-75-75	75	C/S	63.39	2.13
BD-75-110	110	S	61.88	
C75F				
BD-75F-50	50	C	43.19	1.09
BD-75F-75	75	S	62.89	0.28
BD-75F-110	110	S	54.22	
C90				
BD-90-50	50	C	44.59	1.34
BD-90-75	75	C/S	60.44	5.29
BD-90-110	110	S	60.12	
C90F				
BD-90F-50	50	C	50.67	2.49
BD-90F-75	75	S	60.77	6.17
BD-90F-110	110	S	64.68	

Come riferimento, il produttore dell'ancorante indica un carico medio ultimo di 57.6 kN per un calcestruzzo classe C20/25, associato ad una rottura per cedimento dell'ancoraggio (lato acciaio). In effetti, per la profondità di affondamento prescritta (110 mm) sono state osservate rotture lato acciaio con valori di carico medio ultimo molto simili.

Nel calcestruzzo ad alte prestazioni si ottengono risultati analoghi per profondità di affondamento minori (75 mm), come si vede in Figura 6, che mostra i valori di carico medio ultimo in funzione della profondità di affondamento, per ogni tipo di calcestruzzo. E' evidente che quando si verifica il cedimento dell'acciaio, la classe di resistenza del calcestruzzo non influenza i risultati.

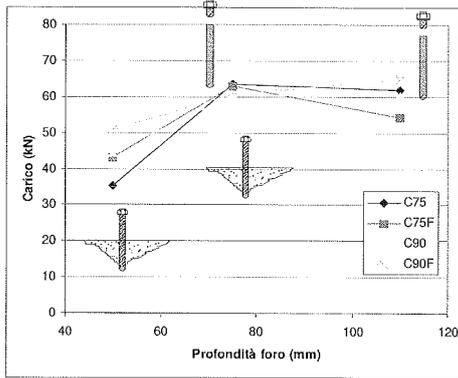


Figura 6 – Carico massimo in funzione della profondità di posa- ancoraggi chimici.

In tutte le prove condotte su calcestruzzi fibrorinforzati (sia il C75F che il C90F) e con una profondità di affondamento di 75 mm, è stata osservata la rottura dell'acciaio, mentre nel calcestruzzo senza fibre si sono rilevati sia cedimento dell'acciaio, sia la rottura con formazione di cono, con valori comunque analoghi di carico ultimo (Figura 6). Riducendo la profondità di affondamento a 50 mm, si è osservata la rottura con formazione del cono cui è corrisposta una riduzione del carico medio ultimo (Figura 6).

4. DISCUSSIONE

4.1.1 Ancoraggi ad espansione

In Figura 7 sono riportati per ogni tipo di calcestruzzo le curve carico spostamento per i diversi affondamenti considerati.

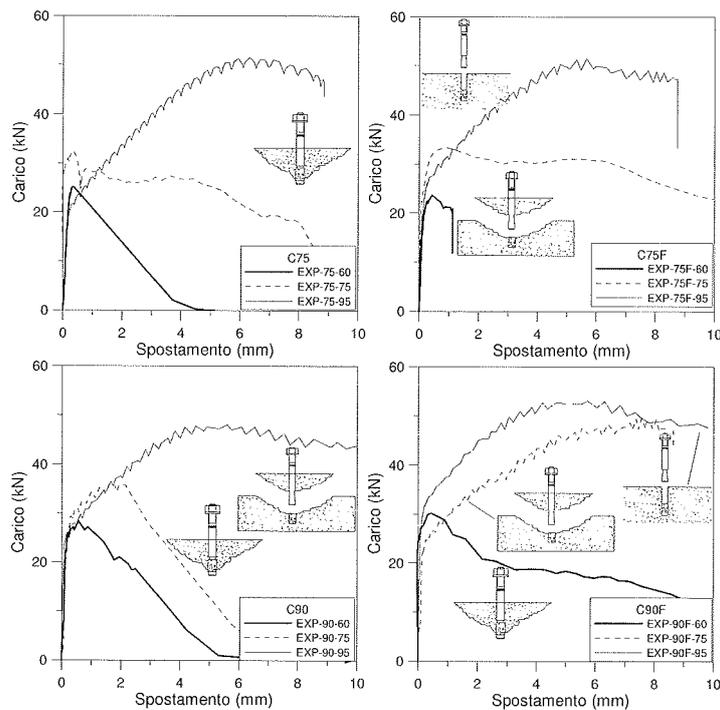


Figura 7- Curve carico spostamento: confronto per diversi affondamenti a parità di calcestruzzo- ancoraggi ad espansione

Per tutti i calcestruzzi l'affondamento nominale (95 mm) ha mostrato il carico maggiore ed un ampio ramo non lineare prima del raggiungimento del carico di picco. Ad una riduzione di affondamento è sempre stato associato un decremento del carico massimo ed un comportamento tendenzialmente più fragile. Viceversa, con calcestruzzo C90F si è osservato un comportamento analogo per gli affondamenti di 75 mm e 90 mm. Confrontando infatti per ogni calcestruzzo la variazione percentuale tra il carico per il dato affondamento ed il carico ottenuto per affondamento nominale (95 mm) (Figura 8), si osserva che per il calcestruzzo C90F si ottiene il 97% del carico. Viceversa per gli altri calcestruzzi si sono misurati carichi compresi tra il 65% e il 78%. Per affondamento pari a 60 mm si sono ottenuti infine carichi tra il 47% e il 59%.

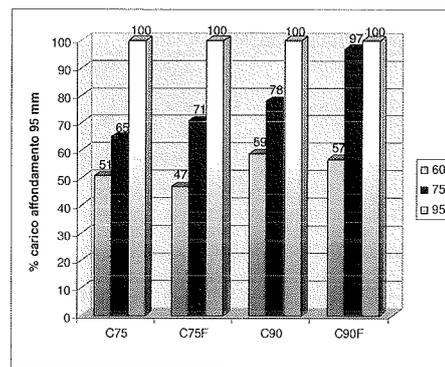


Figura 8 – Percentuale del carico massimo rispetto a quello ottenuto per affondamento 95mm – ancoraggi ad espansione.

4.1.2 Ancoraggi chimici

Nella Figura 9 sono riportate le tipiche curve carico-spollamento per ogni tipo di calcestruzzo e per differenti profondit  di posa.

Una riduzione pari al 30% della profondit  prescritta porta al cedimento dell'acciaio o ad una rottura con formazione del cono, evidenziando un comportamento globale simile a quello osservato nel riferimento (affondamento 110mm).

Con una riduzione della profondit  del foro pari al 55% si osserva una rottura con formazione del cono, con una riduzione del carico ultimo e, in alcuni casi, rottura fragile.

4.2 Influenza della resistenza a compressione del calcestruzzo

4.2.1 Ancoraggi ad espansione

La Figura 10 mostra la percentuale del carico ultimo rispetto al carico fornito dal produttore per calcestruzzo C20/25 e affondamento 95 mm (a) e il carico ottenuto per calcestruzzo C90F per ogni affondamento (b).

Ovviamente il confronto con calcestruzzo C20/25 si dovrebbe effettuare solo con affondamenti pari a 95 mm, tuttavia   evidente come utilizzando calcestruzzi ad alte prestazioni l'affondamento di 75 mm porta a valori di carico notevoli (variazioni tra il 95% e il 146%). Confrontando i risultati tra calcestruzzi ad alte prestazioni (come gi  evidenziato in Fig. 4) si osserva che per l'affondamento nominale di 95 mm la resistenza in compressione del calcestruzzo non influenza in modo sostanziale i risultati.

Infatti (Fig.10b) vi   una riduzione solo del 9% per il calcestruzzo C90 e di circa il 3% per i calcestruzzi C75 e

C75F. Per tutte le profondit  di posa considerate si   comunque osservato che il calcestruzzo C90F ha portato ai valori di carico maggiori. Infatti per affondamento 75 mm si   osservato un carico ridotto al 65% per il calcestruzzo C75, mentre per affondamenti pari a 60 mm, le variazioni di carico rilevate variano dall'80% per C75F al 94% per C90.

4.2.2 Ancoraggi chimici

La Figura 11 evidenzia che quando si verifica la rottura lato acciaio, le classi di resistenza del calcestruzzo non influenzano il carico ultimo. Comunque, se   necessario avere una profondit  di posa ridotta, con conseguente rottura per formazione del cono di calcestruzzo, la classe di resistenza pu  incidere in modo significativo sui risultati (Figura 6).

Nella Figura 11a   riportata la percentuale di carico ultimo ottenuto per rottura con formazione del cono (affondamento 50mm) rispetto al carico ultimo dichiarato dal produttore (rottura lato acciaio - profondit  110 mm) per i diversi tipi di calcestruzzo. La riduzione del carico ultimo varia dal 12% circa per il calcestruzzo con fibre C90F a circa il 39% per il calcestruzzo C75. I migliori risultati sono stati ottenuti con il calcestruzzo con fibre C90F.

Per questo motivo, la Figura 11b mostra la percentuale di carico ultimo ottenuta rispetto a quello relativo al calcestruzzo C90F, per i differenti tipi di calcestruzzo. I peggiori risultati sono stati ottenuti con il C75, per il quale si ha una riduzione del 30% circa.

Aggiungendo fibre allo stesso calcestruzzo, si   osservato un deciso miglioramento delle prestazioni, con valori di carico ultimo simili a quelli relativi al calcestruzzo senza fibre C90.

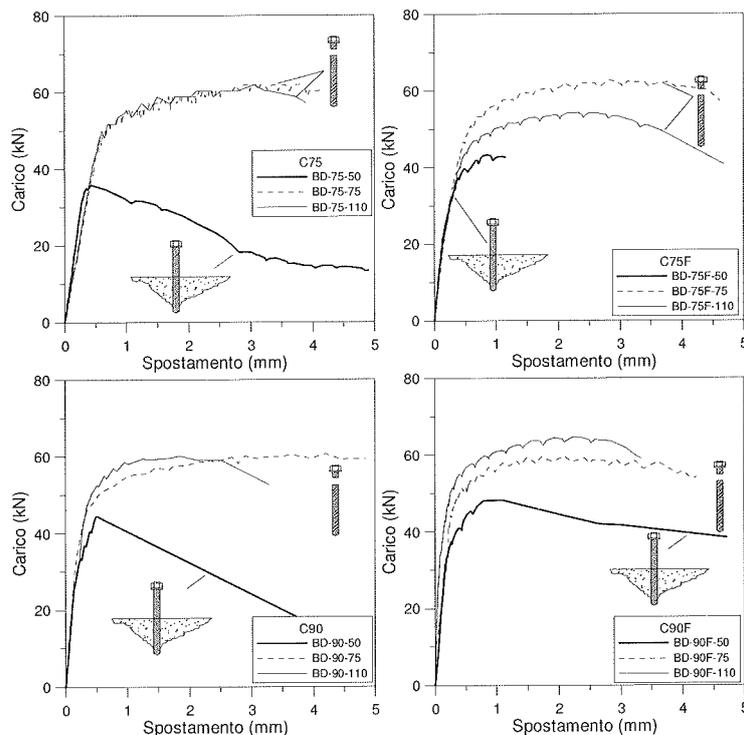


Figura 9 – Curve carico-spollamento per tipologia di calcestruzzo: diverse profondit  di posa.

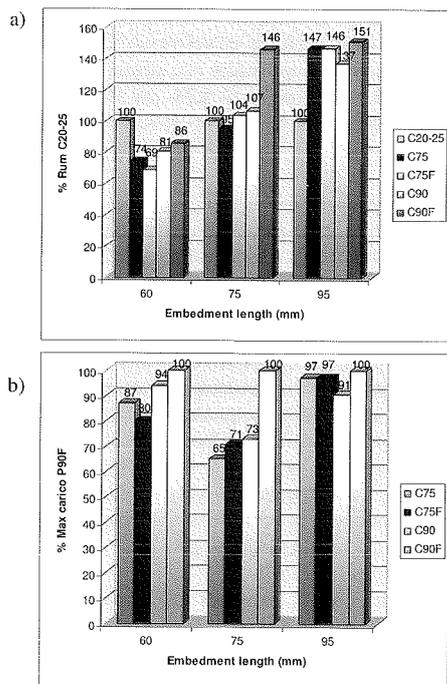


Figura 10 – Percentuale del carico massimo rispetto al carico per calcestruzzo C20/25 (a) e C90F (b)- anc. ad espansione.

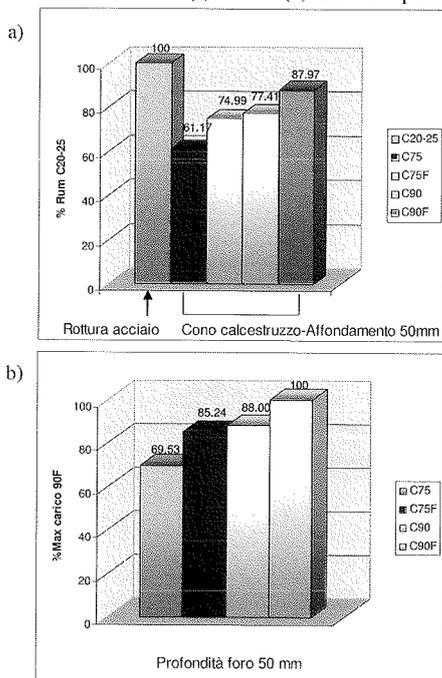


Figura 11 – Percentuale del carico ultimo rispetto a quello C20/25 (a) - Percentuale del carico ultimo rispetto al carico ottenuto per C90F (b)- ancoraggi chimici.

4.3 Influenza delle fibre

4.3.1 Ancoraggi ad espansione

Come già osservato in precedenza, le prestazioni migliori sono state rilevate con calcestruzzo C90F. Tuttavia è interessante approfondire, per la stessa classe di calcestruzzo, l'influenza che hanno fibre di rinforzo sia sul carico ultimo sia sul comportamento globale del sistema ancoraggio-calcestruzzo. In Figura 12 è mostrato la percentuale del carico ultimo ottenuto per calcestruzzo senza fibre, rispetto a quello ottenuto per calcestruzzo con fibre per C75 (a) e C90 (b).

Per calcestruzzo C75 le fibre non influenzano in modo significativo il carico ultimo; si rileva infatti un incremento per l'affondamento di 75 mm, ed un decremento per una profondità di 60 mm. Per calcestruzzo C90 invece le fibre in acciaio hanno un'influenza maggiore sul carico ultimo. Le curve carico-spostamento evidenziano, prima del carico di picco, un'ampia fase non lineare (Fig. 13), seguita da notevoli capacità deformative nella fase di rottura. Decisamente più fragile è stata la risposta dei campioni senza fibre che hanno evidenziato spostamenti ultimi, al completo rilassamento del carico, notevolmente ridotti. Le fibre mostrano un significativo effetto sul quadro fessurativo e sulla dimensione del cono di rottura. In Fig. 14 sono mostrati coni ottenuti per calcestruzzo senza fibre (a) e calcestruzzo con fibre (b). Gli schemi del quadro fessurativo, in scala, evidenziano che con calcestruzzi fibrinforzati, si formano coni di dimensione ridotta, che manifestano anche fessure di splitting. In entrambi i casi il cono si sviluppa partendo dalla punta dell'ancoraggio.

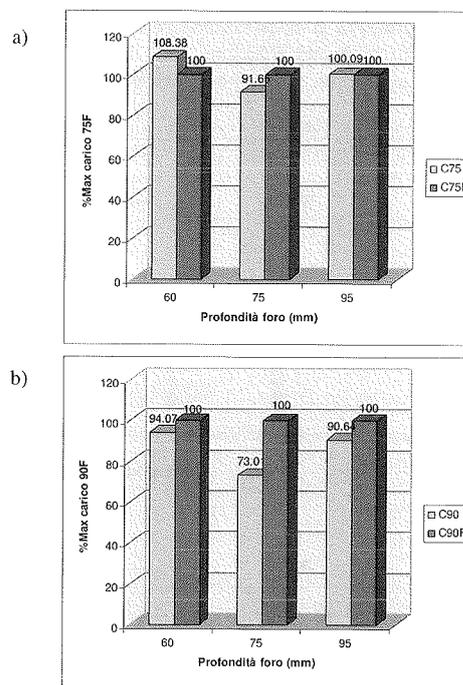


Figura 12 - Percentuale del carico massimo rispetto al carico per calcestruzzo C75F (a) e C90F (b) - anc. ad espansione.

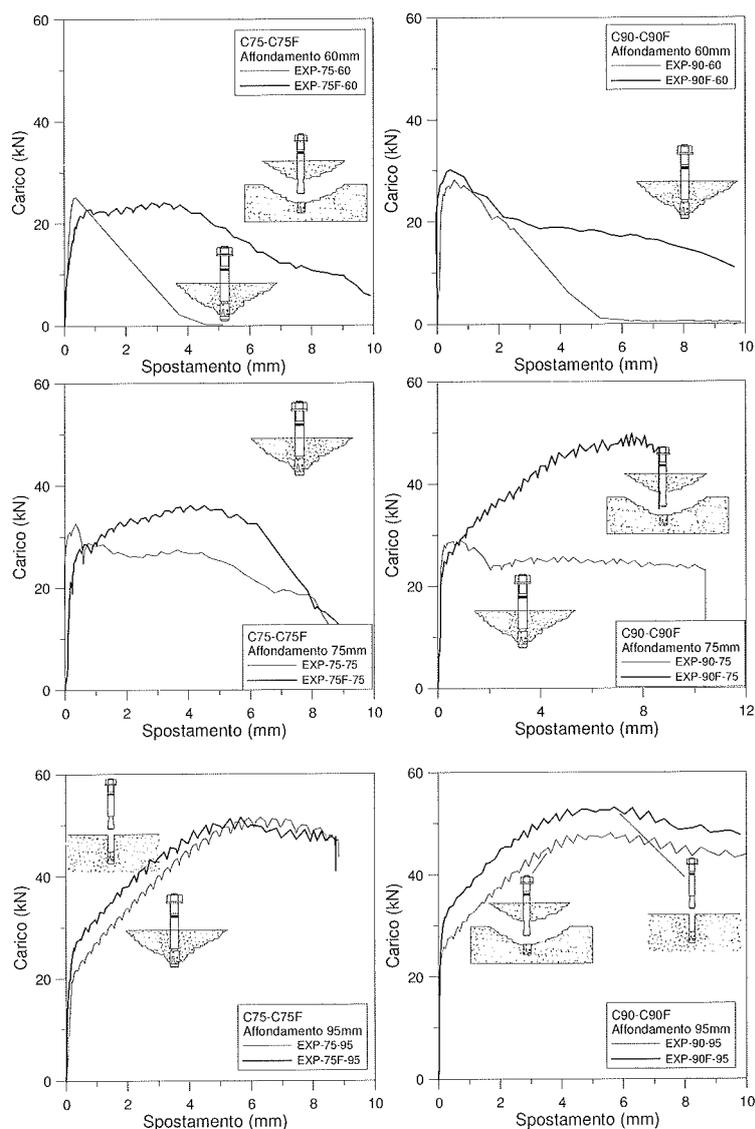


Figura 13 – Curve carico-spostamento: Confronto tra calcestruzzi con e senza fibre

4.3.2 Ancoraggi chimici

Come già osservato in precedenza, le migliori prestazioni sono state ottenute con il calcestruzzo con fibre C90F.

Comunque, è interessante valutare l'influenza delle fibre sul carico ultimo e sul comportamento globale, a parità di classe di resistenza del materiale.

La Figura 15 mostra la percentuale di carico ultimo raggiunto dal calcestruzzo senza fibre, rispetto al carico ultimo ottenuto aggiungendo fibre, per i due calcestruzzi di classe C75 (a) e C90 (b). In entrambi i casi, è stato osservato un miglioramento del carico ultimo con l'aggiunta di fibre, soprattutto nel caso del calcestruzzo C75.

Le curve carico-spostamento riportate in Figura 16 mostrano, per i calcestruzzi con fibre una notevole fase non lineare prima del picco di carico.

Inoltre, le fibre influenzano anche il quadro fessurativo e le dimensioni del cono. Nella Figura 17 sono mostrati due coni, rispettivamente di un calcestruzzo senza (a) e di uno con fibre (b). I quadri fessurativi sono in scala, per cui si può osservare chiaramente che il cono relativo al calcestruzzo contenente fibre è più piccolo. Inoltre, nel calcestruzzo senza fibre, il cono si sviluppa partendo dall'apice della barra filettata, mentre nel calcestruzzo fibrorinforzato il cono di rottura è associato ad uno sfilamento (pull out) parziale della barra di circa 10-15 mm, Figura 17). Questo secondo tipo di rottura si verifica in genere ad una profondità di affondamento maggiore, per cui nel caso del calcestruzzo fibrorinforzato si potrebbe diminuire ulteriormente la profondità di posa.

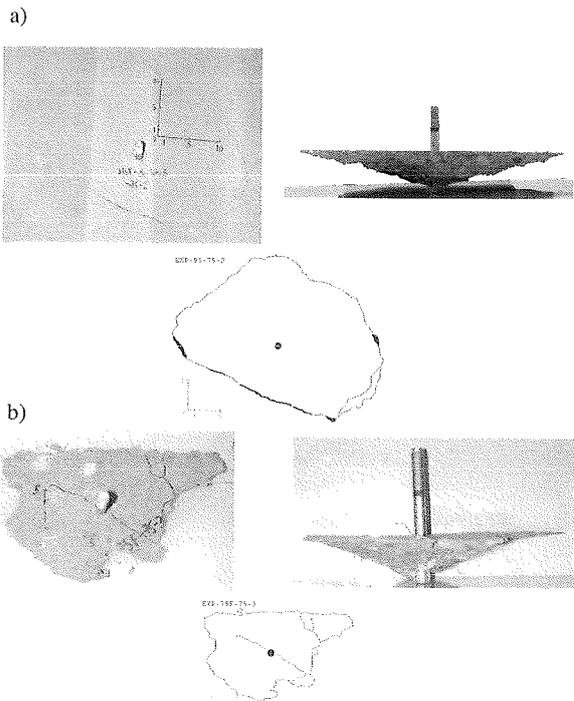


Figura 14 – Coni e quadri fessurativi per calcestruzzo senza (a) e con fibre (b)- ancoraggi ad espansione.

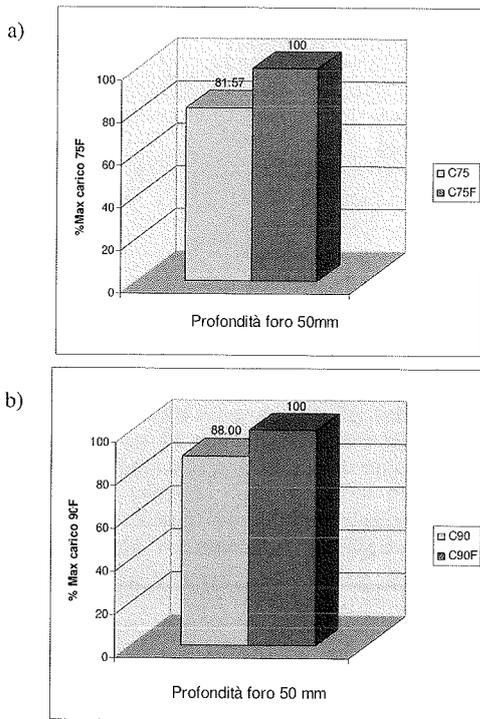


Figura 15 - Percentuale del carico ultimo del calcestruzzo senza fibre rispetto al carico ottenuto per calcestruzzo fibrorinforzato C75 (a) C90 (b) – ancoraggi chimici.

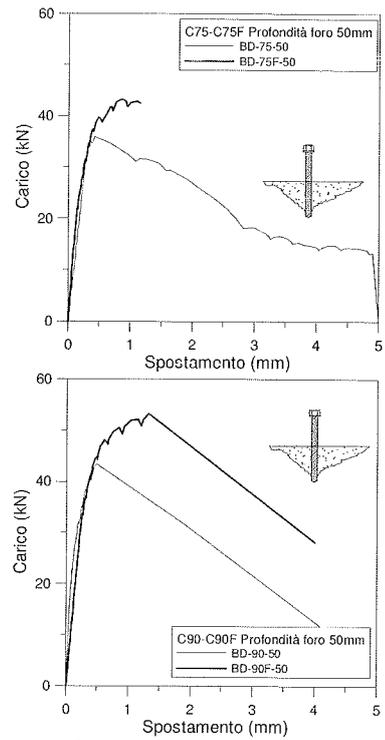


Figura 16 – Curve carico-spostamento: confronto tra calcestruzzo con e senza fibre- ancoraggi chimici.

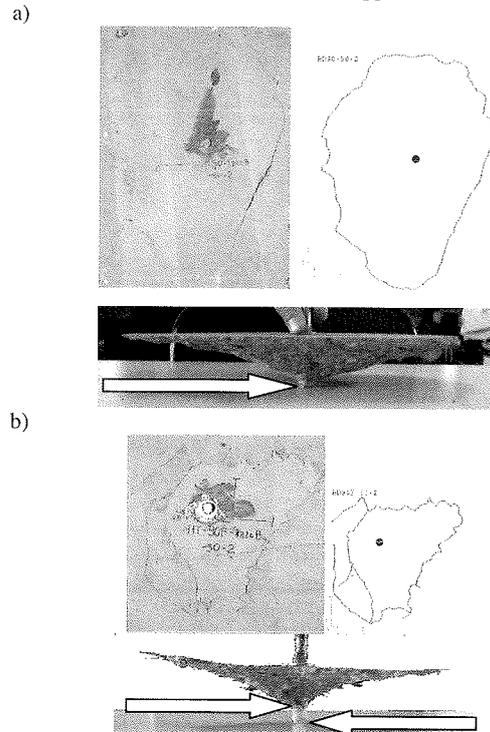


Figura 17 – Quadri fessurativi e coni per calcestruzzo senza (sopra) e con (sotto) fibre- ancoraggi chimici.

5. CONFRONTO FRA RISULTATI SPERIMENTALI E MODELLI PREVISIONALI

La tipologia di rottura di un ancoraggio, sia esso chimico o meccanico, è influenzata da molteplici fattori. I più significativi sono ovviamente quelli legati alle caratteristiche dei materiali (resistenza dell'acciaio, del calcestruzzo e della resina per ancoraggi chimici), ed alla geometria (profondità di posa e diametro della barra).

Nel caso di ancoraggi chimici è noto che [9,11], a parità di caratteristiche meccaniche dei materiali, al variare della profondità di posa si possono osservare tipologie di rottura diverse, passando dalla classica rottura con formazione del cono per affondamenti piccoli, ad una rottura mista con cono di calcestruzzo e sfilamento della barra, per affondamenti crescenti, fino alla rottura dell'acciaio.

Per quest'ultima il carico di rottura è facilmente calcolabile conoscendo il diametro del tassello e le caratteristiche dell'acciaio, mentre per le prime due tipologie di collasso i parametri in gioco rendono decisamente più complesso il calcolo del carico ultimo. Nel caso di ancoraggi meccanici invece, è generalmente più diffusa la rottura con formazione del cono di calcestruzzo.

Pertanto, negli ultimi anni sono state proposte diverse formulazioni per la previsione del carico ultimo di ancoraggi post inseriti [2-14] in cui la rottura avviene lato calcestruzzo.

In questo ambito, l'approccio chiamato del Concrete Capacity Design Method (Metodo CCD) [8] risulta ormai accettato anche a livello normativo. Infatti, ad esempio, le ultime proposte dell'American Concrete Institute (ACI 318[5] e ACI 349[6]) adottano il Metodo CCD rimandando anche direttamente a [8]. Al tempo stesso anche nelle normative europee per la certificazione degli ancoraggi [7], viene accettata la cosiddetta "current experience" se mostra un comportamento in accordo con la legge proposta in [8]

$$N_u = kh_{ef}^{1.5} \sqrt{f_c} \quad (1)$$

dove N_u è il carico ultimo, h_{ef} è l'affondamento effettivo e f_c è la resistenza a compressione misurata su cilindri, k è una costante pari a 13.5 per calcestruzzo non fessurato [8]. Tuttavia per ancoraggi chimici il coefficiente k è assunto pari a 17.2 [12,13] e pertanto risulta:

$$N_u = 17.2h_{ef}^{1.5} \sqrt{f_c} \quad (2)$$

Può essere interessante confrontare i risultati ottenuti con la legge proposta dalla vecchia edizione dell'ACI-349 [4]:

$$N_u = 0.96h_{ef}^2 \sqrt{f_c} (1 + d_0 / h_{ef}) \phi \quad (3)$$

dove N_u , h_{ef} e f_c sono i parametri sopra definiti, d_0 è il diametro del foro e ϕ è un coefficiente di sicurezza qui assunto pari a 1, proposto nell'ACI pari a 0.65.

In Figura 18 si illustra un confronto tra i risultati sperimentali relativi agli ancoraggi ad espansione e le previsioni del CCD (linea continua) e dell'ACI 349 (linea tratteggiata) in funzione della resistenza a compressione per calcestruzzi senza fibre (a) e con fibre (b).

Per ogni calcestruzzo sono riportate le tre linee relative agli affondamenti considerati.

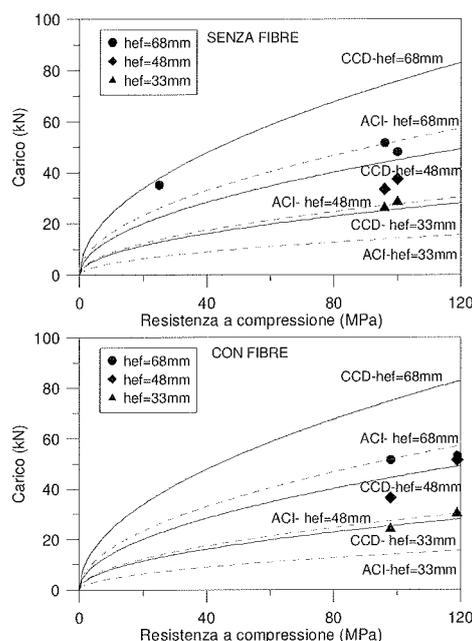


Figura 18 - Confronto tra risultati sperimentali e CCD(1) e ACI349 (2)- ancoraggi ad espansione.

In tutti i casi l'Eq. 3 appare più conservativa rispetto all'Eq. 1, pur avendo assunto un coefficiente di sicurezza pari a 1. Si osserva che l'Eq. 1 coglie il comportamento per calcestruzzi ordinari e per affondamenti esigui, mentre l'Eq.3 sembra essere più adatta per calcestruzzi ad alte prestazioni con affondamenti effettivi di 48 mm e 68 mm. Nel primo caso appare conservativa mentre nel secondo caso tende a sovrastimare il carico ultimo. I risultati ottenuti per i vari casi sono comunque riportati in Tabella 4.

Tabella 4 – Confronto risultati sperimentali previsioni CCD e ACI

Affondamento (mm)	Cls	Carico medio (kN)	CCD[8] (kN)	ACI [4] (kN)
95	C20/25	35.2	37.85	26.11
95	C75	51.58	74.25	51.22
95	C75F	51.54	75.05	51.78
95	C90	48.10	75.89	52.35
95	C90F	53.07	82.75	57.09
75	C75	33.46	44.03	27.12
75	C75F	36.50	44.51	27.41
75	C90	37.53	45.01	27.72
75	C90F	51.41	49.08	30.22
60	C75	35.23	25.10	13.98
60	C75F	24.15	25.37	14.13
60	C90	28.34	25.66	14.29
60	C90F	30.13	27.98	15.58

Per quanto riguarda gli ancoraggi chimici, si possono confrontare i carichi previsti dalle Eq.2 (CCD) e 3 (ACI) sia

con ϕ pari a 1 che con ϕ pari a 0.65 (valore suggerito dall'ACI) con i risultati sperimentali (affondamento pari a 50mm, rottura con formazione del cono) (Figura 19). Si osserva che l'Eq.2 non solo sovrastima il carico ultimo ma, per le resistenze a compressione considerate, prevede la rottura lato acciaio.

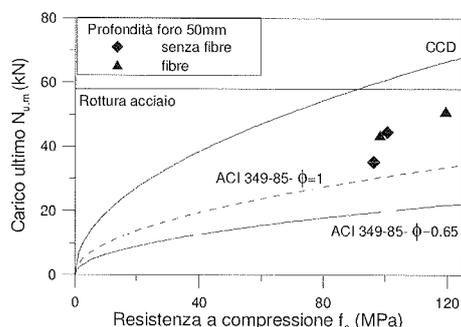


Figura 19– Confronto tra risultati sperimentali (affondamento 50mm) e CCD(2) e ACI349-85(3)- ancoraggi chimici.

Si osserva che l'ACI sottostima i carichi ultimi, tuttavia coglie il tipo di rottura e comunque fornisce dei valori di carico a favore di sicurezza, al contrario del CCD method.

Il Metodo CCD, risulta pertanto totalmente inadatto nel caso di calcestruzzi ad alte prestazioni ed affondamenti nominali nel caso di ancoraggi meccanici, mentre per ancoraggi chimici prevede anche nel caso di profondità di posa ridotta la rottura lato acciaio, sovrastimando il carico ultimo.

Le equazioni (1) e (3) considerano il carico ultimo come derivante da una tensione di trazione uniforme agente su un'area definita in modo diverso nei due approcci.

Una differenza sostanziale è che nel primo caso si assume che il cono di calcestruzzo formi con la retta orizzontale un angolo di 35°, mentre nel secondo caso un angolo di 45°.

Tuttavia entrambi gli approcci esprimono la resistenza a trazione come funzione della resistenza a compressione, ma è ben noto [15], che nei calcestruzzi ad alte prestazioni tale relazione è assai diversa rispetto a quella per i calcestruzzi ordinari. Per questo motivo appare evidente che non solo le equazioni proposte per i calcestruzzi ordinari non colgono il comportamento dei calcestruzzi ad alte prestazioni, ma la loro formulazione si basa su un'ipotesi non valida per tale tipologia di materiali.

Si potrebbe quindi considerare lo stesso tipo di approccio, introducendo però come relazione tra la resistenza a trazione e quella a compressione, espressioni valide per i calcestruzzi ad alte prestazioni. In particolare possono considerarsi valide quelle proposte in [15]:

$$f_{ct} = 0.17f_c^{2/3} \quad \text{senza fibre} \quad (4)$$

$$f_{ct} = 0.20f_c^{2/3} \quad \text{con fibre} \quad (5)$$

Considerando dapprima gli ancoraggi ad espansione si può assumere come angolo formato dal cono quello proposto dal VAC method [14] per cui:

$$\alpha = 45^\circ \quad \text{per } h_{ef} \geq 127\text{mm}$$

$$\alpha = 28^\circ + (0.13386 h_{ef}) \quad \text{per } h_{ef} < 127\text{mm}$$

$$N_u = f_{ct} A = f_{ct} \pi (h_{ef} \cot g(\alpha) + d) \cot g(\alpha) h_{ef} \phi \quad (6)$$

dove ϕ è il fattore di riduzione del carico assunto pari a 0.65, come proposto dall'ACI.

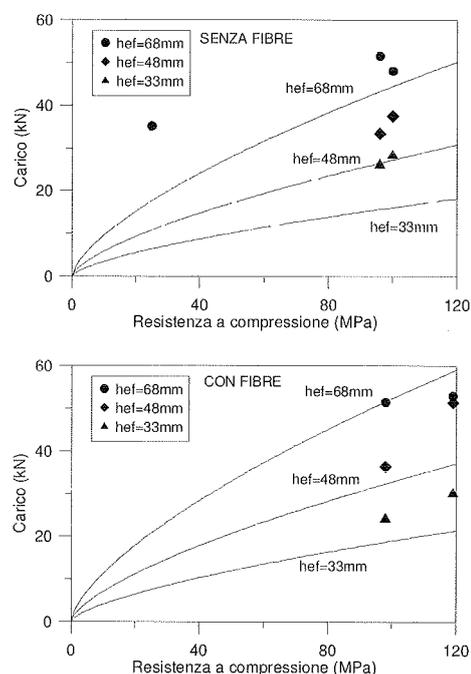


Figura 20 - Confronto tra risultati sperimentali e ACI349 modificata (6) – ancoraggi ad espansione

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 19. Si osserva che per calcestruzzo senza fibre, i risultati tendono a sottostimare i carichi ultimi, ma con un ragionevole coefficiente di sicurezza. Nel caso di calcestruzzo con fibre, se per affondamenti ridotti il modello coglie il comportamento osservato, per profondità di posa nominale sovrastima il carico ultimo.

Per quanto riguarda invece gli ancoraggi chimici si può assumere, osservando i coni di rottura (parte inferiore del cono), un angolo α di inclinazione di circa 40° (rispetto all'orizzontale) [15].

Tuttavia nell'Eq.6 si deve considerare la rottura con formazione del cono combinata con sfilamento della barra [10] pertanto si può assumere che:

$$N_u = N_{\text{cone}} + N_{\text{bond}} = f_{ct} \pi (h_{\text{cone}} \cot g \alpha + d) \cot g(\alpha) h_{\text{cone}} \phi + \tau \pi d_0 (h_{ef} - h_{\text{cone}}) \quad (7)$$

dove h_{cone} è l'altezza del cono e τ è la tensione d'aderenza uniforme.

Minimizzando la precedente equazione rispetto all'altezza del cono, si può così calcolare l'altezza del cono di calcestruzzo, corrispondente al minimo carico di rottura:

$$\frac{dN_u}{dh_{conc}} = 0 \quad (8)$$

$$h_{conc} = 0.5tg(\alpha)d \left(\frac{\pi g \alpha}{f_{ct} \phi} - 1 \right) \quad (9)$$

dove h_{conc} è l'altezza del cono e τ è la tensione d'aderenza uniforme.

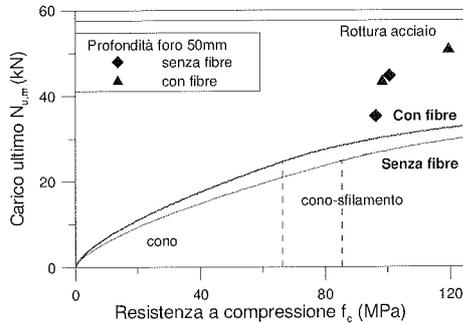


Figura 21 – Carico ultimo in funzione della resistenza a compressione – ancoraggi chimici.

I risultati ottenuti e le equazioni proposte sia per il calcestruzzo senza fibre che per quello con fibre sono mostrati nelle Figure 21 ed 22, rispettivamente in funzione della resistenza a compressione e della profondità di affondamento.

La Figura 22, che mostra il carico ultimo in funzione della profondità di affondamento, evidenzia che l'equazione modificata fornisce dei valori di carico ultimo più elevati rispetto a quelli ottenuti con l'equazione originale, ma comunque a favore di sicurezza.

In ogni caso, questo approccio semplificato mette in evidenza che nei calcestruzzi fibrinforzati la transizione fra rottura per formazione del cono e rottura combinata cono-aderenza avviene per minori valori di resistenza alla compressione (linee tratteggiate verticali in Figura 21) e per minori valori di profondità di affondamento rispetto ai calcestruzzi senza fibre.

Nella figura 22 la zona colorata indica il dominio di rottura per l'equazione proposta, con la transizione rottura con formazione del cono/rottura combinata del cono-aderenza /rottura acciaio. Le profondità di cono predette sono minori rispetto ai valori sperimentali (circa 40 mm invece di 50 mm per il calcestruzzo senza fibre e circa 30 mm invece di 35 mm per il calcestruzzo fibrinforzato). In ogni caso, l'equazione permette di fare una previsione del carico ultimo con un fattore di sicurezza tra 1.2 ed 1.5. E' interessante osservare che la transizione fra modo di rottura cono-sfilamento e rottura dell'acciaio avviene per lunghezze di affondamento più vicine ai 75-80 mm, secondo quanto osservato per le rotture nel calcestruzzo senza fibre.

CONCLUSIONI

Il presente studio ha evidenziato che l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni associati ad ancoraggi postinseriti conduce a risultati diversi rispetto a quelli rilevati per i calcestruzzi ordinari.

In particolare nel caso di ancoraggi ad espansione:

- si osserva un notevole incremento di carico, solo una riduzione della profondità di posa conduce a carichi massimi simili a quelli forniti dal produttore per calcestruzzo ordinario;
- per tutti i calcestruzzi considerati, all'affondamento nominale è associato un carico maggiore di quelli suggeriti dal produttore. Da rilevare l'ampio ramo non lineare prima del raggiungimento del carico di picco;

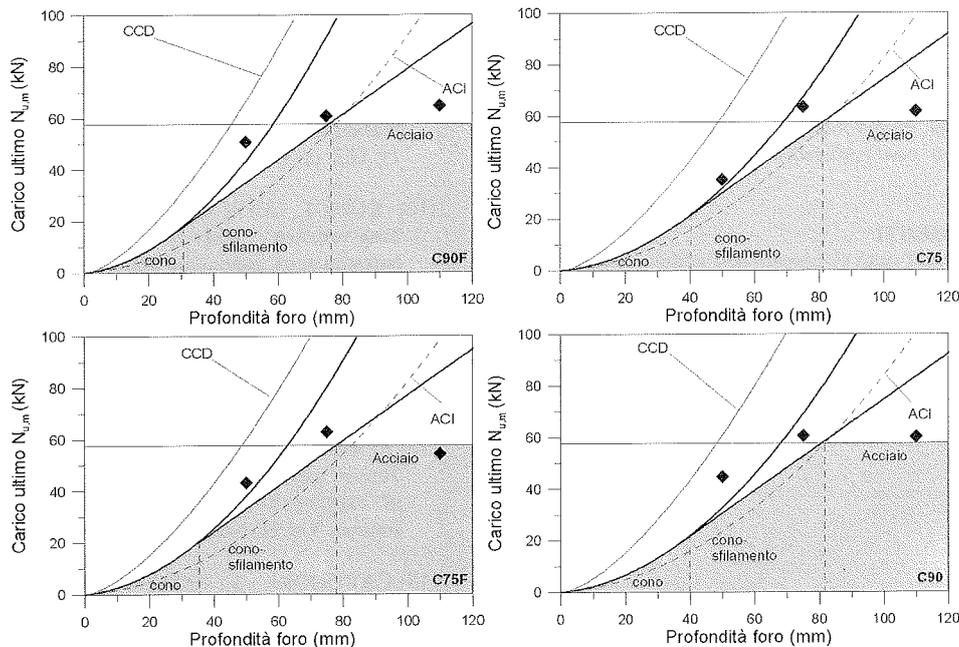


Figura 22 – Carico ultimo in funzione della profondità di posa per i diversi tipi di calcestruzzo – ancoraggi chimici.

- ad una riduzione di affondamento è sempre stato associato un decremento del carico massimo ed un comportamento tendenzialmente più fragile. Viceversa, con calcestruzzo C90F si è rilevato un comportamento analogo per i diversi affondamenti considerati;
- Per calcestruzzo C75 le fibre non influenzano in modo significativo il carico ultimo. Per calcestruzzo C90 invece le fibre in acciaio hanno un'influenza apprezzabile sul carico ultimo. Le curve carico-spostamento evidenziano, prima del carico di picco, un'ampia fase non lineare, seguita da notevoli capacità deformative nella fase di rottura. Decisamente più fragile è stata la risposta dei campioni senza fibre che hanno evidenziato ridotti spostamenti al completo rilassamento del carico;
- Le fibre mostrano un significativo effetto sul quadro fessurativo e sulla dimensione del cono di rottura. In particolare con calcestruzzi fibrorinforzati, si formano coni di dimensione più ridotta, che manifestano anche fessure di splitting. In tutti i casi i coni si sviluppano partendo dalla punta dell'ancoraggio.

Nel caso di ancoraggi chimici:

- una riduzione della profondità di affondamento da 110 mm a 75 mm porta solitamente al cedimento lato acciaio o alla rottura con formazione del cono (solo nel caso di calcestruzzo senza fibre), con dei valori del carico ultimo simili al carico di rottura osservato per l'acciaio;
- una profondità di affondamento di 50 mm dà luogo ad una rottura del cono. In questo caso, l'eventuale presenza di fibre può aumentare il valore del carico ultimo;
- le fibre inducono una rottura combinata cono-sfilamento, con un quadro fessurativo più ristretto, facendo ipotizzare utili applicazioni nel caso in cui sia richiesta la distanza dal bordo oppure una spaziatura ravvicinata degli ancoraggi.
- L'equazione dell'ACI modificata conferma che, nel caso di calcestruzzi ad alte prestazioni, la rottura dell'ancoraggio in acciaio avviene per un corrispondente valore di profondità di affondamento ridotto, in particolare nel caso del calcestruzzo fibrorinforzato.

Le classiche espressioni per la valutazione del carico ultimo risultano non applicabili per i calcestruzzi ad alte prestazioni.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato sviluppato nell'ambito di una ricerca sui materiali cementizi ad altissima resistenza finanziata dal CTG Italcementi Group. Un particolare ringraziamento al Dott. Luigi Cassar, Direttore Ricerca e Sviluppo, per aver reso possibile il presente studio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] GAMBAROVA P.G., 1996, High Performance and High Strength Cement Composites, *Studi e Ricerche*, 17, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano, pp. 575-608.
- [2] CEB, 1994, Fastenings to Concrete and Masonry Structures, Comité Euro-International du beton, Lausanne.
- [3] Japan Concrete Institute, 1994., Post Installed Anchors.
- [4] ACI Committee 349, 1997 Code requirements for nuclear safety related concrete structure (ACI349-97).
- [5] ACI 318, 2003, Building code and commentary.
- [6] ACI Committee 349,; 2003, Nuclear safety structures code (ACI349-2003).
- [7] ETAG001,1997, Guideline for european technical approval of metal anchors for use in concrete.
- [8] FUCHS W., ELIGEHAUSEN R. e BREEN J.E., 1995,Concrete Capacity Design (CCD) Approach for fastening to concrete, *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.1, pp. 73-94.
- [9] COOK R. A., KUNZ J., FUCHS W., KONZ R.C., 1998, Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete, *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.1, pp. 9-26.
- [10] COOK R. A., 1993, Behavior of chemically bonded anchors, *ASCE J.of Structural Engineering*, Vol 119, No. 9, pp. 2744-2762.
- [11] KUNZ J., COOK R. A., FUCHS W., SPIETH H., 1998, Tragverhalten und bemessung von chemischen befestigungen, *Beton und StahlbetonBau*, 93, H.1, pp.15-19, H.2, pp.44-49.
- [12] KUNZ J., COOK R. A., FUCHS W., SPIETH H., 1998, Tragverhalten und bemessung von chemischen befestigungen, *Beton und StahlbetonBau*, 93, H.1, pp.15-19, H.2, pp.44-49.
- [13] REHM G., ELIGEHAUSEN R., MALLÉE R., 1991,Befestigungs technik. Sonderdruck aus dem Beton-Kalender, Berlin Ernst & Sohn.
- [14] FARROW C.B., FRIGUI I., KLINGER R.E., 1996, Tensile capacity of single anchors in concrete:evaluation of existing formulas on LFRD basis, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.2, pp. 128-137.
- [15] CATTANEO S, 2003,Bonded anchors in high performance fibre reinforced concrete, 3rd Asia-Pacific Conference on Fibre reinforced materials: November 17-18, Changsha, Hunan, China, pp.91-98.

IL WORLD TRADE CENTER DI NORMAN FOSTER A SAN MARINO. ASPETTI INNOVATIVI DELLE STRUTTURE REALIZZATE CON CALCESTRUZZI AD ALTA RESISTENZA E CON CAVI POST-TESI SCORREVOLI

Vincenzo Collina¹, Francesco Bianchi², Marino Casagrande³

¹ Gipieffe Architettura, Ingegnere Civile, Consulente Strutturale.

² PROCOM S.r.l., opere speciali in c.a. e c.a.p., Ingegnere Civile.

² Tension Technology S.r.l., sistemi di Post-Tensione, attrezzature per la posa e tesatura dei cavi.

² Siderurgica Latina Martin S.p.A., acciai per c.a.p.

³ Antao Studio SA, Ingegneria e Servizi, Ingegnere Civile, Progettazione e Direzione Lavori.

SOMMARIO

Viene illustrato il progetto e l'esecuzione dell'edificio del World Trade Center di San Marino progettato da Norman Foster per il quale sono stati realizzati elementi verticali con calcestruzzi ad elevata resistenza e solai a cavi scorrevoli post-tesi, tecnologie che in Italia stanno assumendo sempre più un ruolo importante nella realizzazione di strutture a grande luce.

SUMMARY

The paper describes the design and construction of the World Trade Center building in San Marino designed by Norman Foster. High performance concrete (HPC) for vertical elements and unbonded post-tensioning technology for slabs were adopted in this project, technologies which are taking up more and more important rule in Italy for the carrying out of structures with large spans.

1. IL PROGETTO

Quando nel 1997, l'architetto inglese Norman Foster iniziò la progettazione del World Trade Center San Marino, a Dogana, nelle immediate vicinanze del confine di Stato, si trovò davanti ad un obiettivo per lui nuovo: l'idea di base era quella di creare un complesso che per la sua permeabilità architettonica svolgesse la funzione di filtro, di spazio di attraversamento e luogo di scambi, nonché fulcro sia per la popolazione locale che per il turismo internazionale, in questo lembo significativo di territorio al confine tra la Repubblica di San Marino e l'Italia. (Fig.1)

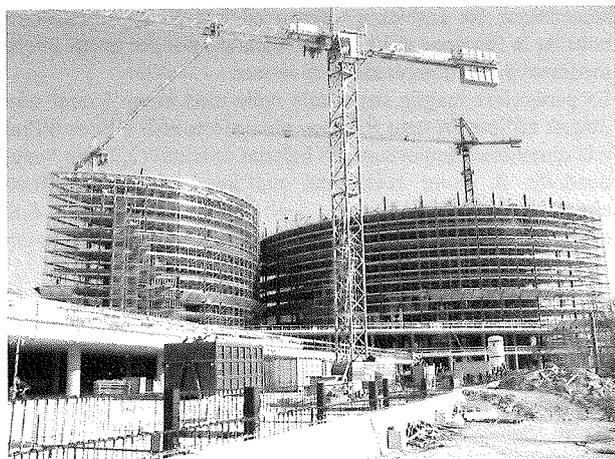


Fig.1 : Le Torri del WTC San Marino

Foster infatti fino ad allora si era cimentato con complessi edilizi monotematici (banche, centri uffici, centri commerciali, aeroporti), ma non aveva mai affrontato le problematiche

legate ad un centro polifunzionale, situato oltretutto in una zona di cerniera.

L'invito quindi della Committenza fu quindi accolto con entusiasmo e la progettazione effettiva iniziò dopo una attenta analisi di carattere urbanistico legata alle complesse realtà di viabilità, caratteristiche del sito, impatto ambientale per la prima volta affrontate unitariamente in territorio sammarinese, proponendo la creazione di un polo di attrazione nel tessuto urbano e sociale di Dogana qualificando un'area collocata in un punto particolare del territorio.

Nella conferenza tenuta a San Marino il 17 giugno 1999, lo stesso Foster sottolineava che:

“Il World Trade Center di San Marino unisce molti concetti principali dell'architettura firmata Foster and Partners, in particolare il rinnovamento urbanistico e la realizzazione di un nuovo ambiente pubblico. Negli ultimi anni si è potuto vedere come un unico edificio possa esercitare una così grande influenza sulla città che lo ospita.

Un progetto non può essere visualizzato separatamente, ma deve essere considerato come un tutt'uno con il contesto urbanistico in cui si trova.

Con la sua combinazione di uffici, appartamenti, locali commerciali e aree di ricreazione, il WTC di San Marino creerà un nuovo punto di ritrovo nella città e rappresenterà una grande attrazione per sviluppi futuri. L'edificio del nuovo WTC diventerà un'importante icona moderna nella zona ed un investimento chiave nel futuro dell'economia locale”.

2. L'EDIFICIO

Il complesso edilizio principale è articolato in tre volumi: uno zoccolo di base e due torri che volumetricamente possiamo definire “settori cilindrici” disposte

perpendicolarmente fra loro e ravvicinate in un vertice dello zoccolo stesso.

Si viene quindi a delimitare una zona centrale destinata a luogo di raccolta per il pubblico, una vera e propria "piazza", un'occasione di aggregazione, con il monte Titano, simbolo della Repubblica, come fondale naturale.

Lo zoccolo centrale, organizzato su tre livelli, è un grosso "contenitore" che permette di ubicare, con grande flessibilità, attività commerciali, sale conferenze e altre destinazioni d'uso, tutte caratterizzate da grande utenza.

Il livello più basso, interrato, è destinato a parcheggio per i titolari delle attività ospitate nel WTC.

Al livello piazza, dalla quale si elevano i due volumi isolati, trovano spazio una serie di servizi quali negozi, bar, ristorante, banche e attività del terziario. I piani superiori (8 livelli) ospitano unità immobiliari destinate ad uffici e residenze. Ognuna delle due torri è dotata di due vani scala, realizzati completamente in cemento armato e di una serie di vani ascensori, sempre in c.a., collocati fra i vani scala.

Gli spazi interni sono stati suddivisi in modo da garantire la più ampia flessibilità di utilizzo e per soddisfare le più ampie esigenze nell'ottica della filosofia di progetto.

Il complesso edilizio è caratterizzato da una grande forza espressiva, svelando la sua forma solo dopo essere stato osservato e percorso a 360 gradi, usando in questo la viabilità esistente e un tratto di strada di nuova costruzione.

Chi infatti proviene dall'Italia ha l'impressione di trovarsi davanti a due edifici monolitici a pianta quadrata.

Avvicinandosi invece alle torri provenendo da San Marino si scopre la curvatura di esse e i due volumi che abbracciano la piazza, aperta invece verso il monte.

3. IL PARCHEGGIO

Adiacente al complesso del WTC è stato realizzato un ampio parcheggio che permetterà la sosta di circa 650 autoveicoli (vedi Fig. 2).

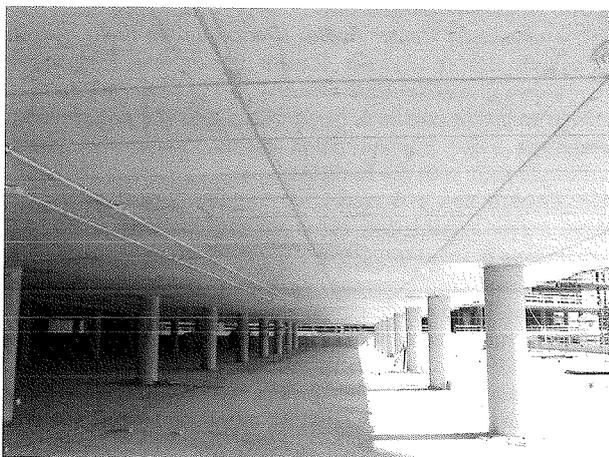


Fig. 2 : Il parcheggio

Seguendo l'andamento naturale del terreno, la struttura si articola su quattro livelli, disposti a gradoni. Tali livelli sono fra loro collegati da due rampe semicircolari per la

circolazione degli autoveicoli, da un vano scala e da due ascensori per i collegamenti pedonali.

Un elemento architettonico di grande pregio è la grande scala esterna, costituita da una successione di rampe a gradoni, interrotte da piani di sosta orizzontali, disposta fra l'area destinata a parcheggio e il WTC che raccoglie, smista ed indirizza il flusso degli utenti, vera *arteria pedonale*, che permette anzi garantisce l'integrazione e la compenetrazione tra la funzione di sosta dei veicoli e tutte le altre funzioni presenti.

In prossimità del bordo dei solai del parcheggio, separate solo da un largo marciapiede, affacciate verso i livelli inferiori, sono state realizzate le aiuole che ospiteranno alcune specie vegetali di tipo arbustivo e rampicante le quali si eleveranno dal rispettivo piano di parcheggio e, seguendo i cavi facenti parte di una struttura metallica di grande luce, creeranno una zona d'ombra per gli autoveicoli in sosta, integrandosi negli elementi strutturali metallici e dando vita ad un importante elemento mitigatore dell'impatto ambientale che una zona a parcheggio inevitabilmente viene a creare.

4. LA STRUTTURA

Sia le due torri del WTC che il parcheggio a gradoni, hanno la stessa impostazione strutturale. Gli elementi verticali, pilastri e nuclei irrigidenti (vani scala, vani ascensore e cavedi), sono in calcestruzzo armato gettato in opera. Le membrature orizzontali (solai ed elementi a sbalzo costituenti i terrazzi) sono realizzate mediante solette piene in c.a. gettate in opera, armate con barre di acciaio FEB44K e cavi post tesi. In questo modo si sono potuti realizzare per i solai, come richiesto dall'Arch. Foster, solai con luci superiori a 7 metri mantenendo una bassa incidenza di elementi verticali portanti rispetto ai metri quadrati di solaio portato (circa 1 su 60 mq). Il progetto prevedeva la presenza di ampi terrazzi a sbalzo che circondano entrambe le torri e, sul bordo di essi una serie continua di elementi schermanti a lamelle di alluminio anodizzato, con funzione di parapetto e di frangisole, composti in telai in parte fissi ed in parti scorrevoli.

E' questo la "vera" facciata dell'edificio, elemento di separazione fra ambiente esterno ed interno che qualifica e nobilita la funzione dal balcone, separato poi dai locali interni mediante pareti completamente vetrate.

La particolare maglia strutturale delle torri in cui i nodi sono ubicati all'intersezione fra linee circolarziali e linee radiali e le dimensioni importanti dei balconi continui (2,30 m) hanno condotto il dover realizzare, nell'intersezione del fronte circolare con il retro lineare, degli sbalzi di luce fino a 6,85 m., sempre utilizzando una struttura orizzontale di spessore variabile tra i 22 e i 30 cm.

La soluzione adottata di soletta in c.a. a cavi post-tesi ha permesso di raggiungere questo risultato, ottenendo quell'effetto di trasparenza e leggerezza voluto da Foster.

L'altro obiettivo che l'Architetto inglese pose ai progettisti strutturali fu quello di realizzare dei pilastri che potessero essere inglobati nelle pareti divisorie poste fra le varie unità immobiliari, realizzate in cartongesso, in modo da nasconderli quindi alla vista degli utilizzatori degli ambienti.

Fu presa subito in considerazione l'idea di utilizzare calcestruzzi ad elevata resistenza, ancora di difficile utilizzo in Italia ma non osteggiati nella Repubblica di San Marino dove è comunque il progettista a rispondere di tutte le scelte

utilizzate sia staticamente che tecnologicamente, materiali compresi.

Furono quindi prese in considerazione le Normative Europee e Statunitensi e fu verificata la possibilità di produrre un calcestruzzo ad alta resistenza da parte della più importante centrale di betonaggio sammarinese il cui nuovo impianto, certificato ISO9001, consentiva un controllo costante del prodotto.

Lo studio per la messa a punto della miscela cementizia fu affidato ad una società di servizi di primaria importanza ed in poco tempo si poté dare inizio ad una campagna di sperimentazione, prima in laboratorio su provini, poi realizzando i pilastri di un edificio, sempre a San Marino.

La classe richiesta per il nuovo calcestruzzo era Rbk 60 MPa ma l'obiettivo era il raggiungimento dell' Rbk 80 Mpa necessario per i pilastri del World Trade Center.

I risultati dell'analisi strutturale del WTC e le ferme decisioni dello studio Foster portarono alla conclusione che l'uso del solo calcestruzzo Rbk80 non era sufficiente a mantenere le dimensioni dei pilastri entro i limiti assegnati. Si arrivò quindi per le due torri alla soluzione poi adottata: pilastri in struttura mista acciaio – calcestruzzo costituiti da due lamiere in acciaio Fe510 di grosso spessore che confinano un nucleo in calcestruzzo Rbk800.

5. IL CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA (HPC)

5.1 Generalità

Nella Repubblica di San Marino in forza della Responsabilità del Progettista, si è riusciti, come sopra scritto, a passare dalla fase di sperimentazione in laboratorio alla realizzazione di strutture edilizie, anche complesse, i cui elementi verticali portanti (setti e pilastri) sono stati realizzati con calcestruzzi HPC.

5.2 La sperimentazione di laboratorio

Viste le contenute dimensioni per i pilastri richieste dal progettista architettonico e la conseguente difficoltà per le operazioni di vibratura del conglomerato cementizio durante la sua posa in opera fu necessario procedere anche allo studio per la messa a punto di un calcestruzzo "autocompattante ad alta resistenza meccanica (Self – Compacting High Strength Concrete: SCHSC)" Ricordiamo che era il 1999.

L'obiettivo iniziale era quello di realizzare pilastri aventi una sezione trasversale rettangolare di dimensioni pari a cm 25x100 per i quali veniva richiesto un calcestruzzo con Rbk di almeno 80N/mm².

Come già detto, la presenza di una fitta rete di armature non permetteva l'impiego di vibratori per la compattazione del getto che quindi avrebbe dovuto possedere caratteristiche di autocompattazione, unitamente all'assenza di segregazione e di bleeding in modo da garantire una elevata affidabilità ed omogeneità del getto anche in mancanza di una efficace compattazione con particolare attenzione alle zone di spicco dei pilastri dai solai.

Il particolare pregio architettonico dell'opera imponeva come requisito per il faccia a vista del getto l'assenza di macrobolle all'aria superficiali. Analoghe sperimentazioni avevano già posto in evidenza che questo fenomeno risultava esasperato in strutture in elevazione realizzate con calcestruzzi

particolarmente coesivi compattati mediante vibrazione la quale tende anche a richiamare sulla superficie del cassero le bolle d'aria. Anche per questo motivo la scelta di un calcestruzzo autocompattante si rese in qualche modo obbligata.

Per la sperimentazione furono usate le seguenti materie prime:

- cemento: CEM I 52,5 R;
- aggregati di frantumazione Ecoter: Pietrisco 15/25; Granulato 6/15; Sabbia 0/6;
- filler ad attività pozzolanica a base di microsilice
- additivo superfluidificante a base acrilica

Con questi materiali furono realizzati tre impasti determinando per ciascun impasto:

- la massa volumica allo stato fresco;
- la percentuale di aria intrappolata;
- la quantità di acqua essudata (bleeding);
- la lavorabilità alla fine della miscelazione a 30' e a 60'.

Ricordiamo che per calcestruzzi autolivellanti (slump > 26 cm) la misura della lavorabilità è data dalla misura del diametro del disco di calcestruzzo ottenuto dopo il sollevamento del cono di Abrams ed il conseguente spandimento del conglomerato (flow). Viene normalmente considerato autocompattante un calcestruzzo con un flow \geq 60 cm. (vedi Fig.3).

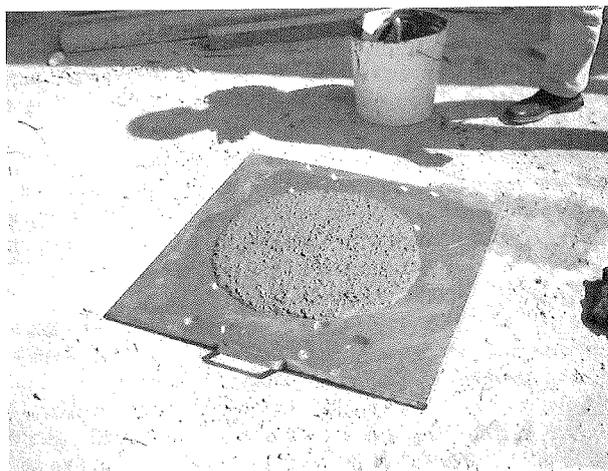


Fig. 3 : Verifica del flow per il calcestruzzo SCHSC

Per uno dei tre impasti si è proceduto alla valutazione della segregabilità del conglomerato mediante getto senza vibrazione di due cilindri. Un cilindro è stato poi sezionato verticalmente per verificare l'eventuale segregazione del materiale. L'altro cilindro è stato invece sezionato orizzontalmente in modo da ricavare quattro provini sui quali verificare eventuali differenze di massa volumica, modulo elastico dinamico orizzontale e verticale e resistenza meccanica a compressione.

I risultati sono riportati nella tabella 1.

Carota	Altezza	Diam.	Massa volum.	E dinamico		Rc su cil. a 21 gg
				Vertic. N/mm ²	Orizz. N/mm ²	
N°	cm	cm	Kg/m ³			N/mm ²
1	20.2	10	2381	43887	43092	78
2	19.4	10	2385	44570	41968	83
3	19.7	10	2382	43755	41915	76
4	19.2	10	2383	43619	43125	80

Tabella 1 – Caratteristiche dei provini ricavati dal cilindro

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei calcestruzzi allo stato indurito per ognuno dei tre impasti è stata determinata la massa volumetrica e la resistenza meccanica a compressione allo stato indurito a 1,3,7,14,21 e 28 giorni.

Nella tabella 2 sono stati riportati i risultati delle misure sopradescritte.

N°	Resistenza a compressione (N/mm ²):					
	1g	3gg	7gg	14gg	21gg	28gg
1	55.3	75.2	83.1	94.9	104.5	105.0
2	52.6	72.6	81.1	88.3	91.0	97.6
3	50.1	70.3	80.7	85.8	90.5	95.3

Tabella 2 – Caratteristiche dei calcestruzzi allo stato indurito:

Lo studio dell'impasto permise di giungere alle seguenti conclusioni.

I risultati dimostravano che tutti gli impasti studiati non presentavano il fenomeno di bleeding, e il volume di aria intrappolata era inferiore all'1.5%. Il mix prescelto manteneva le caratteristiche di autolivellamento anche dopo 60 minuti così da garantire sicuramente i tempi necessari alla movimentazione e al getto dal conglomerato. L'esame visivo e le caratteristiche fisiche e meccaniche furono sostanzialmente identiche per i provini, mostrando una perfetta omogeneità del materiale lungo tutta l'altezza del getto.

Per il mix n.3 si ottenne a 14 giorni una resistenza meccanica a compressione pari a quella richiesto ai 28 giorni (ad Rcm = 85,8 corrisponde uno Rck di 80 N/mm²).

Per quanto riguarda il ritiro igrometrico del calcestruzzo i risultati furono contenuti e comparabili con quelli di un calcestruzzo di buona stabilità dimensionale. Ciò significa che il basso rapporto inerte-legante, pari a circa 3.5, sfavorevole nei confronti del fenomeno del ritiro idrometrico, veniva compensato dal ridotto valore del rapporto acqua-legante (cemento + filler di fumo di silice).

5.3 La sperimentazione in cantiere

A fine estate 2000 fu condotta una sperimentazione sul calcestruzzo HPC studiato in laboratorio per il WTC, realizzando con il mix messo a punto i pilastri di un edificio polifunzionale, sempre s San Marino, a poche centinaia di metri dal sito del futuro WTC. Le valutazioni dell'autocompattabilità furono condotte dai tecnici dell'Antao studio di San Marino e della Mapei i quali, oltre ad effettuare le misure tradizionalmente ottenute con i coni di Abrams, diffusamente impiegato per la valutazione dei normali calcestruzzi fluidi e superfluidi, utilizzarono una serie di attrezzature che consentivano di avere un quadro completo sia

della deformabilità allo stato fresco, sia della resistenza alla segregazione dell'impasto.

Esse furono lo slump-flow, il V-tunnel, l'U-box e l'L-box ad armatura verticale ed orizzontale.

I risultati ottenuti, unitamente alle prove di rottura per schiacciamento effettuate sui cubetti prelevati in cantiere confermarono quanto già previsto con le analisi preventive di laboratorio e cioè che l'obiettivo poteva dirsi raggiunto avendo realizzato concretamente pilastri con calcestruzzo Rck 80 Mpa autocompattante.

Contemporaneamente fu affrontata la sperimentazione per la scelta del cassero più opportuno al fine di eliminare i difetti superficiali per l'ottenimento di un faccia a vista di pregio.

I migliori risultati si ottennero con i casseri di legno che riducevano in modo considerevole le bolle d'aria migrate in superficie. L'uso di questi casseri era ottimale per pilastri a sezione rettangolare ma era di difficile uso per pilastri e sezione circolare, quali quelli che nel frattempo lo studio Foster richiese per il parcheggio a gradoni e le prime tre elevazioni del WTC, che dovevano presentare una superficie liscia ed omogenea.

I costi elevati richiesti per l'uso di casseri in legno, portarono la scelta su casseri in cartone spiralato e pellicolato internamente.

Furono quindi realizzati, a sezione circolare, i pilastri del portico all'ultimo piano dell'edificio "campione". Si dovette subito affrontare il problema dei nidi di ghiaia al piede dei pilastri, insieme alle numerose piccole cavità superficiali dovute alle bolle d'aria. Fu quindi ricalibrato l'impasto, introducendo anche un sistema di vibratura "leggero" che consisteva nell'introdurre il vibratore al piede del pilastro e nel sollevarlo lentamente con il procedere del getto verso l'alto.

L'uso di questi accorgimenti permise di risolvere il problema del faccia a vista e del grado di compattazione. Fu anche verificato che il sistema più veloce per misurare la resistenza caratteristica per questo tipo di calcestruzzi era di effettuare delle prove di rottura per schiacciamento su provini e da queste poi ricavare le resistenze dei pilastri in opera, abbandonando le indagini sclerometriche in sito.

6. I PILASTRI DEL WORLD TRADE CENTER

Considerazioni di carattere estetico e strutturale derivate dai risultati ottenuti dall'analisi dinamica sull'edificio e dall'esigenza progettuale di "incastrare" i vani scala e ascensore nel basamento costituito dai piani ubicati sotto alle due torri, condussero, per i piani inferiori all'utilizzo di pilastri circolari di diametro 60 e 80 cm, sempre in calcestruzzo Rck 80 Mpa. Nel frattempo per i pilastri delle torri venne richiesta un'ulteriore diminuzione di sezione rispetto ai cm 25x100 del progetto iniziale.

Si dovette quindi modificare l'approccio al problema studiando una struttura mista acciaio-calcestruzzo HPC, mettendo a punto un apposito sistema per collegare i due materiali, mantenendo inalterate le caratteristiche di lavorabilità del calcestruzzo.

L'uso di due piatti in acciaio Fe510 e di due lamiere di testa da 5 mm permise di gestire elementi monolitici, di altezza pari ad un piano, che fungevano anche da cassero per il calcestruzzo HPC. Il particolare tipo di solaio adottato, in calcestruzzo a

soletta piena, armato con cavi post-tesi, permise di poter considerare i pilastri soggetti quasi esclusivamente a sforzo normale, consentendo di arrivare per essi ad una dimensione di cm 16x60, costante per tutti i piani, bilanciando il variare delle tensioni di compressione solo diminuendo lo spessore dei piatti laterali in acciaio in funzione dell'altezza (fig. 4).

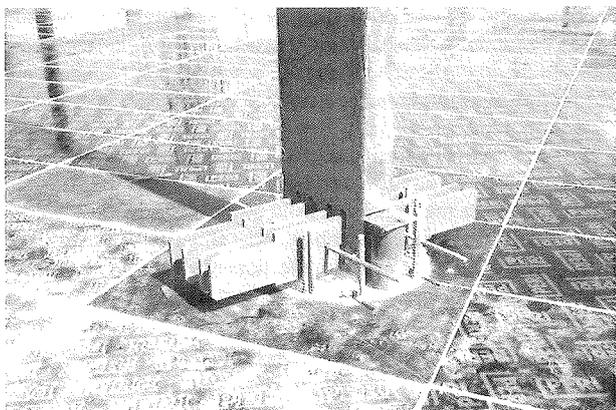


Fig. 4 : I pilastri a struttura mista

Una particolare attenzione fu posta per l'innesto dei pilastri rettangolari a struttura mista nei pilastri sottostanti a sezione circolare, completamente in c.a., al fine di eliminare qualsiasi fessurazione nella zona di giunto.

Per i nodi fra pilastro e solaio si adottò una soluzione che prevede la formazione di un capitello realizzato sia con armatura lenta che con piatti in acciaio Fe 510 sui quali per passare i cavi di post-tensione.

Accorgimenti particolari sono stati adottati per l'unione pilastro-pilastro che venne realizzata nello spessore del solaio per evitare costose opere di bullonatura e di messa in verticale dei pilastri stessi.

Furono usate barre quadre di ripresa saldate sul pilastro sottostante e immerse nel calcestruzzo del pilastro superiore. Tale giunzione si integrava perfettamente con i piatti del capitello, costituendo un nodo di grande efficacia e facilità di esecuzione.

Allo scopo di controllare la compattezza del getto alla base dei pilastri si effettuarono delle aperture di ispezione nella lamiera di contenimento ottenendo risultati sempre positivi.

Su un pilastro posto in posizione centrale della torre più grande furono anche posti in opera quattro estensimetri per verificare l'andamento delle deformazioni e quindi delle tensioni con il procedere dei lavori di costruzione in elevazione.

I risultati confermarono quanto già previsto in fase di calcolo. Per poter poi verificare la monoliticità delle stilate è stata poi compiuta un'analisi vibratoria delle stesse mediante percussione e analisi dello smorzamento misurato mediante oscilloscopio. Si verificò che non solo lo smorzamento era regolare, confermando quindi la compattezza del getto e quindi del pilastro, ma anche che pilastri simmetrici davano risultati identici, osservazione importante questa per la previsione del comportamento dinamico dell'edificio nel suo complesso.

7. I SETTI SALTAPILASTRI

Durante la fase di progettazione architettonica esecutiva lo studio Foster richiese l'eliminazione di tre pilastri posti al piano piazza al fine di rendere più rappresentativo l'ingresso alla piazza stessa, caratterizzandolo come un'ampia zona porticata semicircolare con una copertura appoggiata solo sulle pareti dei vani scala e totalmente libera da appoggi sul resto dell'area.

La mole della struttura soprastante il portico e che gravava sui tre pilastri da sopprimere, condusse a dover prevedere la realizzazione di tre setti in c.a. che, distaccandosi dai vani scala e ascensore, per due elevazioni, sostenevano il peso superiore, trasferendolo sui pilastri retrostanti. Visto l'esiguo spessore di tali setti (25cm) la scelta cadde ancora nell'uso del Rbk 80 Mpa. Tutta la trazione invece fu affidata ad un sistema di cavi da post-tendere realizzando un "effetto arco". Venivano però richieste al calcestruzzo caratteristiche di duttilità che un Rbk 80 non è in grado normalmente di garantire. Si dovette quindi pensare di aggiungere all'impasto fibre in acciaio in percentuale tale da raggiungere lo scopo. Le fibre sono caratterizzate da una elevata resistenza alla rottura ($> 1100 \text{ N/mm}^2$). Fu eseguita una rapida campagna di sperimentazione su provini che prevedeva anche prove a flessione a quattro appoggi. Si passò da un carico massimo raggiunto a flessione di 38596 N, pari a $5,15 \text{ N/mm}^2$ per il provino senza fibre ad un valore di 68079 N pari a $9,08 \text{ N/mm}^2$ nel caso di calcestruzzo con fibre, quasi raddoppiando quindi la resistenza a flessione.

Realizzando poi il primo getto si incontrarono grosse difficoltà dovute soprattutto alla diminuzione di lavorabilità del composto calcestruzzo-fibrorinforzato. Si decise quindi di modificare la curva granulometrica e si procedette al getto degli altri setti, che si estendevano per due piani, per strati orizzontali facendo uso di sportelli di ispezione e getto. In taluni punti fu comunque necessario provvedere al ripristino delle discontinuità mediante iniezioni di miscele cementizie reoplastiche.

8. I SOLAI A CAVI POST-TESI

La struttura immaginata dall'architetto era caratterizzata da grandi sbalzi, assenza di modularità e piccoli ingombri strutturali. Inoltre la dimensione planimetrica dei solai, soprattutto nei piani parzialmente sottostrada, era molto grande e non accettava giunti permanenti per la difficoltà di coordinarli con i pavimenti. Con tali premesse la soluzione più idonea è risultata quella di realizzare i solai a lastra continua in c.a. gettata in opera con cavi scorrevoli di post-tensione. Questa tecnologia costruttiva prevede l'utilizzo di trefoli compatti del diametro di 0.6" (15.2 mm - grado 1860 N/mm^2) aventi una sezione di 165 mm^2 e prodotti dalla Siderurgica Latina Martin S.p.A. di Ceprano (FR) - Società capofila del gruppo a cui appartengono la PROCOM e la Tension Technology. I trefoli sono protetti da una sostanza grassa lubrificante e sono racchiusi in una guaina estrusa in polietilene ad alta densità dello spessore di 1.5 mm. Il rivestimento di grasso e plastica rappresenta una doppia protezione alla corrosione per l'acciaio ed allo stesso tempo impedisce al trefolo di aderire al calcestruzzo nel quale è inglobato (Fig. 5).

Le maglie strutturali dei solai variavano da 12m a 8m con sbalzi fino a 7.5m. I sovraccarichi accidentali variavano da 1000 kg/m² a 250 kg/m² a seconda della funzione. La struttura dei solai è stata risolta con solette di 24cm e 30cm di spessore secondo le necessità funzionali. Ovviamente lo spessore maggiore è stato usato per tutto il piano della Piazza dove il carico accidentale è stato tenuto pari a 1000 kg/m² per consentire il transito di veicoli pesanti.

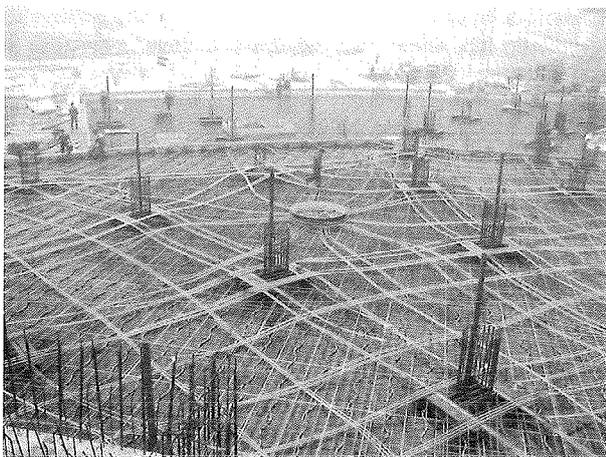


Fig. 5 : L'armatura di un solaio a cavi post-tesi

Le finalità del progetto strutturale erano quelle di ottenere una struttura che in condizioni quasi-permanenti fosse sottoposta solo a sforzo normale centrato con assenza di azioni flessionali e taglianti. Inoltre, tesando i cavi di post-compressione dopo soli 2+3 giorni dal betonaggio, era possibile un disarmo immediato con recupero delle cassaforme. Vantaggio secondario ma non trascurabile era inoltre quello di poter eseguire il betonaggio del successivo solaio puntellandosi sul solaio inferiore già disarmato e quindi collaudarlo pienamente ottenendo così il completamento della maturazione del cls in condizioni di compressione triassiale impedendo ogni possibile formazione di fessura per ritiro differenziale. Le finalità sono state pienamente raggiunte.

La struttura realizzata è perfettamente piana, è esente da fessure, ed è anche perfettamente impermeabile. Questo risultato è stato possibile grazie ad una serie di accorgimenti messi a punto nel corso degli anni, accorgimenti che inducono un costo importante per i materiali utilizzati, ma che poi semplificano le lavorazioni e riducono l'impiego di mano d'opera specializzata. Il risultato finale che si ottiene è sempre una struttura molto affidabile e di grande qualità ad un costo competitivo.

La geometria dei cavi, che sfrutta al massimo lo spessore del solaio, segue il reticolo funicolare spaziale del carico semipermanente e gli ancoraggi ove il trefolo è bloccato sono disposti lungo il perimetro del solaio e posti nel punto medio della sezione.

Nei casi in cui il carico permanente è i 2/3 del carico totale si può dimostrare che non occorre sviluppare il calcolo elastico iperstatico e ci si può limitare a usare la statica dei corpi rigidi. Queste strutture sono principalmente sottoposte a carico centrato il cui valore è di norma tenuto minore di 20 kg/cm² (normalmente compresa fra i 15 e i 25 kg/cm²). Ciò si ottiene quando il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza R_{ck} attorno

ai 150 kg/cm² (di solito dopo 2 - 3 giorni), verificabile mediante una indagine sclerometrica estesa all'intero solaio. Raggiunta questa resistenza è possibile tesare i cavi e disarmare il solaio.

L'assenza di flessione e taglio rende nulla la rotazione dei vincoli, almeno per quanto riguarda l'azione equilibrata della trazione dei cavi. Si hanno inoltre frecce elastiche modestissime e assenza di fluage e di accorciamento elastico vista la modesta entità della tensione. Tutta la resistenza flessionale dei pilastri rimane disponibile per resistere alle azioni non equilibrate (azione sismica e azione del vento).

Per i solai a cavi postesi il coefficiente di sicurezza ottenuto è ben maggiore di quello ottenuto per le strutture tradizionali. Ciò fa sì che la realizzazione della struttura sia poco sensibile alle imprecisioni di costruzione, che conseguentemente può essere affidata anche a personale non qualificato, rimanendo solo la necessità di personale qualificato per le operazioni di tesatura dei cavi (1 o 2 persone). Dato però che tali operazioni vengono solitamente eseguite dalle società specializzate in post-tensione, l'impresa principale può continuare il suo lavoro senza interruzioni.

Il getto del solaio è di norma condotto per porzioni di 1300m² max. anche perché l'azione del ritiro del cls e il seppur modesto accorciamento elastico connesso alla post-compressione, indurrebbero sforzi eccessivi nei pilastri (fatto che peraltro è quasi sempre presente nelle strutture in cls.).

Per questo motivo i solai del WTC sono stati divisi in conci separati fra loro da giunti provvisori. Questi giunti sono rimasti attivi per 4+5 mesi, trascorsi i quali sono stati rigidamente bloccati. Essi sono collegati in punti strategici e sono realizzati mediante lame in acciaio affiancate e collegate ai due conci affacciati. Serrando i bulloni, saldando le piastre fra loro e saturando lo spazio lasciato fra i cavi si ripristina alla fine la monoliticità del solaio (Fig. 6).

I vani scala e ascensori sono in pareti di cls armato ed hanno una grande rigidezza costituendo un pericoloso punto fisso. Pertanto anche fra queste strutture il solaio è stato realizzato un giunto provvisorio anch'esso saturato dopo 4+5mesi dalla costruzione del solaio stesso.



Fig. 6 : Particolare dei giunti provvisori

I solai debbono permettere il passaggio alle colonne impiantistiche, spesso per comodità collocate in prossimità delle colonne strutturali.

Ciò normalmente costituisce un problema, difficilmente risolvibile nei casi ordinari di struttura intelaiata, ma nel caso in oggetto ed in casi similari, avendo a disposizione una struttura costituita da una soletta a spessore costante si è adottato l'accorgimento di sdoppiare la trave facendo passare i cavi non sull'asse dei pilastri, bensì metà a destra e metà a sinistra del pilastro consentendo così la forabilità anche in asse (pilastro).

Ciò è stato possibile utilizzando un rinforzo strutturale locale costituito da lame e spezzoni di trave in acciaio, dimensionate per assorbire interamente le reazioni trasmesse dai cavi il tutto nello spessore della soletta (Fig. 7 e Fig 8)

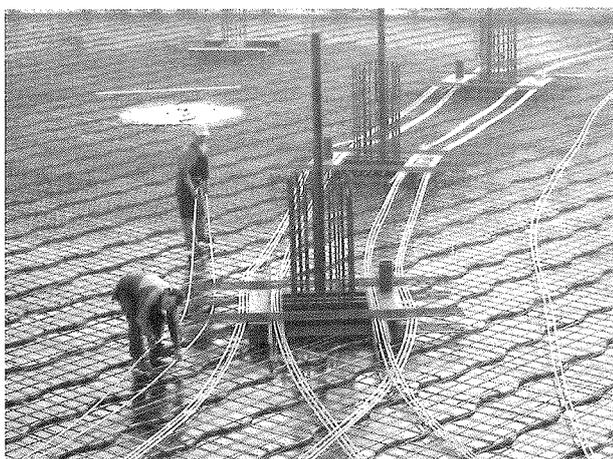


Fig. 7 : Passaggio dei cavi sui capitelli metallici

L'esigenza per i solai in c.a./c.a.p. di provvedere ad un banchinaggio continuo per la loro realizzazione non è più un fattore limitante alla loro diffusione. Infatti in alcuni paesi come la Spagna è stato imposto per legge di cassare anche i solai misti per questioni non costruttive ma di sicurezza del personale che dispone i forati. Attualmente poi sono a disposizione banchine altamente tecnologiche che consentono un rapido montaggio/smontaggio, permettendo anche di mantenere in posizione i puntelli, utilizzando materiali che consentono molti riutilizzi delle casseforme. Prendendo in considerazione il sistema di cassetta costituito da puntelli e travi metalliche in alluminio e pannelli a struttura metallica sui quali è montato un manto in legno multistrato protetto da resina fenolica è possibile stimare fra 0.15 e 0.30 h/mq l'incidenza complessiva della manodopera per l'impiego delle casseforme per solai di altezza inferiore ai 3.50 m (comprensiva di movimentazione in cantiere, messa in opera, disarmo e pulizia). Utilizzando questo tipo di cassette, estremamente leggere e movimentabili anche manualmente è possibile avere anche una bassa interferenza con le altre lavorazioni del cantiere, grazie al minimo utilizzo della gru.

Per quanto riguarda le operazioni di tesatura ed in particolare per l'utilizzo dei martinetti è richiesto uno spazio di circa 1 metro davanti all'ancoraggio, in senso assiale al cavo. Le operazioni di tesatura vengono registrate per ogni singolo cavo. L'obiettivo è quello di tesare al carico richiesto

progettualmente, verificando l'allungamento conseguente al carico applicato e confrontandolo con l'intervallo di allungamento minimo e massimo teorico di riferimento, calcolato in precedenza. Esiste quindi un controllo puntuale e costante delle forze introdotte nella soletta attraverso i cavi.

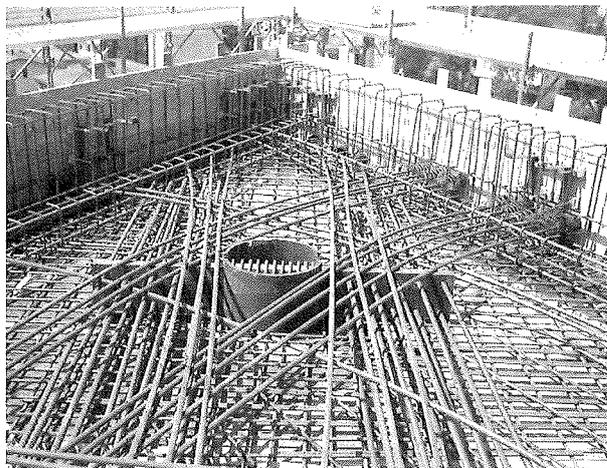


Fig. 8 : Cavi di post-tensione in una punta del solaio

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SUI SOLAI A CAVI POST-TESE E CALCESTRUZZI HPC

In definitiva, l'utilizzo della tecnologia della post-tensione a cavi scorrevoli nei solai gettati in opera porta alla formulazione delle seguenti considerazioni.

Leggerezza: la maggiore efficacia statica dovuta al comportamento biflessionale (con riduzione dello spessore) e la possibilità di interporre blocchi di alleggerimento assicurano in molti casi adeguata leggerezza e la confrontabilità di peso con altre soluzioni, permettendo una riduzione delle opere di fondazione ed anche delle strutture in elevazione.

Facilità e rapidità di posa dell'armatura: il comportamento a piastra implica un'armatura bidirezionale che va attentamente progettata ma l'uniformità del materiale (solaio a pieno spessore) lascia ampia libertà nel posizionamento dell'armatura.

Facilità di getto: la semplice disposizione dell'armatura implica anche l'estrema velocità nelle operazioni di getto della soletta e quindi nell'economia dell'intera struttura.

La compattezza dei solai a soletta piena garantisce un ottimo comportamento sia dal punto di vista acustico per via aerea che termico a causa della loro grande massa ed inerzia termica. Vanno però studiate con attenzione tutte quelle soluzioni atte ad impedire la trasmissione di rumori attraverso le strutture e atte all'eliminazione del fenomeno dei ponti termici.

Il minore spessore dei solai a cavi post-tesi (circa 1/35 - 1/40 della luce principale, in dipendenza della loro destinazione

d'uso) permette un maggior sfruttamento dell'altezza del fabbricato, consentendo un maggiore numero di piani utili.

E' possibile realizzare forometrie anche di una certa importanza in tempi successivi alla realizzazione della struttura, per esigenze legate all'utilizzo dell'edificio e non solo per esigenze impiantistiche (ad esempio per l'inserimento di una scala di collegamento fra due livelli). Nel caso in cui dovesse essere necessario tagliare qualche cavo sono già state sperimentate e codificate le modalità di ripristino dei cavi e della soletta.

La possibilità di avere un solaio ad intradosso completamente piano, senza capitelli inferiori, permette una grande libertà di spostamento delle tramezzature, specialmente nel caso di locali destinati ad ufficio dove spesso le pareti sono in cartongesso o realizzate mediante pareti in vetro o attrezzate, suscettibili di spostamenti in funzione delle mutate esigenze lavorative. Il solaio piano facilita la stesa delle tubazioni degli impianti, non riduce l'altezza utile interna e migliora l'aerazione e l'igiene, in particolare per quanto riguarda i piani interrati ed i parcheggi.

Il solaio a cavi post-tesi ha un ottimo comportamento dal punto di vista della resistenza al fuoco in quanto la post-compressione chiude ogni fessurazione dovuta al ritiro. Inoltre ha una grande duttilità dal punto di vista sismico.

Per poter sfruttare al meglio i vantaggi dei solai in c.a. e c.a.p. le maglie ottimali sono quelle quadrate (dai 6 ai 12 metri), con i carichi di esercizio di normale uso. Le maglie quadrate, spesso ricercate per una migliore distribuzione degli interni, non sono quindi più antieconomiche, a differenza di quanto accade con soluzioni in latero-cemento o prefabbricate. Diminuendo uno dei due lati, invece, si perde il comportamento a piastra e ci si avvicina al comportamento monodirezionale per il quale questo tipo di solaio può divenire non concorrenziale con altre tipologie disponibili.

L'uso del solaio a cavi post-tesi permette di ridurre le dimensioni dei pilastri, ponendo particolare attenzione alla verifica a punzonamento che diventa indispensabile in questi casi.

L'uso dei solai a cavi è particolarmente indicato per parcheggi multipiano per i quali le maglie di 8m x 10.50m o di 8m x 13.00m si dimostrano ottimali permettendo una disposizione razionale dei posti auto e della viabilità.

La maglia 9m x 9m invece, è particolarmente indicata per i centri commerciali, anche multipiano, dove avendo a disposizione ampie metrature, si ottiene il maggior risparmio nell'uso di un solaio a cavi rispetto ad un altro solaio, ad esempio un predalle.

La perfetta planarità all'intradosso del solaio a cavi postesi e l'assenza di giunti di accostamento, inevitabili con l'uso di elementi prefabbricati, rende possibile, solo con qualche accortezza in più il risultato di intradosso faccia a vista spesso richiesto dai progettisti architettonici. Questa finitura diventa quasi indispensabile per le zone a sbalzo come i balconi.

Con i solai a cavi si possono ottenere con facilità sbalzi fino a m 4.5. Sbalzi maggiori, fino a 6 m, si possono ottenere con particolari sistemi di posizionamento dei cavi.

Studiando con il fornitore delle cassetture lo strumento adeguato al progetto e progettando a conci opportuni il solaio è possibile rendere estremamente veloce la realizzazione della struttura, riuscendo a riutilizzare fino a 3 volte al mese il cassero, con un notevole risparmio negli oneri di noleggio.

Con il solaio a cavi risulta anche possibile procedere alla costruzione realizzando porzioni di solaio sfalsate in altezza e quindi velocizzare la costruzione di alcune parti di fabbricato rispetto ad altre sia per esigenze di cantiere sia per esigenze progettuali.

La soluzione adottata per i pilastri del WTC ha permesso inoltre un maggiore confinamento del calcestruzzo HPC migliorando ancora sensibilmente le sue caratteristiche resistenziali.

L'uso di calcestruzzi ad elevata resistenza permette la realizzazione di pilastri di sezione ridotta, guadagnando superficie utile, specialmente nei solai adibiti a parcheggio dove essi vengono posizionati fra i posti macchina.

La soluzione strutturale adottata per le strutture del World Trade Center di San Marino che prevede l'uso sia l'uso per i calcestruzzi HPC per i pilastri sia dei solai a cavi post-tesi ha permesso di ridurre ulteriormente la sezione dei pilastri stessi potendo questi essere considerati soggetti quasi esclusivamente a sforzo normale, una volta che sia stato reso possibile il corretto utilizzo strutturale dei nuclei in cemento armato (vani scala e vani ascensore) ai quali affidare la resistenza alle azioni orizzontali quali quelle sismiche.

SULLA RESISTENZA AL FUOCO DEL CALCESTRUZZO RINFORZATO CON FIBRE DI ACCIAIO: UNA PROPOSTA DI CALCOLO

Matteo Colombo¹, Marco di Prisco¹, Claudio Failla²

¹ Politecnico di Milano.

² Magnetti Building.

SOMMARIO

L'indagine sperimentale proposta è mirata alla determinazione della resistenza al fuoco di lastre fibrorinforzate di piccolo spessore. L'applicazione della normativa UNI 9502 al fibrorinforzato richiede la determinazione di curve di degrado della resistenza a trazione del materiale non disponibili in letteratura. Tale determinazione può facilmente essere compiuta su provini degradati a seguito di opportuno ciclo termico. La sperimentazione indaga l'influenza della temperatura corrente sul comportamento meccanico del materiale. Questa informazione è determinante ai fini della proposta di calcolo della resistenza al fuoco nel seguito presentata, basata sul rilievo delle caratteristiche meccaniche su campione, preventivamente degradato, provato a temperatura ambiente.

SUMMARY

The experimental investigation is aimed to check the fire resistance of SFRC thin slabs. UNI 9502 Code application to SFRC requires the knowledge of the tensile strength decrease due to high temperature exposure. These data are not available in the literature, but they can be easily determined by exposing specimens to suitable cyclic thermal loading paths, before the mechanical characterization tests. The research investigates the influence of the current temperature on the mechanical behaviour of the material. The last data is determinant for the fire-resistance design proposal here presented, based on the detection of mechanical characteristics on specimens tested at room conditions after thermal cycles.

1. INTRODUZIONE

Sebbene la produzione di fibre costituisca già da tempo un significativo dato nel bilancio complessivo delle costruzioni dell'ingegneria civile, l'uso di fibre è rimasto confinato alla produzione di elementi strutturali secondari per i quali il collasso non comporta problemi di sicurezza. La ricerca in cui si colloca questo lavoro è finalizzata alla realizzazione di elementi prefabbricati precompressi nei quali il calcestruzzo fibrorinforzato assume funzione strutturale per gli sforzi secondari [1,2]. La presente indagine sperimentale, svolta nell'ambito della collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano e la ditta Magnetti Building, riguarda il comportamento al fuoco del calcestruzzo fibrorinforzato ed ha come fine l'individuazione di un criterio di dimensionamento strutturale dei suddetti elementi quando soggetti a carico d'incendio. Seguendo l'impostazione della normativa nazionale in materia [3], l'attività svolta è stata mirata all'individuazione dei parametri necessari per il calcolo analitico della resistenza al fuoco di elementi in calcestruzzo fibrorinforzato. Tra questi parametri risultano in particolare determinanti quelli legati al degrado del comportamento meccanico del materiale soggetto a trazione nella fase fessurata.

Precedenti indagini sperimentali inserite nello stesso programma di ricerca [4] hanno evidenziato che la presenza delle fibre, in percentuali volumetriche inferiori al 1%, non altera significativamente la conducibilità termica del materiale. Rimane da chiarire se la resistenza residua a trazione, garantita a 20°C dal meccanismo di estrazione (pull-

out) delle fibre, può alle alte temperature essere associata ad un altro meccanismo resistente quale, ad esempio, la plasticizzazione a caldo delle stesse fibre. Un'altra interessante indagine consiste nel capire se le alte temperature inducono un danno irreversibile legato esclusivamente alla massima temperatura raggiunta o dipendente anche dalla temperatura istantanea del materiale. Nel caso in cui il danneggiamento fosse legato semplicemente alla massima temperatura, questo potrebbe essere identificato sperimentalmente testando il materiale a temperatura ambiente dopo averlo sottoposto ad un ciclo termico caratterizzato da un'assegnata soglia di temperatura.

2. IL PROGRAMMA SPERIMENTALE

Al fine di indagare il ruolo della temperatura del provino sul comportamento meccanico in trazione, sono state condotte alcune prove comparative di flessione. Con la volontà di semplificare la procedura di prova è stato scelto lo schema di flessione a quattro punti. Nella sperimentazione sono stati indagati quattro materiali, diversi tra loro per resistenza della matrice ($f_c=40-75$ MPa), tipo di fibre utilizzate (zincate a basso contenuto di carbonio $l_f/d_f=45$ indicando con l_f e d_f rispettivamente la loro lunghezza e il loro diametro $f_{tk}=1300$ MPa; non zincate ad alto contenuto di carbonio $l_f/d_f=80$ $f_{tk}=2300$ MPa; entrambe uncinato e con lunghezza $l_f=30$ mm) e contenuto di fibre (35-50 kg/m³). I materiali considerati sono stati denominati con le seguenti sigle: T75/50/45-30, T75/50/80-30, T40/50/45-30 e T40/35/45-30 dove il primo campo indica la resistenza della matrice, il secondo il contenuto di fibre in peso al m³ e il terzo rispettivamente il

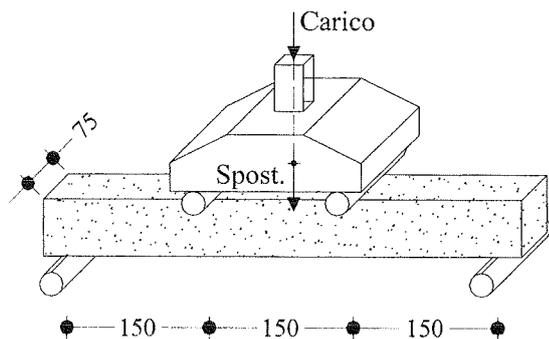


Figura 1 - Schema di carico e geometria dei provini

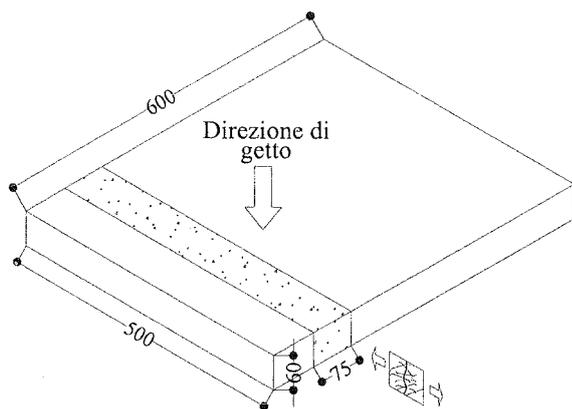


Figura 2 - Preparazione dei provini

rapporto d'aspetto e la lunghezza delle fibre.

I provini utilizzati per le prove sono caratterizzati da altezza pari a 60 mm, dimensione corrispondente a quella delle lastre costituenti il profilo degli elementi di copertura prefabbricati, larghezza 75 mm, e lunghezza 500 mm (figura 1).

Nei provini sono stati praticati due fori circolari con diametro 4 mm per permettere l'inserimento di due termocoppie che consentissero di rilevare la temperatura dei travetti durante la prova. I fori sono posizionati a 100 mm dall'estremità del provino e rispettivamente a 8 mm e a 30 mm dalla superficie di intradosso, ovvero in corrispondenza della superficie esterna ed al centro del provino stesso.

Tali provini sono stati ricavati per taglio, dividendo in otto parti un'unica piastra dalle dimensioni 600x60x500 mm (figura 2).

Le dimensioni ridotte del provino richiedono considerazioni preliminari sullo scarto atteso durante la sperimentazione. Osservando i risultati sperimentali presenti in letteratura [5] sul contenuto di fibre in carote di differenti misure si è riscontrato che in carote aventi il diametro di 68mm la dispersione dei dati è dell'ordine del $\pm 10\%$ e che il valore medio sperimentale si discosta dal valore nominale per meno del 2%. Nel caso dei travetti in esame possiamo considerare che le dimensioni, e quindi gli scarti, siano riconducibili a quelli derivanti da carote del diametro di circa 60-70 mm essendo il provino alto 60 mm e largo 75 mm.

Le prove di flessione sono state condotte utilizzando una pressa elettromeccanica INSTRON 5587 in controllo di spostamento, considerando come parametro di controllo lo

spostamento dell'attuatore (δ) (figura 3).

Su ogni materiale sono state eseguite tre tipologie di test, differenti tra loro per il trattamento dei provini.

I primi test, usati come riferimento, sono stati condotti su provini a temperatura ambiente senza essere stati sottoposti ad alcun trattamento termico.

La seconda tipologia utilizza provini a temperatura ambiente preventivamente sottoposti ad un ciclo termico (provino freddo, C = cold) caratterizzato da una determinata temperatura massima ($T = 200, 400, 600$ e 800°C).

Infine il terzo gruppo di test è stato condotto su provini appena estratti dal forno dopo il raggiungimento della massima temperatura di riferimento (provino caldo, H = hot) [6].

Il processo di riscaldamento è caratterizzato da una durata di 24 ore e dopo il raggiungimento della temperatura di riferimento viene effettuata una fase di circa due ore a temperatura costante per garantire una distribuzione delle temperature all'interno del provino il più possibile uniforme. La fase di raffreddamento relativa alle prove a caldo è caratterizzata da una durata di 48 ore a partire dall'ultima fase di riscaldamento (stabilizzazione alla massima temperatura): il provino viene lasciato per le prime 24 ore all'interno del forno spento, mentre per le successive 24 è lasciato raffreddare a temperatura ambiente.

Con lo scopo di minimizzare lo scambio termico del provino con l'ambiente esterno nelle prove a caldo (H), i test sono condotti utilizzando velocità di deformazione abbastanza elevate; in particolare velocità dell'attuatore pari a 1mm/min fino al picco e 2mm/min nella zona post-picco.

L'influenza della velocità di deformazione è stata valutata conducendo un quarto gruppo di prove analoghe alle prime ma con velocità di deformazione ridotte (0.1mm/min fino a valore di δ pari a 1.5mm, 0.25mm/min nei successivi 1.5mm di δ e 0.5mm/min nella fase finale).

Per semplificare la procedura di prova e per l'obiettivo di difficoltà di maneggiare il materiale ad alta temperatura, i provini non sono stati strumentati.

L'apertura di fessura è stata calcolata assumendo valido il cinematico a blocchi rigidi e facendo riferimento allo spostamento dell'attuatore e all'esatta posizione della fessura (rilevata sperimentalmente). È necessario sottolineare che in tutte le prove si è assistito alla propagazione di una sola fessura posta sempre nella zona critica. Tutte le prove sono state condotte con ripetibilità pari a tre.



Figura 3 - Set-up di prova

3. L'ANALISI TERMICA

Uno dei problemi fondamentali delle prove condotte sui provini soggetti a estrazione rapida dal forno (H) è lo studio dell'evoluzione delle temperature nel travetto, durante l'esecuzione della prova. Tale evoluzione dipende sia dalle caratteristiche del materiale, sia dalle condizioni al contorno che determinano il flusso di calore uscente ed entrante dal corpo. I parametri e le condizioni necessari all'analisi sono stati fissati in accordo alla normativa EC2 parte 1.2 con riferimento alle caratteristiche riportate per calcestruzzi ad alta resistenza con aggregati silicei. In particolare per il calore specifico C_p [J/Kg*K], la conducibilità termica K_c [W/m*K] e la densità ρ [kg/m³] si è considerato:

$$C_p = 900 + \frac{80 \cdot T}{120} - 4 \cdot \left(\frac{T}{120}\right)^2$$

$$k_c = 2 - 0,24 \cdot \left(\frac{T}{120}\right) + 0,012 \cdot \left(\frac{T}{120}\right)^2$$

$$\rho_{chs} = \begin{cases} 2300 \rightarrow T < 100^\circ\text{C} \\ 2250 \rightarrow T \geq 100^\circ\text{C} \end{cases}$$

avendo espresso T in °C.

Per le condizioni al contorno, si è considerato un coefficiente convettivo $h = 15 \text{ W/(m}^2\text{K)}$.

Per determinare la distribuzione delle temperature nello spessore si utilizza un approccio alle differenze finite per l'integrazione delle equazioni che governano il flusso termico nel materiale [7]. Tale approccio discretizza il provino in diversi strati nei quali, durante ogni intervallo di tempo, si considerano stazionarie le condizioni termiche.

L'energia scambiata per irraggiamento è stimata utilizzando un'equazione semplificata nella quale si ipotizzano unitari tutti i fattori di forma e inoltre si suppone pari a 1 anche il coefficiente di irraggiamento, il che equivale a presumere che tutta l'energia emessa da una superficie venga assorbita dall'altra. L'equazione che descrive la potenza scambiata per irraggiamento P_{irr} è ottenuta dalla legge di Stefan-Boltzman:

$$P_{irr} = \sigma \cdot \varepsilon \cdot A \cdot \left[(T_{piastre} + 273)^4 - (T_{amb} + 273)^4 \right]$$

Per quanto riguarda, invece, l'energia scambiata tra uno strato e l'altro del provino si considera la legge di Fourier che descrive il passaggio di calore all'interno di un corpo ed esprime la potenza scambiata come:

$$P_{cond} = k_c \cdot A \cdot \frac{(T_H - T_C)}{l}$$

Infine con riferimento alla componente convettiva del flusso termico che interessa le superfici esterne; la potenza scambiata viene valutata con la legge di Newton:

$$P_{conv} = h \cdot A \cdot (T_{superficie} - T_{amb})$$

I risultati numerici così ottenuti sembrano interpretare bene l'andamento delle variazioni di temperatura rilevate sperimentalmente. Nella figura 4 a fianco ai risultati sperimentali è mostrata l'evoluzione temperatura-tempo calcolata numericamente per il solo caso di temperatura iniziale pari a 400°C. In quest'ultimo caso nel corso dell'intera prova la temperatura nel centro del provino subisce una diminuzione di circa il 5% mentre al lembo superiore la diminuzione di temperatura è pari a circa il 20%.

Grazie alle analisi termiche appena descritte è stato possibile selezionare la velocità di prova in modo tale che il campione non si raffreddasse eccessivamente durante l'esecuzione del test. Considerando accettabile una diminuzione di circa il 2-3% della temperatura iniziale con riferimen-

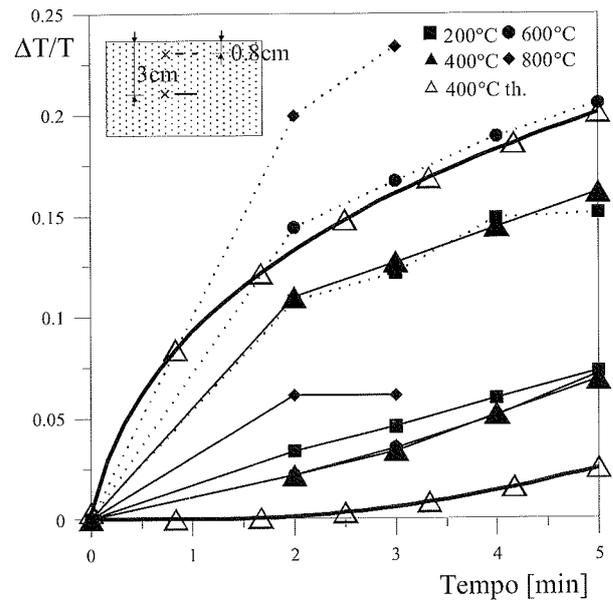


Figura 4 - Andamento delle temperature sperimentali e numeriche durante la prova nel centro del provino e vicino alla superficie libera.

Temperature T(t) [°C]		$\frac{T(t_1) - T(t_0)}{T(t_0)}$
$t_0=0$ min.	$t_1=5$ min.	
200	194	3.0 %
400	390	2.5 %
600	588	2.0 %
800	786	1.8 %

Tabella 1 - Raffreddamento ottenuto numericamente al centro del provino dopo un tempo pari a 5 minuti.

to al centro del provino, si è ricercato numericamente il tempo che permettesse tale variazione. In particolare, per un tempo pari a 5 minuti si sono calcolati i risultati mostrati in tabella 1.

Le letture sperimentali delle termocoppie dopo un tempo di 5 minuti, hanno registrato, come già indicato, una diminuzione di circa il 5% rispetto alla temperatura iniziale.

4. I RISULTATI SPERIMENTALI

I risultati sperimentali delle prove condotte a bassa velocità di deformazione sono riportati in figura 5 dove vengono mostrate le curve medie carico (P) - apertura di fessura (COD).

In figura 6a le medesime curve sono sovrapposte a quelle ottenute procedendo ad alta velocità di deformazione.

L'influenza della velocità di deformazione, espressa in termini di variazione degli sforzi nominali medi in determinati intervalli di apertura di fessura (calcolati assumendo il picco come punto di localizzazione), è mostrata nella figura 6b.

Sebbene si osservi che la velocità di prova sia influente sui risultati sperimentali, risulta difficile definirne una tendenza univoca. Ipotizzando che l'influenza della velocità di prova sui parametri caratteristici dei materiali sia invariante con la temperatura, si definisce il degrado come il rapporto tra il valore della resistenza ricavata dalle prove a velocità di deformazione elevata a temperatura variabile e la stessa resistenza a temperatura ambiente ricavata su provini non danneggiati termicamente, sempre da prove con elevata velocità.

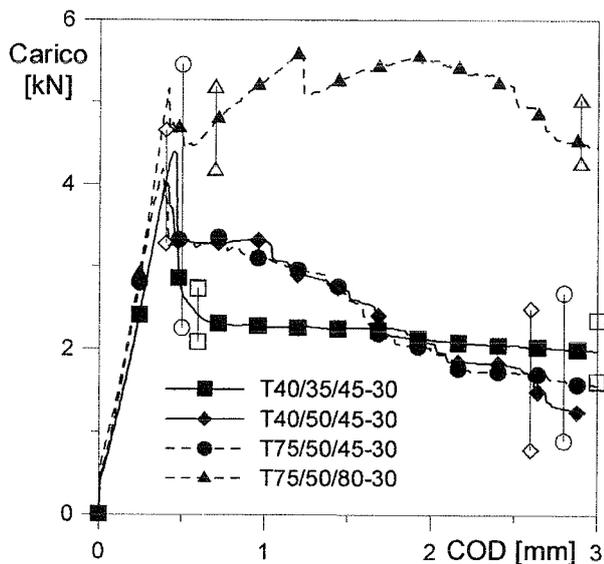


Figura 5 – Curve sperimentali medie ottenute dalle prove condotte con basse velocità di deformazione

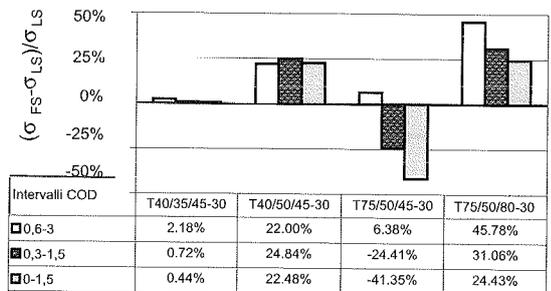
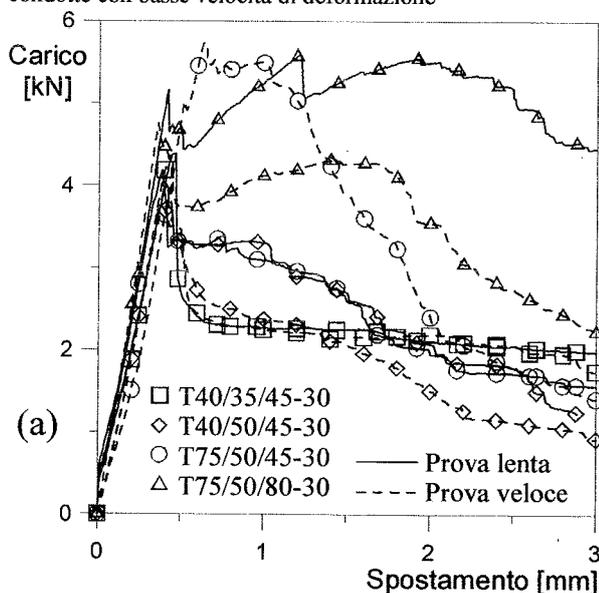


Figura 6 – Influenza della velocità di prova: (a) Curve carico - spostamento medie (b) comportamento post-fessurativo (FS=fast strain, alta velocità, LS=low strain, bassa velocità)

Per quanto riguarda le prove condotte ad alta velocità di deformazione, i risultati sono rappresentati in figura 7 ove sono mostrate le curve medie carico (P) – spostamento della

traversa (δ).

Il risultato più significativo sembra essere un buon accordo tra i test a freddo (C) e quelli a caldo (H); le curve associate alle due diverse modalità di prova mostrano una piccola differenza che fornisce una misura dell'influenza della temperatura istantanea del provino sul comportamento del materiale.

Se si osserva il comportamento del picco della matrice al crescere della temperatura, riassunto per tutti i materiali nella figura 8, si nota che i comportamenti delle prove H e C sono abbastanza simili ed entrambi i risultati sono comunque comparabili con quelli proposti dall'Eurocodice 2 per il calcestruzzo privo di rinforzo fibroso. In particolare si evidenzia un miglioramento delle prestazioni del calcestruzzo fibrorinforzato rispetto a quelle del calcestruzzo bianco quando esposto ad alte temperature.

Si può facilmente notare che per i materiali caratterizzati dalla matrice più debole (T40), in corrispondenza dei 200°C, non si registra una perdita di resistenza ma, al contrario, un aumento del carico di picco. Tale fenomeno è decisamente più evidente per il materiale con maggior contenuto di fibre (T40/50/45-30) e nel caso di campioni provati dopo ciclo termico. In generale questi due materiali sono caratterizzati da un comportamento tra loro analogo per temperature superiori ai 400°C.

I calcestruzzi confezionati con la matrice più resistente (T75) presentano sin dalle basse temperature una perdita di resistenza e, per temperature superiori ai 400°C allineano il loro comportamento a quello presentato dai materiali prima descritti.

In ogni caso, tutti i calcestruzzi analizzati, presentano, per quanto riguarda il carico di picco, una buona corrispondenza tra il comportamento ottenuto dalle prove a caldo e quelle a freddo dimostrando che questo parametro è principalmente influenzato dalla temperatura massima raggiunta dal materiale piuttosto che dalla temperatura istantanea.

Per la determinazione della resistenza residua dei materiali si è fatto riferimento alle aree sottese dalla curva carico-spostamento della traversa in intervalli corrispondenti a diverse aperture di fessura calcolabili mediante il modello cinematico dei blocchi rigidi. Una prima caratterizzazione è stata eseguita ispirandosi alla normativa UNI 11039 [8] valutando la resistenza residua allo stato limite ultimo come lo sforzo medio nell'intervallo di apertura di fessura compreso tra 0.6 mm e 3 mm ($\sigma_{0,6-3}$), avendo considerato il picco come punto di localizzazione. Per caratterizzare il comportamento residuo dei materiali si è fatto uso anche di due ulteriori intervalli di apertura di fessura. Questi ultimi sono determinati in base alla valutazione della duttilità della struttura espressa in termini di rotazioni localizzate ed ipotizzando lo stato limite ultimo in corrispondenza di un valore pari al 2.5%. Definita la rotazione localizzata in corrispondenza della sezione fessurata come il rapporto tra l'apertura di fessura e l'altezza della sezione, considerando il limite del 2.5% prima accennato, si ricava, assumendo l'ipotesi cinematica dei blocchi rigidi, un'apertura di fessura associata allo stato limite ultimo pari a 1.5 mm. Utilizzando questo valore come estremo superiore dell'intervallo di integrazione sono stati considerati gli sforzi medi corrispondenti agli intervalli di apertura di fessura tra 0.3 mm e 1.5 mm ($\sigma_{0,3-1,5}$) e tra 0 mm e 1.5mm ($\sigma_{0-1,5}$).

Il comportamento degli sforzi residui appena definiti è mostrato per i vari materiali nella figura 9.

Analizzando singolarmente il comportamento dei materiali si osserva che per il calcestruzzo T40/35/45-30 tutte le resistenze residue indagate hanno dimostrato una buona so-

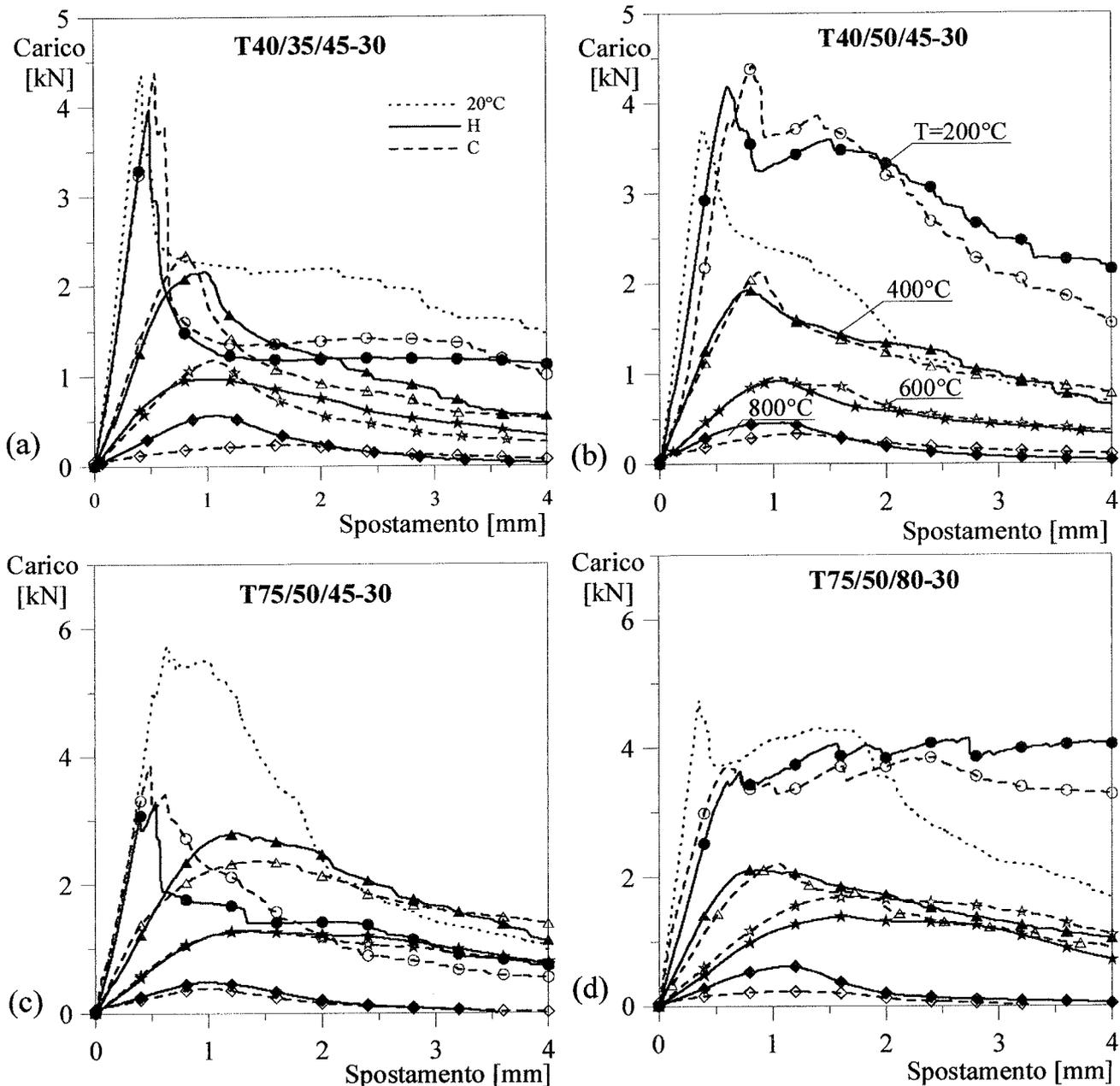


Figura 7 – Risultati sperimentali delle prove H e C: (a) T40/35/45-30 (b) T40/50/45-30 (c) T75/50/45-30 (d) T75/50/80-30

vrapponibilità tra i degniati ottenuti dalle prove a caldo (H) e quelli derivati dalle prove a freddo (C) ad eccezione dell'intervallo di temperature 200 – 400°C in cui, però, le differenze sono di piccola entità tenuto anche conto degli scarti sperimentali rilevati.

Il materiale caratterizzato dalla stessa matrice T40 e da un maggior dosaggio di fibre (T40/50/45-30) presenta, in relazione alla resistenza calcolata nell'intervallo di apertura di fessura tra 0.6 e 3 mm, valori di degrado differenti a seconda della modalità di prova, in particolar modo in corrispondenza di una temperatura pari a 400°C.

Il materiale T75/50/45-30 accentua il comportamento appena descritto estendendolo all'intervallo 200 – 600°C. In tale intervallo la differenza tra i due comportamenti alquanto marcata, pone qualche perplessità nel concludere senza

ulteriori considerazioni che la resistenza corrispondente a questo intervallo di apertura di fessura sia dipendente esclusivamente dalla massima temperatura raggiunta. Comportamento differente mostrano invece le resistenze associate agli altri intervalli di COD considerati che mostrano andamenti perfettamente indipendenti dalla modalità di prova.

Infine osservando il comportamento del materiale T75/50/80-30 si nota una buona indipendenza dalla modalità di prova in tutte le resistenze residue considerate per temperature superiori ai 400°C.

In conclusione, per quanto concerne il degrado della resistenza residua, si può constatare che per tutti i tipi di materiale si ottiene un buona confrontabilità tra il degrado ottenuto a caldo e quello ottenuto dopo ciclo termico per quanto riguarda le grandezze $\sigma_{0,3-1,5}$ e $\sigma_{0-1,5}$, mentre la resistenza re-

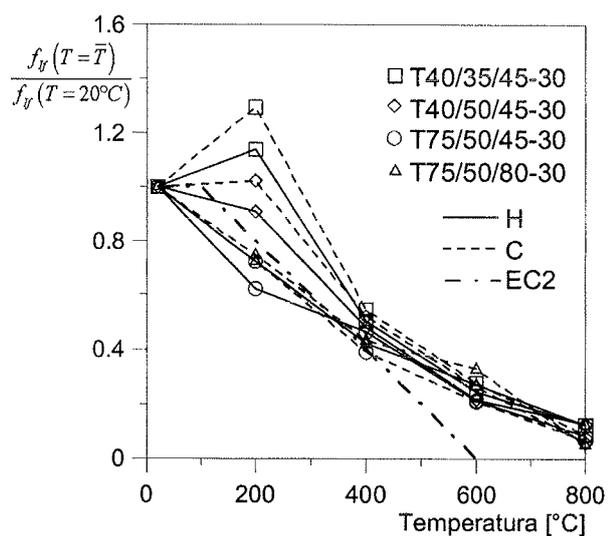


Figura 8 – Degradati della resistenza di prima fessurazione ottenuti sperimentalmente

sidua $\sigma_{0.6-3}$ sembra risultare maggiormente influenzata dalla temperatura del provino all'atto della prova, fatta eccezione per il materiale con minor contenuto di fibre.

Una possibile spiegazione intuitiva potrebbe essere trovata nel fatto che la resistenza della matrice risenta meno della metodologia di prova e quindi il suo degrado sia legato esclusivamente alla temperatura massima raggiunta, mentre il fenomeno di estrazione (pull-out) delle fibre in special modo per importanti valori di apertura di fessura sia maggiormente influenzato dalla temperatura istantanea all'atto della prova.

Valc la pena tuttavia considerare che questi materiali sono caratterizzati da uno scarto quadratico medio molto elevato; pertanto le differenze riscontrate tra le due modalità di prova possono essere meglio giudicate se confrontate con la differenza massima riscontrata tra le prove ripetute di ciascun campione omogeneo di tre prove, ovvero quelle a freddo e quelle a caldo. Il confronto mostrato in figura 10 con riferimento al materiale T75/50/45-30, evidenzia come la differenza tra le due modalità di prova risulti sensibilmente inferiore allo scarto massimo registrato in ciascun campione omogeneo per tutti i livelli di temperatura presi in esame ad

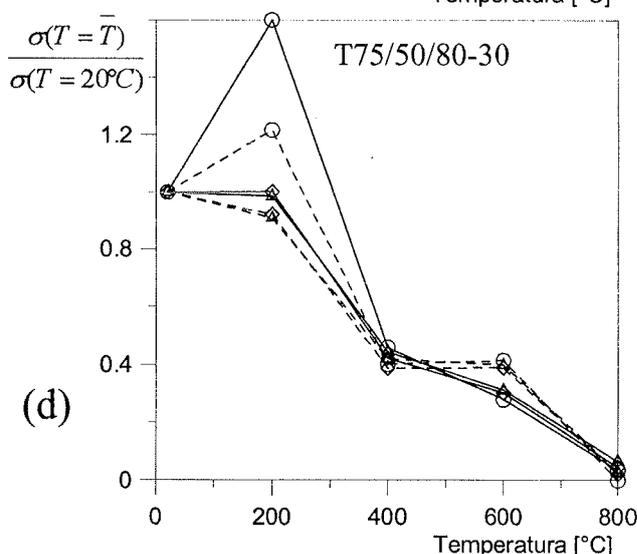
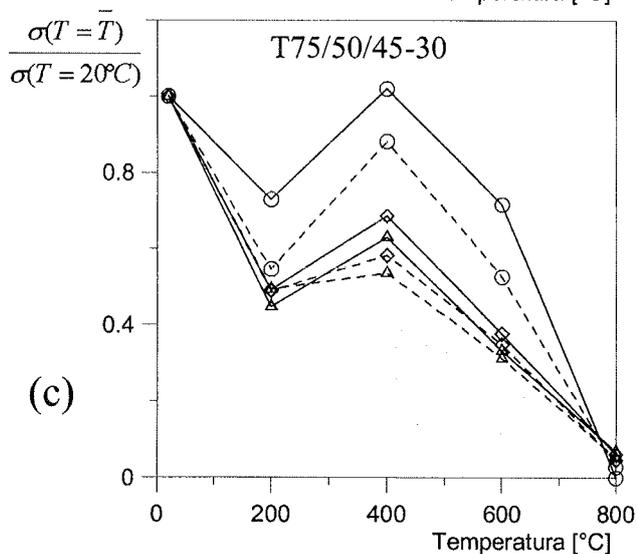
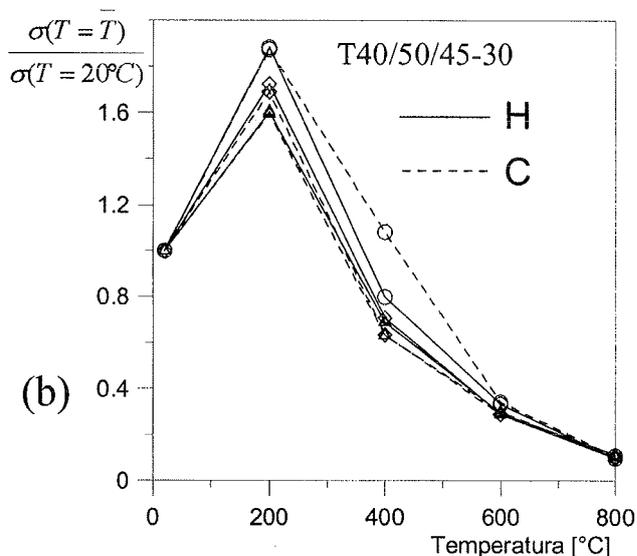
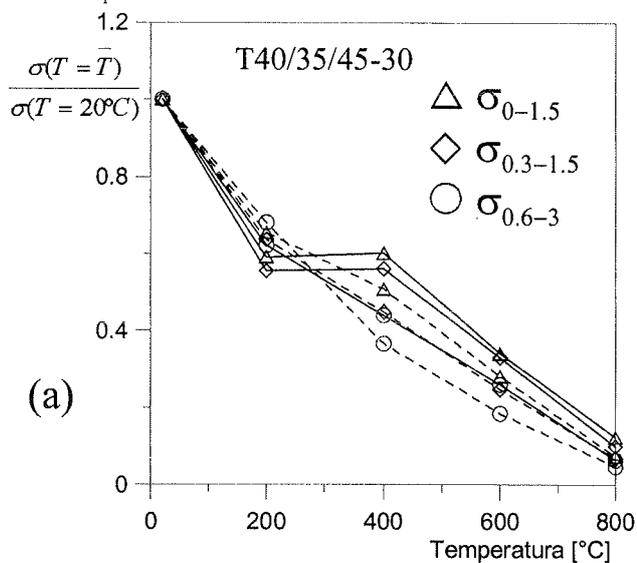


Figura 9 – Degradati sperimentali delle resistenze residue: (a) T40/35/45-30 (b) T40/50/45-30 (c) T75/50/45-30 (d) T75/50/80-30

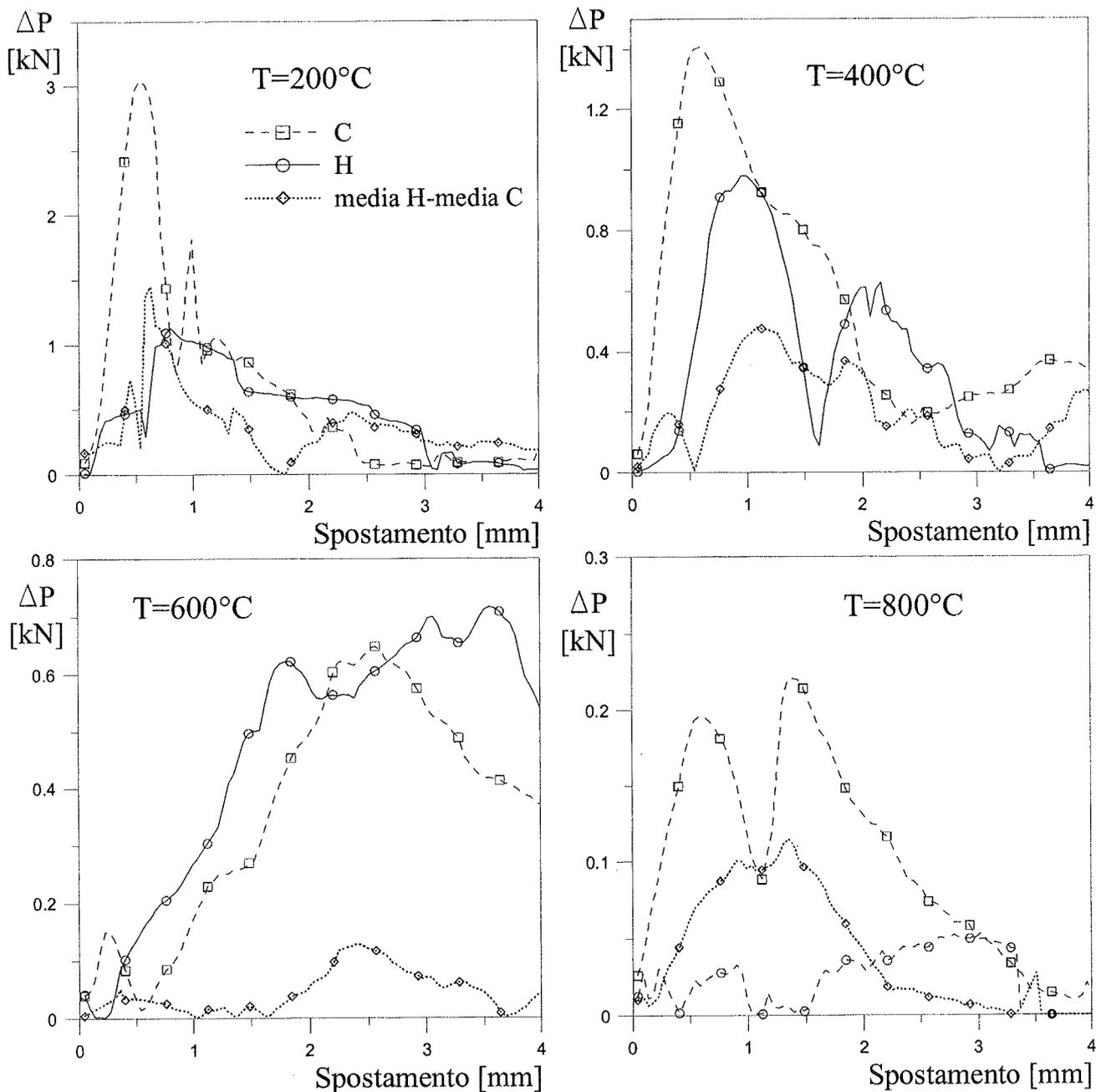


Figura 10 – Differenze tra carico massimo e minimo riscontrati nelle prove calde e in quelle fredde e differenza tra carichi medi delle prove lente e di quelle veloci

esclusione della temperatura massima di 800°C , ove peraltro risulta sempre significativamente inferiore allo scarto registrato tra i campioni a freddo.

5. PROPOSTA DI CALCOLO

Sulla base dell'indagine svolta e dei risultati recentemente pubblicati in relazione ad una serie di prove su lastre di dimensioni $1800 \times 600 \times 60$, realizzate in calcestruzzo di classe $R_c = 75\text{Mpa}$, soggette a curva di incendio standard [9] presso il centro CSI [4] ed a carico distribuito variabile, è possibile elaborare la seguente proposta di calcolo. Il conglomerato preso in esame nella precedente sperimentazione era stato

considerato sia privo di rinforzo, sia rinforzato con fibre uncinate 45-30 a basso contenuto di carbonio ed un dosaggio di 50 kg/m^3 ; pertanto il conglomerato fibrinforzato risultava del tutto assimilabile a quello denominato T75/50/45-30 nella presente campagna sperimentale.

Per calcolare la resistenza al fuoco di elementi strutturali sottili realizzati in calcestruzzo fibrinforzato soggetti a carico di incendio si potrebbe operare seguendo l'approccio proposto dalla UNI 9502, procedendo come nel seguito illustrato.

- Si calcola la temperatura nella generica posizione y della sezione critica facendo uso dei parametri termomeccanici tipici del calcestruzzo privo di rinforzo, a seconda del tipo di

aggregati utilizzati. La sperimentazione precedentemente condotta non ha infatti evidenziato alcuna sensibile influenza delle fibre di acciaio sulla distribuzione delle temperature nella sezione delle lastre opportunamente strumentate rispetto al calcestruzzo privo di rinforzo, forse a causa della bassa percentuale volumetrica.

- Si valuta sulla base di prove svolte a freddo dopo ciclo termico condotto a varie temperature (almeno 5 temperature di riferimento: 20, 200, 400, 600, 800 °C) il degrado meccanico. Tale quantità è computabile mediante la prova a flessione su un provino non intagliato caricato secondo uno schema a 4 punti di carico (4-point bending), computando la resistenza residua valutabile sulla base della curva carico P apertura di fessura w (COD misurato in corrispondenza della fibra di intradosso su una base di 200 mm) nell'intervallo $0.016*h \leq w \leq 0.24*h$ [9]. In particolare si valuta il P_{res} come valore medio nell'intervallo definito e da questo si deduce lo sforzo nominale residuo come $f_d = P_{res} * a / (b * h^2)$. Si traccia per punti il diagramma $f_d - T_{max}$ e si interpola linearmente tra i punti determinati. Per ritenere affidabile la curva di degrado è bene provare almeno tre campioni nominalmente identici e considerarne il valor medio.

- Nota la tensione $f_d(T(y))$, si esegue l'equilibrio alla rotazione rispetto alla fibra di estradosso, ove si suppone concentrata la forza di compressione, calcolando il momento resistente.

Operando secondo questa procedura semplificata, si trascura l'effetto delle coazioni dovute ad eventuali non linearità delle deformazioni termiche sul profilo della sezione e si rinuncia a calcolare la corretta posizione dell'asse neutro. Si può provvedere ad un calcolo lievemente più complicato, identificando un legame costitutivo in trazione uniassiale con ramo post-fessurativo lineare o bilineare, calcolando due livelli tensionali sulla base di due intervalli distinti di integrazione per la variabile w, e facendo riferimento all'equilibrio alla traslazione longitudinale per la determinazione della posizione esatta dell'asse neutro [7]. Ciò che importa qui sottolineare è che il risultato per tempi di esposizione significativi a carico di incendio secondo la curva normalizzata definita nella UNI 7678 [10] comporta modeste variazioni rispetto alla trattazione semplificata. In tabella 2 si mostra il confronto teorico-sperimentale relativo al momento flettente ottenibile sulla base dei dati raccolti in [4] con riferimento a piastre inflesse con un momento flettente pari rispettivamente al 24 ed al 40% del momento resistente ultimo a temperatura ambiente.

Tempo di collasso [min]	Momento di collasso sperimentale [kNm]	Momento di collasso di teorico [kNm]	$\frac{M_{prog} - M_{exp}}{M_{exp}}$ [%]
36	1.160	0.998	-13.93
50	0.700	0.898	28.32

Tabella 2 – Momenti di collasso delle piastre inflesse

6. CONCLUSIONI

La ricerca sperimentale ha permesso di giungere alle seguenti considerazioni conclusive.

- Sebbene la procedura di prova con estrazione rapida possa, a priori, risentire della brusca variazione di temperatura sulla superficie del provino, tale influenza è volutamente limitata dal breve tempo di prova e non risulta significativa alla luce del confronto con i campioni provati a temperatura ambiente dopo ciclo termico, né sulla resistenza di picco della

matrice, né tantomeno sulla resistenza post-fessurativa.

- Il meccanismo resistente post-fessurativo sia ad alte temperature sia a temperatura ambiente dopo ciclo termico rimane sempre quello di estrazione progressiva delle fibre (pull-out)

- Il confronto tra prove a caldo e prove a freddo ha messo in luce una scarsa dipendenza delle caratteristiche meccaniche a trazione dalla temperatura corrente. Sembra pertanto giustificata una legge di danneggiamento termico funzione della sola variabile T_{max} .

- La proposta di calcolo semplificata risulta facilmente applicabile a fronte di una campagna di prove mirata, svolta a temperatura ambiente dopo ciclo termico. La previsione ottenuta applicando tale proposta a lastre sottoposte ad una curva d'incendio standard ha confermato il risultato sperimentale a meno di uno scarto inferiore al 30%, comunque paragonabile a quello tipico degli sforzi residui per questo materiale.

7. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il Prof. Felicetti per la supervisione all'intera attività di ricerca e gli ingg Sonzogni e Manzoni della Magnetti Building per aver seguito, insieme agli autori, molta parte della sperimentazione presentata.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] M. DI PRISCO, R. FELICETTI, F. IORIO – 2001 – “Il comportamento flessionale di elementi sottili in HPC”, Convegno IGF, “La meccanica della frattura nel calcestruzzo ad alte prestazioni”, ed. di Prisco e Plizzari
- [2] M. DI PRISCO, F. IORIO, G. PLIZZARI – 2003 – “HPSFRC prestressed roof elements”, Test and design methods for steel fibre reinforced concrete – Background and experiences, B. Schnütgen and L. Vandewalle (Eds.), RILEM Publications S.A.R.L.
- [3] UNI 9502 – 2001 – Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso”
- [4] M. DI PRISCO, R. FELICETTI, C. FAILLA, M. MANZONI – 2002 – “Sul comportamento al fuoco di calcestruzzi fibrorinforzati”, Proc. 14° CTE Conf. Mantova
- [5] A. MEDA, G.A. PLIZZARI, F. SONZOGNI, T. LAMPERTI – 2002 – “Distribuzione delle fibre in elementi di calcestruzzo fibrorinforzato”, Proc. 14° CTE Conf. Mantova: CTE press.
- [6] P. PIMIENTA – 2001 – “Évolution des caractéristiques des BHP soumis à des températures élevées: Résistances en compression et modules d'élasticité”. Cahiers du CSTB n. 3353: 1-14.
- [7] M. DI PRISCO, R. FELICETTI, M. COLOMBO – 2003 – “Fire resistance of SFRC thin plates” Computational Modelling of Concrete Structures EURO-C 2003
- [8] UNI 10039-2 – 2001 – Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio - metodo di prova per la determinazione della resistenza di prima fessurazione e degli indici di duttilità
- [9] UNI CIS/SC4 – Draft febbraio 2004 – Progettazione, esecuzione e controllo degli elementi strutturali in calcestruzzo rinforzato con fibre d'acciaio.
- [10] UNI 7678 – Elementi costruttivi, Prove di resistenza al fuoco

UN APPROCCIO UNIFICATO PER LA MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO A ROTTURA DI TRAVI IN C.A. RINFORZATE A FLESSIONE E TAGLIO MEDIANTE L'INCOLLAGGIO DI LAMINE IN FRP

Vincenzo Colotti¹

¹ Dipartimento di Strutture, Università degli Studi della Calabria, Rende (Cosenza), Italy.

SOMMARIO

Viene presentato un modello analitico per valutare la capacità resistente allo stato ultimo di travi in calcestruzzo armato rinforzate esternamente mediante l'incollaggio di lamine in materiale composito. Il regime di sollecitazione considerato è quello di flessione e taglio. L'approccio adottato si basa sul concetto dell'analogia del traliccio equivalente ed è idoneo ad individuare, tra le principali modalità di rottura, anche quelle dovute al distacco o scorrimento del rinforzo esterno (*debonding*). Alcune applicazioni numeriche mostrano l'affidabilità del modello alla luce di una serie di risultati sperimentali disponibili in letteratura.

SUMMARY

An analytical approach based on the application of the truss analogy model suitable for predicting the load carrying capacity at ultimate of reinforced concrete beams under shear and bending, externally reinforced by bonding composite laminates, is presented. The method is capable of describing the main modes of failure, included those influenced by bond slip (*debonding*). The comparison with the results obtained from a set of experimental data available in literature confirms the validity of the proposed approach.

1. INTRODUZIONE

La necessità della riabilitazione di strutture esistenti in calcestruzzo armato (c.a.) non è più un fenomeno eccezionale, ma è considerata ormai, per evidenti ragioni economiche, una primaria attività nel campo delle costruzioni civili. Negli anni recenti, con lo sviluppo di forti adesivi strutturali e di materiali innovativi quali i compositi in polimeri fibro-rinforzati (FRP), il rinforzo di elementi strutturali in c.a. mediante l'incollaggio con adesivo di piastre, cioè la tecnica del placcaggio, si è rivelato un metodo abbastanza efficace ed efficiente che viene usato con sempre maggiore frequenza. Le ragioni di tale successo sono da ricercare essenzialmente in una serie di vantaggi di diversa natura: relativa semplicità di applicazione, rapidità di esecuzione, minime variazioni nelle dimensioni geometriche e nel sistema strutturale, minima interruzione dell'uso della struttura.

L'affidabilità di questa tecnica può essere assicurata se l'azione composita, cioè il trasferimento di tensioni dal calcestruzzo all'armatura supplementare incollata esternamente è mantenuto in tutti i livelli di carico, fino a rottura. Molte investigazioni sperimentali ([1]-[7]) sono state eseguite con lo scopo di valutare le potenzialità di esercizio e di sicurezza di questa nuova tecnica di rinforzo. La maggiore attività di ricerca finora sviluppata ha riguardato l'analisi del comportamento di travi rinforzate a flessione, mentre minore attenzione è stata in genere riservata al comportamento di travi rinforzate a taglio. Tuttavia, l'esame degli studi riportati in letteratura rivela chiaramente come il problema del progetto del rinforzo di elementi strutturali in c.a. è lontano dall'essere risolto in forma semplice ed affidabile. Infatti, sebbene la tecnica del placcaggio presenti i vantaggi pratici prima evidenziati, in diversi casi la modalità di rottura di una trave in c.a. rinforzata flessionalmente con piastre in composito si presenta di tipo piuttosto fragile, a causa del repentino distacco (*debonding*) della piastra dal calcestruzzo. Tale comportamento a rottura, di tipo

fragile, oltre a ridurre la potenzialità di rinforzo dell'armatura in composito, risulta anche indesiderabile dal punto di vista della sicurezza strutturale, in particolare per le strutture in zona sismica.

Alcuni ricercatori ([8]-[10]) hanno mostrato che l'introduzione di speciali dispositivi di ancoraggio, nella forma di staffe esterne ad U hanno la potenzialità di prevenire o ritardare il fenomeno del *debonding* con conseguente miglioramento delle doti di duttilità. Inoltre, tale armatura esterna trasversale consente anche di incrementare la capacità resistente a taglio delle travi.

Diversi studi ([11]-[14]) sono stati eseguiti allo scopo di chiarire e, quindi, di predire il comportamento allo stato limite ultimo di travi in c.a. rinforzate mediante l'incollaggio di armature esterne in FRP. Tali ricerche hanno migliorato significativamente la conoscenza del comportamento strutturale di tale tipo di travi ed hanno fornito utili indicazioni per lo sviluppo di appropriati modelli analitici. Comunque, sebbene diversi modelli analitici siano stati proposti per predire il carico ultimo di travi in c.a. rinforzate esternamente, persistono diverse incertezze circa la formulazione di un modello sufficientemente affidabile.

In generale, gli approcci analitici adottati per descrivere il meccanismo del *debonding* sono basati sulle due ipotesi base di legame elastico lineare per i materiali e sulla presenza di concentrazioni di tensioni d'interfaccia in corrispondenza dell'estremità della piastra (*cut-off end*) come la causa prevalente della rottura prematura per *debonding*. Tuttavia, l'uso dei suddetti modelli lineari per lo studio dei meccanismi di interazione all'interfaccia piastra-calcestruzzo si rivela accettabile per livelli di carico corrispondenti a situazioni di esercizio, mentre risulta inadeguato per l'interpretazione del comportamento sperimentale allo stato limite ultimo.

Le limitazioni e deficienze inerenti tali tipi di modelli, hanno condotto allo sviluppo di modelli semplificati di natura empirica. In generale, questi modelli costituiti da espressioni più o meno semplici sembrano fornire risultati in buon accordo con quelli sperimentali da cui sono stati derivati, ma, essendo validati solo contro un limitato numero di risultati sperimentali spesso derivanti da una singola attività di ricerca, diventa fortemente opinabile la loro applicazione a differenti situazioni e configurazioni.

A causa delle limitazioni e debolezze dei correnti modelli disponibili in letteratura, recentemente è stato intrapreso uno studio sistematico allo scopo di sviluppare un approccio alternativo basato su solidi principi ingegneristici. In particolare, in alcuni lavori precedenti sono stati proposti due modelli analitici, basati sull'analogia del traliccio equivalente e sulla teoria della plasticità, per l'analisi del comportamento allo stato ultimo di travi in c.a. rinforzate a flessione ([15],[16]) e/o taglio [17]. Contrariamente ai convenzionali modelli a traliccio [18], non in grado di individuare qualsiasi meccanismo di trasferimento degli sforzi per aderenza, i modelli proposti incorporano il suddetto meccanismo e, perciò, sono in grado di descrivere sia i comuni modi di rottura, sia quelli influenzati dallo scorrimento (*bond-slip*). Questi ultimi rappresentano indubbiamente la

modalità di crisi più ricorrente riscontrata nei test sperimentali su travi rinforzate a flessione [19].

Scopo del presente lavoro è quello di fornire un modello unificato basato su una formulazione generalizzata dei due modelli proposti precedentemente, in grado di descrivere il comportamento a rottura di travi rinforzate a flessione e/o taglio, mediante l'incollaggio di lamine in FRP.

Gli aspetti innovativi dell'approccio adottato riguardano: a) l'assunzione di schemi meccanici semplici e razionali, in luogo di formulazioni di natura empirica; b) la possibilità di poter valutare con sufficiente attendibilità la capacità resistente corrispondente ai vari modi di rottura dell'elemento strutturale rinforzato e perciò di stabilire un'effettiva gerarchia delle resistenze, di fondamentale importanza per una razionale progettazione del rinforzo o dell'adeguamento sismico di strutture esistenti basata sul concetto del *capacity design*.

L'affidabilità del modello nella previsione sia della capacità resistente sia della modalità di rottura di travi rinforzate a flessione e/o taglio, viene mostrata mediante l'applicazione ad un'ampia serie di test sperimentali i cui risultati sono disponibili in letteratura.

2. MODELLAZIONE

La capacità resistente di una trave in c.a. rinforzata a flessione ed a taglio mediante l'incollaggio di un'armatura esterna realizzata nella forma di lamine e/o strisce in FRP è calcolata facendo riferimento ad una schematizzazione basata sull'analogia del traliccio equivalente.

Secondo tale approccio, una generica trave fessurata è idealizzata come una travatura piana costituita da un corrente longitudinale superiore ed uno inferiore, che rappresentano la resistenza del calcestruzzo compresso e la resistenza a trazione dell'armatura (interna ed esterna), e da un pannello d'anima costituito da bielle diagonali di calcestruzzo compresso e tiranti corrispondenti alle armature trasversali (Fig.1). Vengono fatte inoltre le seguenti assunzioni:

- per i materiali e per il legame aderenza-scorrimento all'interfaccia piastra-calcestruzzo si idealizza un comportamento perfettamente plastico. In particolare, si assume che l'armatura esternamente incollata raggiunga la rottura dopo lo snervamento dell'armatura metallica interna, in accordo con il corrente criterio di progetto di travi rinforzate in c.a. secondo cui lo snervamento dell'armatura metallica e/o lo schiacciamento del calcestruzzo compresso si verificano prima della frattura o del distacco per aderenza dell'armatura in composito;
- il calcestruzzo d'anima è soggetto a uno stato di compressione monoassiale σ_c , inclinato di un angolo θ rispetto all'asse della trave (campo di compressione diagonale);
- la resistenza del calcestruzzo d'anima allo schiacciamento è data da $f_c = v_c f_{c0}$, dove f_{c0} è la resistenza cilindrica a compressione e v_c un fattore

di efficienza, introdotto per tener conto della limitata duttilità del materiale;

- l'armatura di rinforzo esterna è trattata come un'armatura convenzionale, assumendo una perfetta aderenza tra calcestruzzo e armatura incollata;
- per prendere in considerazione il meccanismo di trasferimento di sforzi per aderenza e l'associato meccanismo di rottura (*debonding*), viene usato lo sforzo di aderenza U per rappresentare il flusso del campo piano di tensione all'interfaccia lamina-calcestruzzo; allo stato limite ultimo si assume che la distribuzione degli sforzi di aderenza all'interfaccia lamina-calcestruzzo sia uniforme;
- il contributo delle barre longitudinali interne allo stato ultimo è trascurato quando si considera attivo il meccanismo di rottura per aderenza; vengono trascurati, inoltre, l'effetto spinotto nelle armature e l'effetto di ingranamento del calcestruzzo lungo le fessure.
- lo sforzo tagliante V dà luogo ad una tensione tangenziale media τ sul pannello d'anima, dato da $\tau = V/bd_v$, dove b e d_v sono rispettivamente lo spessore e l'altezza del pannello, quest'ultima pari alla distanza tra corrente teso e compresso;
- l'armatura tagliante interna, costituita da staffe metalliche verticali sufficientemente ravvicinate, è soggetta ad una forza equivalente per unità di lunghezza p_i , il cui valore allo snervamento è dato da $p_i = A_{st} f_{ty} / s$, dove A_{st} , f_{ty} ed s rappresentano, rispettivamente, l'area della sezione trasversale, la tensione di snervamento dell'acciaio e l'interasse delle staffe;
- l'armatura tagliante esterna, nella forma di laminati continui o di strisce verticali discontinue (Fig.2), è trattata come una staffatura convenzionale interna, il cui effetto è valutato in termini di forze distribuite per unità di lunghezza p_e , la cui espressione allo stato limite ultimo dipende dalla modalità di rottura (scorrimento per aderenza o frattura per tensione).

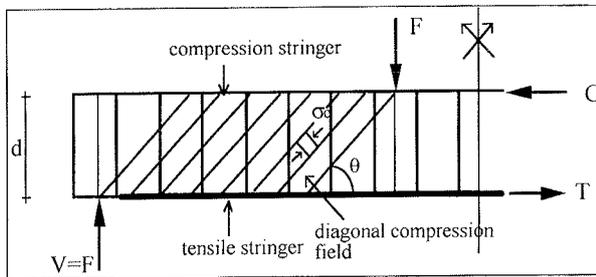


Fig. 1. Modello a traliccio per una trave in c.a. rinforzata con armatura esterna

Con riferimento ad una trave in c.a. semplicemente appoggiata, rinforzata a flessione e taglio mediante l'incollaggio di lamine in FRP, la modellazione a traliccio consente di ottenere le seguenti relazioni per la capacità resistente della trave ([16],[17]):

- a) Meccanismo di rottura a taglio (dovuto a schiacciamento del calcestruzzo d'anima e/o snervamento delle staffe):

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{l}{2} \left[\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \right] + \psi \alpha$$

$$\text{per } 0 \leq \psi \leq \psi_0 = \frac{\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha}{2\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (1a)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \sqrt{\psi(1-\psi)} \quad \text{per } \psi_0 \leq \psi \leq 0.5 \quad (1b)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{l}{2} \quad \text{per } \psi > 0.5 \quad (1c)$$

- b) Meccanismo di rottura a taglio/flessione (dovuto a schiacciamento del calcestruzzo d'anima e/o snervamento/frattura dell'armatura longitudinale):

$$1) \quad \psi \leq \psi_0$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{l}{2} \left[\sqrt{4\eta(1-\eta) + \alpha^2} - \alpha \right] \quad \text{per } \eta \leq 0.5 \quad (2a)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{l}{2} \left[\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \right] \quad \text{per } \eta > 0.5 \quad (2b)$$

$$2) \quad \psi > \psi_0$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \psi \left[\sqrt{\frac{2\eta}{\psi} + \alpha^2} - \alpha \right] \quad (2c)$$

- c) Meccanismo di rottura a flessione (dovuto a snervamento/frattura dell'armatura longitudinale e/o schiacciamento del corrente compresso di calcestruzzo):

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{M_u}{abd_v f_c} \quad (3)$$

- d) Meccanismo di rottura per debonding (dovuto alla separazione dell'armatura di rinforzo a flessione o al distacco del copriferro di calcestruzzo):
(relazione valida per travi rinforzate solo a flessione)

$$\frac{\tau}{f_c} = \psi_i \left[\phi + \alpha - \sqrt{(\phi + \alpha)^2 - 2\phi\beta} \right] \quad , \quad \psi_i > 0 \quad (4)$$

Nelle relazioni precedenti, i termini α , β , ϕ , η e ψ sono così definiti:

$\alpha = a/d_v$, rapporto tra la luce di taglio a e l'altezza efficace della sezione d_v ;

$\beta = l_a/d_v$, rapporto tra la lunghezza della piastra di rinforzo (nella luce di taglio) l_a e l'altezza efficace della sezione d_v ;

$\phi = U_y/p_i$, rapporto tra la resistenza di aderenza U_y e la resistenza delle staffe interne p_i , con

$$U_y = \min(b_m \tau_u; f_{ct} l_c b / 5d')$$

$b_m = (b + b_p)/2$, ampiezza media effettiva dell'interfaccia piastra-adesivo, assunta come il valore medio tra l'ampiezza della trave b e l'ampiezza della piastra di rinforzo b_p ;

$\tau_u = [2.77 + 0.06(f'_c - 20)]$ per $f'_c > 20$ MPa, è la tensione di aderenza all'interfaccia adesivo-calcestruzzo;

f_{ct} , l_c e d' sono, rispettivamente, la resistenza a trazione del calcestruzzo, la distanza media delle fessure e il copriferro di calcestruzzo;

$\eta = (A_{st} f_{ly} + A_p f_{fu}) / (bd' f_c)$, è il grado dell'armatura longitudinale, dove A_{st} e f_{ly} sono l'area e la tensione di snervamento dell'armatura longitudinale interna, rispettivamente; A_p e f_{fu} sono l'area e la tensione di rottura dell'armatura esterna di rinforzo a flessione;

$\psi = \psi_i + \psi_e$, è il grado totale di armatura a taglio, somma del contributo ψ_i dell'armatura interna (staffe) e del contributo ψ_e dell'armatura d'anima esterna, le cui espressioni sono date da:

$$\psi_i = \frac{p_i}{bf_c} = \frac{A_{st} f_{ly}}{bsf_c} \quad (5a)$$

$$\psi_e = \frac{p_e}{bf_c} \quad (5b)$$

con

$$p_e = \min \left(\frac{w_f h_f}{s_f} \tau_u; \frac{2w_f t_f}{s_f} f_{fe} \right) \quad \text{per staffe aperte} \quad (6a)$$

$$p_e = \frac{2w_f t_f}{s_f} f_{fe} \quad \text{per staffe chiuse} \quad (6b)$$

dove w_f , h_f , t_f e s_f sono, rispettivamente, la larghezza, l'altezza, lo spessore e l'interasse delle staffe esterne in FRP; $f_{fe} = \nu_f f_{fu}$ è la tensione di rottura efficace delle staffe esterne, assunta come una frazione della tensione nominale di rottura f_{fu} , essendo ν_f un fattore di efficienza.

Nella Eq.(3), M_u rappresenta il momento flettente ultimo della sezione di una trave rinforzata, valutato secondo la convenzionale teoria a flessione delle travi in c.a..

L'effettiva capacità resistente di una trave rinforzata viene determinata dal valore minimo ottenuto dalle Equazioni (1-3) per trave rinforzata a flessione e taglio, e dalle Equazioni (1-4) per trave rinforzata solo a flessione.

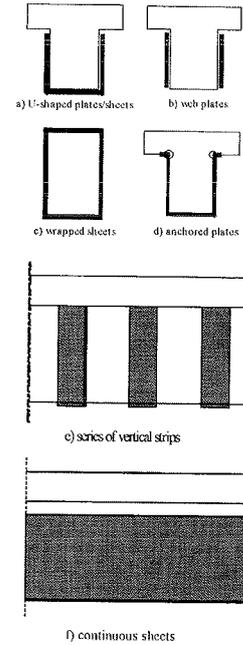


Fig. 2. Configurazioni dell'armatura esterna per il rinforzo a taglio

3. APPLICAZIONI NUMERICHE

Per verificare l'affidabilità del modello nel predire la capacità resistente di travi in c.a. rinforzate a flessione e/o taglio con lamine in FRP, è stata eseguita un'indagine numerica facendo riferimento ad una serie di travi testate sperimentalmente da diversi autori ed i cui risultati sono riportati in letteratura.

I provini considerati differiscono in termini di qualità del calcestruzzo, quantità di armatura longitudinale e trasversale, luce di taglio, caratteristiche geometriche e configurazioni dell'armatura di rinforzo.

I valori numerici sono stati ottenuti facendo le seguenti assunzioni per alcuni dei parametri che intervengono nelle equazioni che definiscono il modello analitico: $d_v = 0.9d$, essendo d l'altezza utile della sezione della trave; $\nu_c = 0.7$; $\nu_f = 1$. Inoltre, per la resistenza a trazione del calcestruzzo e per la distanza tra le fessure, in accordo con l'Eurocodice 2, sono state assunte le seguenti relazioni: $f_{ct} = 1.3 \times 0.3 \times f'_c{}^{2/3}$ MPa; $l_c = 50 + 0.25k_1 k_2 \phi_l / \rho_r$, con $k_1 = 0.8$, $k_2 = 0.5$, $\rho_r = A_{st} / (2.5bd')$ e $\phi_l =$ diametro delle barre longitudinali.

3.1 Travi rinforzate a flessione

Nella Tabella 1 sono riportati i valori della resistenza ultima determinata analiticamente mediante l'approccio proposto ed i valori di resistenza sperimentali. In tabella, oltre ai valori di resistenza determinati per via analitica mediante il modello proposto, è indicato anche il meccanismo di rottura attivato, cui corrisponde il valore minimo di resistenza. Come si può osservare, la correlazione risulta abbastanza soddisfacente, sia nei riguardi della stima della capacità resistente che nei

Tabella 1. Travi rinforzate a flessione: confronto tra risultati sperimentali e teorici

Rif. Bibl.	N.	Trave	Mat. di Rinforzo	$V = (\tau/f_c)bd_f f_c$ (kN)				V_{mod} (kN)	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{mod}	Modo di Rottura ⁽¹⁾	
				$V_{1,mod}$ (Eq.1)	$V_{2,mod}$ (Eq.2)	$V_{3,mod}$ (Eq.3)	$V_{4,mod}$ (Eq.4)				Sper.	Teor.
[20]	1	P2	CFRP	243,5	101,0	81,7	59,4	59,4	68,0	1,10	F	DB
	2	P3	CFRP	243,5	101,0	81,7	59,4	59,4	71,1	1,20	F	DB
	3	P4	CFRP	243,5	101,0	81,7	59,4	59,4	78,0	1,30	DB	DB
	4	P5	CFRP	243,5	101,0	81,7	59,4	59,4	79,5	1,30	DB	DB
	5	P7	CFRP	251,2	104,6	101,8	76,9	76,9	68,0	0,88	DB	DB
[21]	6	BF2	CFRP	647,9	237,9	186,5	143,8	143,8	185,0	1,29	DB	DB
	7	BF3	CFRP	631,7	237,9	184,1	140,1	140,1	186,0	1,33	DB	DB
	8	BF4	CFRP	588,3	237,9	177,4	130,3	130,3	184,2	1,41	DB	DB
	9	BF5	CFRP	656,8	237,9	187,8	145,8	145,8	177,0	1,21	DB	DB
	10	BF8	CFRP	676,2	178,6	148,7	186,9	148,7	111,3	0,75	DB	F
[22]	11	BF9	CFRP	619,3	95,5	100,2	173,6	95,5	95,8	1,00	DB	S
	12	A4	CFRP	170,6	129,5	87,7	55,2	55,2	55,0	1,00	S	DB
	13	A5	CFRP	170,6	197,4	106,8	55,2	55,2	45,0	0,82	S	DB
	14	B2	CFRP	513,7	84,8	94,5	171,3	84,8	85,0	1,00	F	S
[23]	15	B3	CFRP	513,7	160,3	191,1	171,3	160,3	114,0	0,71	DB/S	S
	16	1Au	CFRP	56,0	19,6	25,6	18,7	18,7	19,8	1,06	DB	DB/S
	17	2Au	CFRP	56,0	18,1	22,6	20,4	18,1	19,3	1,06	DB	S
	18	3Au	CFRP	56,0	18,1	19,2	20,4	18,1	19,5	1,08	DB	S
	19	1Bu	CFRP	56,0	19,7	25,7	17,7	17,7	18,3	1,03	DB	DB
	20	1B2u	CFRP	56,0	19,7	25,7	17,7	17,7	18,2	1,02	DB	DB
	21	2Bu	CFRP	56,0	19,7	22,7	17,7	17,7	17,0	0,96	DB	DB
	22	3Bu	CFRP	56,0	18,2	19,3	19,2	18,2	17,3	0,95	DB	S
	23	1Cu	CFRP	56,0	19,6	25,6	16,7	16,7	16,0	0,95	DB	DB
	24	2Cu	CFRP	56,0	19,6	22,6	16,7	16,7	17,8	1,06	DB	DB
[24]	25	3Cu	CFRP	56,0	18,1	19,2	18,0	18,0	15,4	0,85	DB	DB
	26	1U,1,0	CFRP	47,7	23,0	23,2	16,2	16,2	18,3	1,13	DB	DB
	27	2U,1,0	CFRP	47,7	23,0	23,2	16,2	16,2	16,0	0,99	DB	DB
	28	1U,2,3	CFRP	136,9	55,0	54,9	46,5	46,5	50,2	1,08	DB	DB
	29	1U1.0m	CFRP	49,1	23,1	25,9	16,5	16,5	18,3	1,10	DB	DB
	30	2U1.0m	CFRP	49,1	23,1	25,9	16,5	16,5	16,0	0,97	DB	DB
	31	3U1.0m	CFRP	49,1	21,5	22,8	17,8	17,8	17,0	0,96	DB	DB
	32	4U1.0m	CFRP	49,1	19,4	19,4	19,4	19,4	17,3	0,89	DB	DB
	33	5U1.0m	CFRP	49,1	19,4	19,4	19,4	19,4	17,3	0,89	DB	DB
	34	1U2.3m	CFRP	138,9	54,9	58,9	54,6	54,6	50,2	0,92	DB	DB
35	1U4.5m	CFRP	147,0	34,2	33,7	71,5	33,7	30,0	0,89	DB	F	
									media	1,03		
									COV, %	15,7		

(1) DB=Debonding; S=Taglio; F=Flessione

riguardi della predizione dell'effettivo meccanismo di rottura. La correlazione tra le resistenze teoriche e quelle sperimentali per le travi esaminate è mostrata anche graficamente in Fig.3.

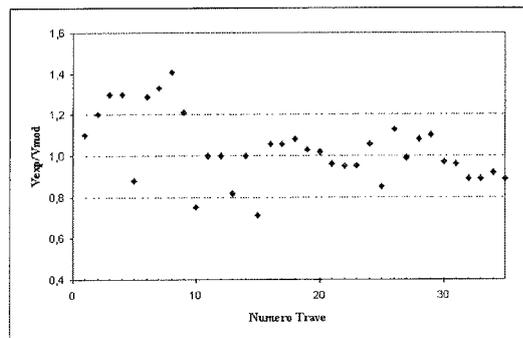


Fig. 3. Travi rinforzate a flessione: confronto tra risultati sperimentali e teorici

3.2 Travi rinforzate a taglio

Nella Tabella 2 è riportato il confronto tra i risultati sperimentali e quelli teorici ottenuti mediante il modello proposto. Anche in questa tabella sono riportati i valori delle differenti resistenze ultime corrispondenti ad ogni meccanismo di rottura e l'effettiva capacità resistente della trave, V_{mod} , pari al valore minimo tra i suddetti valori. Nelle ultime due colonne della tabella sono infine riportati i modi di rottura rilevati sperimentali e quelli previsti dal modello. Come si può osservare, anche per le travi rinforzate a taglio, la correlazione tra risultati sperimentali e teorici risulta abbastanza soddisfacente. Una rappresentazione grafica del confronto numerico è riportata in Fig.4.

Tabella 2. Travi rinforzate a taglio: confronto tra risultati sperimentali e teorici

Rif. Bibl.	N.	Trave	Mat. di Rinforzo ⁽¹⁾	$V=(\tau/f)bd.f_c$ (kN)			V_{mod} (kN)	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{mod}	Modo di Rottura ⁽²⁾	
				$V_{1,mod}$ (Eq.1)	$V_{2,mod}$ (Eq.2)	$V_{3,mod}$ (Eq.3)				Sper.	Teor.
[25]	1	BT1	-	86,3	86,2	179,6	86,2	90,0	1,04	S	S
	2	BT2	C,3s	475,3	157,8	179,6	157,8	155,0	0,98	S(BF)	S(BF)
	3	BT3	C,2s	475,3	157,8	179,6	157,8	157,5	1,00	S(BF)	S(BF)
	4	BT4	C,3s	323,1	142,0	179,6	142,0	162,0	1,14	S(BF)	S(BF)
	5	BT5	C,2s	323,1	142,0	179,6	142,0	121,5	0,86	S(BF)	S(BF)
	6	BT6	C,3s	557,9	163,3	179,6	163,3	221,0	1,35	F	S(DT)
[21]	7	BS2	C,3s	391,6	218,2	279,1	218,2	247,5	1,13	S(BF/DT)	S(DT)
	8	BS4	C,3s	720,5	260,9	283,0	260,9	252,0	0,97	F	S(DT)
	9	BS5	C,3s	339,1	201,0	281,2	201,0	170,0	0,85	S(BF/DT)	S(DT)
	10	BS6	C,3s	338,1	201,0	281,0	201,0	166,7	0,83	S(BF/DT)	S(DT)
	11	BS7	C,4s	410,1	221,2	280,0	221,2	235,5	1,06	S(DT)	S(DT)
[26]	12	TR30D10	C,2s	336,9	183,2	180,4	180,4	193,0	1,07	S(BF)	F/S(BF)
	13	TR30D2	C,2s	336,9	183,2	180,4	180,4	213,3	1,18	S(BF)	F/S(BF)
	14	TR30D20	C,2s	336,9	183,2	180,4	180,4	247,5	1,37	S(BF)	F/S(BF)
	15	TR30D3	C,2s	336,9	183,2	180,4	180,4	161,4	0,89	S(BF)	F/S(BF)
	16	TR30D4	C,2s	336,9	183,2	180,4	180,4	208,8	1,16	S(BF)	F/S(BF)
	17	TR30D40	C,2s	336,9	183,2	180,4	180,4	212,0	1,17	S(BF)	F/S(BF)
[8]	18	A1.2	S,3s	190,4	49,6	42,6	42,6	49,0	1,15	S(BF)	F
	19	A1.3	S,3s	252,3	50,8	42,6	42,6	48,3	1,13	S(BF)	F
	20	A2.1	S,3s	190,4	40,6	35,3	35,3	37,5	1,06	S(BF)	F
	21	A2.2	S,3s	234,3	41,2	35,3	35,3	38,8	1,10	S(BF)	F
	22	A3.2	S,3s	154,4	48,2	42,6	42,6	49,4	1,16	S(BF)	F
	23	A3.3	S,3s	231,3	50,5	42,6	42,6	49,1	1,15	S(BF)	F
[9]	24	S61	S,2s	263,3	99,0	109,5	99,0	92,0	0,93	S(BF/DT)	S(BF)
	25	S62	S,3s	257,2	98,8	108,8	98,8	97,5	0,99	S(BF/DT)	S(BF)
[10]	26	SBB1	-	184,5	98,5	134,9	98,5	115,9	1,18	S	S
	27	SDB2	S,3s	250,8	136,0	147,5	136,0	172,5	1,27	F	S(DT)
	28	NS1	C,3s	330,1	159,3	148,8	148,8	130,2	0,87	S(BF)	F
	29	NS2	S,3s	268,3	148,3	146,6	146,6	154,6	1,05	F	F/S(DT)
	30	PS1	S,3s	274,9	147,1	150,8	147,1	156,8	1,07	F	F/S(DT)
	31	NSFD1	S,3s	286,2	150,4	138,1	138,1	138,6	1,00	F,S	F
	32	NSFD2	S,3s	279,5	117,8	120,2	117,8	123,5	1,05	F	F/S(DT)
[27]	33	A1	A,3s	103,8	31,7	36,8	31,7	38,7	1,22	S	S(BF)
	34	A2	A,3s	108,7	31,8	36,9	31,8	30,0	0,94	S	S(BF)
	35	E1	G,3s	71,1	28,8	36,6	28,8	36,7	1,27	S	S(DT)
	36	E2	G,3s	76,9	28,8	36,9	28,8	34,0	1,18	S	S(DT)
	37	G1	C,3s	83,9	30,1	36,7	30,1	35,5	1,18	S	S(DT)
	38	G2	C,3s	87,2	30,1	36,9	30,1	36,4	1,21	S	S(DT)

(1): A=Aramide; C=Carbonio; G=Vetro; S=Acciaio;
2s, 3s, 4s = due, tre, quattro lati incollati

(2): F=Flessione; S=Taglio; BF=Debonding; DT=Trazione diagonale

media	1,08
COV,%	12,3

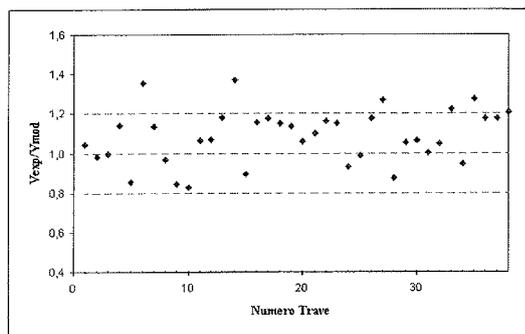


Fig. 4. Travi rinforzate a taglio: confronto tra risultati sperimentali e teorici

4. CONCLUSIONI

E' stato presentato un modello meccanico basato sull'analogia del traliccio equivalente per predire il carico ultimo e la modalità di rottura di travi in c.a. rinforzate a flessione e/o taglio mediante l'incollaggio di armature esterne nella forma di lamine/strisce in FRP.

Il modello è basato su solidi principi ingegneristici e permette di tener conto di tutti i possibili modi di rottura di travi rinforzate con materiali FRP, compresi quelli derivanti dal meccanismo di trasferimento degli sforzi per aderenza (*debonding*).

Il metodo proposto differisce dai modelli analitici reperibili in letteratura che sono in genere basati sull'assunzione di comportamento elastico dei materiali e delle strutture. La sostanziale semplicità dell'approccio adottato non compromette l'affidabilità dei risultati del modello proposto che, al contrario, si è rivelato particolarmente efficiente per descrivere il comportamento a rottura di travi in c.a. rinforzate esternamente sia a flessione che a taglio.

Gli aspetti innovativi dell'approccio adottato riguardano, da un lato, l'assunzione di schemi meccanici semplici e razionali, in luogo di formulazioni di natura empirica e, dall'altro, la possibilità di poter valutare il contributo dell'armatura di rinforzo in funzione dei possibili meccanismi di rottura che possono innescarsi nell'elemento strutturale rinforzato.

BIBLIOGRAFIA

[1] Meier, U. (1987). "Repair of Bridges with High Performance Composite Materials". *Material und Technik*, 15(4), 125-128.
 [2] Oehlers, D.J. (1992). "Reinforced Concrete Beams with Plates Glued to their Soffits". *J. of Structural Engineering*, ASCE, 118(8), 2023-2037.

[3] Swamy, R.N., Jones, R. & Bloxham, J.W. (1987). "Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates". *The Structural Engineer*, 65(2), 59-68.
 [4] Taljsten, B. (1997). "Strengthening of Beams by Plate Bonding". *J. Mater. Civil Eng.*, ASCE, 9(4), 206-212.
 [5] Quantrill, R.J., Hollaway, L.C. & Thorne, A.M. (1996). "Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: Part I". *Mag. of Concrete Research*, 48(177), 331-342.
 [6] Sharif, A., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A., Baluch, M.H. & Ghaleb, B.N. (1994). "Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates". *ACI Struct. J.*, 91(2), 160-168.
 [7] Norris, T., Saadatmanesh, H. & Ehsani, M.R. (1997). "Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets". *J. of Structural Engineering*, ASCE, 123(7), 903-911.
 [8] Spadea, G., Bencardino, F. & Swamy, R.N. (1998). "Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP". *J. Comp. for Constr.*, ASCE, 2(3), 132-137.
 [9] Swamy, R.N., Jones, R. & Charif, A. (1996). "Contribution of externally bonded steel plate reinforcement to the shear resistance of reinforced concrete beams". *Repair and Strengthening of Concrete Members with Adhesive Bonded Plates*, Editors R.N. Swamy and R. Gaul, ACI SP-165.
 [10] Swamy, R.N., Mukhopadhyaya, P. & Lynsdale, C.J. (1999). "Strengthening for Shear of RC Beams by External Plate Bonding". *The Structural Engineer*, 77(12), 19-30.
 [11] Jones, R., Swamy, R.N. & Charif, A. (1988). "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates". *The Structural Engineer*, 66(5), 85-94.
 [12] Roberts, T.M. (1989). "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams". *The Structural Engineer*, 67(12), 229-233.
 [13] Mukhopadhyaya, P. & Swamy, R.N. (2001). "Interface Shear Stress: A New Design Criterion for Plate Debonding". *J. Comp. for Constr.*, ASCE, 5(1), 35-43.
 [14] Triantafillou, T.C. (1998). "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites". *ACI Struct. J.*, 95(2), 107-115.
 [15] Colotti, V. & Spadea, G. (2001). "Shear Strength of RC Beams Strengthened with Bonded Steel or FRP Plates". *J. of Structural Engineering*, ASCE, 127(4), 367-373.
 [16] Colotti, V., Spadea, G. & Swamy, R.N. (2004). "Structural Model to Predict the Failure Behavior of Plated Reinforced Concrete Beams". *J. Comp. for Constr.*, ASCE, 8(2), 1-19.

- [17] Colotti, V., Bencardino, F., Spadea, G. & Swamy, R.N. (2002). "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Web-Bonded Plates". *Procs. 3rd Middle East Symp. on Struct. Composites*, MESC-3, Aswan, Egypt.
- [18] Nielsen, M.P. (1984). *Limit Analysis and Concrete Plasticity*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [19] Bonacci, J.F. (1996). "Strength, Failure Mode and Deformability of Concrete Beams Strengthened Externally with Advanced Composites". *Procs. 2nd Intern. Symp. On Advanced Materials in Bridges and Structures*, Montreal, Canada, 419-426.
- [20] David, E., Djelal, C. & Buyle-Bodin, F. (1997). "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beams using Composite Materials". *Procs. 7th Inter. Conf. on Structural Faults and Repair*, Edinburgh, Vol.2, 169-173.
- [21] Matthys, S. (2000). "Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement". *Ph. D. thesis*, Dept. of Structural Engineering, Faculty of Applied Sciences, Ghent University, Ghent.
- [22] Arduini, M., Di Tommaso, A. & Nanni, A. (1997). "Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams". *ACI Struct. J.*, 94(4), 363-370.
- [23] Garden, H.N., Hollaway, L.C. & Thorne, A.M. (1997). "A preliminary evaluation of carbon fibre reinforced polymer plates for strengthening reinforced concrete members". *Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs*, 123, May, 127-142.
- [24] Garden, H.N., Quantrill, R.J., Hollaway, L.C., Thorne, A.M. & Parke, G.A.R. (1998). "An experimental study of the anchorage length of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams". *Construction and Building Materials*, Elsevier Science, 12(1988), 203-219.
- [25] Khalifa, A. & Nanni, A. (2000). "Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites". *Cement and Concrete Composites*, 22(3), 165-174.
- [26] Modena, C. & Pellegrino, C. (2002). "Applicazione di fogli in CFRP su travi in c.a.: efficienza del rinforzo a taglio". *Atti Giornate AICAP 2002*, Bologna, 551-558.
- [27] Chajes, M.J., Januszka, T.f., Mertz, D.R., Thomson, T.A. & Finch, W.W. (1995). "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics". *ACI Struct. J.*, 92(3), 295-303.

PANNELLI DI TAMPONAMENTO PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

Luca Cominoli¹, Claudio Failla², Marco Manzoni², Giovanni A. Plizzari¹, Paolo Riva³

¹ Dipartimento di Progettazione e Tecnologie, Università di Bergamo, viale Marconi 5/A, 24044 Dalmine (BG).

² Magnetti Larco Building, Via Don Pedrinelli, 118, 24030 Carvico (BG).

³ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Brescia, Via Branze 38, 25123 Brescia.

SOMMARIO

Nel presente lavoro vengono presentati i risultati preliminari di una campagna sperimentale su pannelli prefabbricati tradizionali ed in calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio, finalizzata all'ottimizzazione della geometria dei pannelli considerando le esigenze statiche, di industrializzazione del processo di produzione, di isolamento e di riduzione del peso. Uno dei principali obiettivi della ricerca riguarda la possibilità di sostituire la rete di armatura tradizionale, normalmente posizionata sulle facce interna ed esterna del pannello, con fibre metalliche. Un primo risultato del lavoro, è stato quello di mettere a punto un sistema di prova in grado di riprodurre al meglio la flessione deviata dovuta agli effetti del vento. Saranno comunque presentati anche i primi risultati ottenuti dalla sperimentazione su tre pannelli in scala reale.

SUMMARY

An experimental research on precast panels made of concrete reinforced by rebars or Steel Fibres (SFRC) is presented herein. The research aims to optimize the geometry of the panels by considering the static demand, the industrialization of the production process and the weight reduction. One of the principal objectives concerns the possibility of replacing the traditional mesh, which is normally located at the external faces of the panels, with steel fibers. A preliminary goal concerns the development of a steel frame displacement control system for reproducing the effects of the wind loading. The early experimental results on three full scale panels are also presented.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni i calcestruzzi fibrorinforzati (Fiber Reinforced Concrete - FRC) hanno riscosso un notevole interesse per le caratteristiche prestazionali in termini di resistenza ai carichi statici e dinamici e per la loro capacità di limitare l'ampiezza delle fessure [1].

Il calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio è da tempo diffusamente impiegato nelle pavimentazioni industriali [2] e per il rivestimento delle gallerie come calcestruzzo proiettato. Negli ultimi anni altri settori hanno mostrato un notevole interesse per questi materiali; tra questi si può citare la prefabbricazione di manufatti medio-piccoli (spesso identificata come "prefabbricazione leggera") dove le fibre sono state utilizzate per la realizzazione di tubi, di bocche di lupo, di piastre di chiusura di tombinature o di garages [3]. Nella prefabbricazione il fibrorinforzo suscita un notevole interesse per la possibilità di sostituire, almeno parzialmente,

l'armatura ordinaria favorendo l'industrializzazione della produzione e introducendo un miglioramento delle caratteristiche generali e la durabilità dei manufatti [4]. Tali vantaggi possono essere utilmente sfruttati utilizzando questo materiale anche nella produzione di grandi elementi strutturali prefabbricati [4]. In tale contesto, le fibre sono risultate particolarmente idonee per la sostituzione dell'armatura minima a taglio in quanto garantiscono la stessa resistenza e la stessa duttilità offerta dall'armatura prevista dall'Eurocodice 2 [5]. Le prove sperimentali su elementi in scala reale hanno mostrato che, in presenza di staffe, le fibre incrementano la resistenza a taglio delle travi e potrebbero quindi essere utilizzate in parziale sostituzione dell'armatura tradizionale [6].

In Europa è prevista la realizzazione di nuove linee metropolitane, alcune delle quali sono già in costruzione, dove è previsto l'utilizzo di conci prefabbricati nei quali le fibre sostituiranno, almeno parzialmente, l'armatura tradizionale [7].

Esistono anche realizzazioni nelle quali le fibre di acciaio sono state impiegate come unico elemento di rinforzo in strutture sottoposte ad azioni flessionali [8,9]. In particolare, in elementi di copertura prefabbricati, l'utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato si è rivelato utile per la sostituzione delle armature tradizionali che presidiano gli sforzi trasversali secondari [10].

Un'altra applicazione di particolare interesse per la prefabbricazione riguarda i pannelli di tamponamento esterni. In questi elementi il fibrorinforzo offre i seguenti vantaggi:

- il primo, comune a tutte le applicazioni del fibrorinforzato, riguarda la possibilità di sostituire l'armatura tradizionale (da posizionare manualmente) con fibre che, essendo presenti nell'impasto di calcestruzzo, favoriscono l'industrializzazione del processo produttivo;
- il secondo, specifico per i pannelli, riguarda la possibilità di diminuire gli spessori strutturali, grazie all'assenza dell'armatura tradizionale che richiede un copriferro minimo, al fine di risparmiare calcestruzzo migliorando le caratteristiche di isolamento termico e riducendo i costi di trasporto.

Nel presente lavoro vengono presentati i risultati preliminari di una ricerca finalizzata all'ottimizzazione della geometria dei pannelli considerando le esigenze statiche, di industrializzazione del processo di produzione, di isolamento e di riduzione del peso.

Uno dei principali obiettivi della ricerca riguarda la possibilità di sostituire la rete di armatura tradizionale, normalmente posizionata sulle facce interna ed esterna del pannello, con fibre metalliche. Al fine di valutare meglio il contributo delle fibre e di favorire il confronto, il programma sperimentale include anche pannelli realizzati con armatura tradizionale.

La presente ricerca fa seguito ad una prima fase eseguita presso gli stabilimenti della Larco Astori di Carvico (BG). In tale fase iniziale, gli effetti flessionali sono stati riprodotti appoggiando i pannelli in un piano orizzontale e caricandoli con fasci di barre (Fig. 1). Tale schema di carico non rappresenta però né un pannello orizzontale, sottoposto a flessione deviata, né un pannello verticale, sottoposto a presso-flessione. Si deve inoltre considerare il notevole disturbo degli effetti del peso proprio col pannello disposto su un piano orizzontale.

Infatti, un modello sperimentale può fornire informazioni utili per la pratica quando riproduce le condizioni reali. Per questo motivo la ricerca è continuata con un programma di lavoro finalizzato allo studio di pannelli orizzontali (Fig. 2) che rappresentano la tipologia staticamente più sollecitata.

Un primo risultato della ricerca, presentato in questo lavoro, è stato quello di mettere a punto un sistema di prova in grado di riprodurre al meglio la flessione de-

viata dovuta agli effetti del vento e del peso proprio. Saranno comunque presentati anche i primi risultati ottenuti dalla sperimentazione su pannelli in scala reale.

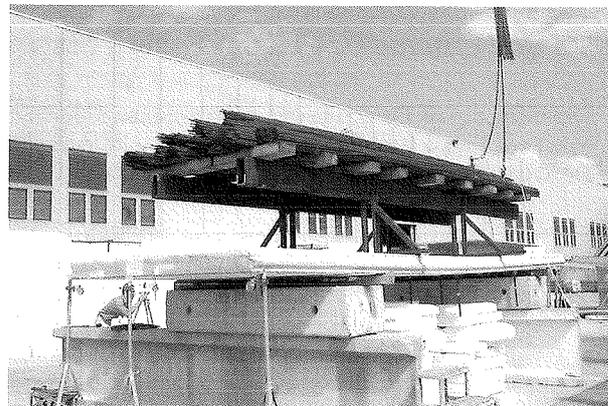
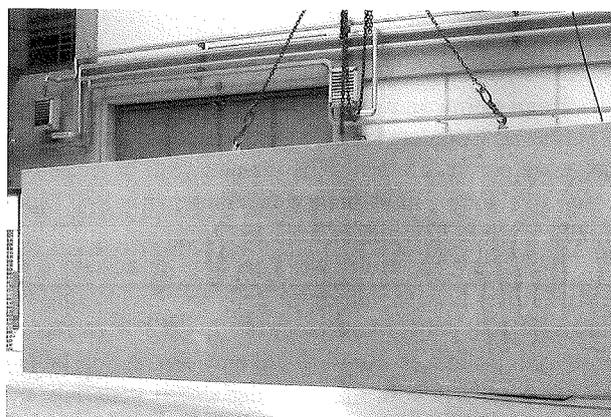


Fig. 1 – Pannello sotto carico nella fase iniziale della ricerca.



(a)



(b)

Fig. 2 – Posizionamento dei pannelli in opera (a) e pannello utilizzato per la sperimentazione (b).

Il comportamento dei pannelli è analizzato in due diverse fasi: in una prima fase, quella di esercizio, du-

rante la quale è particolarmente importante lo sviluppo del quadro fessurativo, ed una seconda fase relativa allo stato limite ultimo, dove occorre prestare particolare attenzione allo sviluppo dei meccanismi di collasso.

2. GEOMETRIA DEI PROVINI E MATERIALI

La fase iniziale della ricerca prevede la sperimentazione di tre pannelli con lunghezza di 11.20 m e larghezza di 2.5 m, caratterizzati da diversa armatura di rinforzo e realizzati con materiali diversi, come descritto nel seguito:

- un primo pannello (PT1), caratterizzato da un'armatura tradizionale con rete nelle facce esterne e barre di armatura nei correnti (Figg. 3 e 4);
- un secondo pannello (PF1), alleggerito e rinforzato con fibre d'acciaio in sostituzione della rete nelle

facce esterne;

- un terzo pannello (PT2), con armatura tradizionale, alleggerito rispetto al pannello tradizionale (ma non come il pannello fibrorinforzato), per la necessità di mantenere il minimo copriferro.

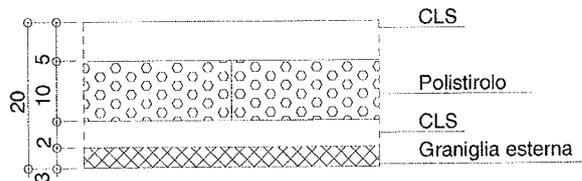


Fig. 3 – Particolare della sezione trasversale con stratigrafia del pannello tradizionale (PT1).

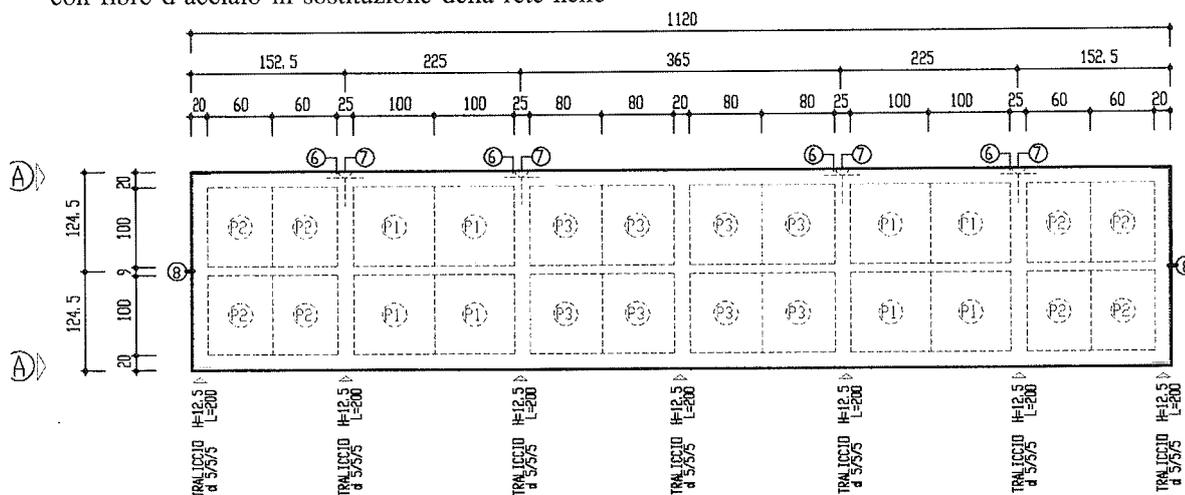


Fig. 4 - Caratteristiche geometriche del pannello tradizionale (PT1).

La resistenza a compressione (determinata da provini cubici con lato di 100 mm), la tipologia di armatura e i giorni di maturazione al momento della prova sono riassunti in Tabella 1. La composizione del calcestruzzo è riportata nelle Tabelle 2 e 3.

Pannello	$f_{c,cub}$ [MPa]	Matur. [giorni]	Fibre		Rinforzo
			Tipo	Vf [%]	
PF1	51.25	96	0.6x30	0.45	Fibre
PT1	40.90	113	-	-	Rete
PT2	36.30	40	-	-	Rete

Tab. 1 – Caratteristiche del calcestruzzo e dell'armatura dei tre pannelli del programma iniziale di ricerca.

Le fibre metalliche utilizzate, prodotte dalle Officine

Maccaferri di Bologna, sono uncinato alle estremità, hanno basso tenore di carbonio, un diametro di 0.6 mm ed una lunghezza di 30 mm (rapporto d'aspetto pari a 50). La resistenza a trazione del filo trafilato è superiore a 1100 MPa.

Cemento	42.5R tipo CEM II/A-LL
Dosaggio cemento	300 kg/m ³
Cenere volante	80 kg/m ³
Dimens. max. aggregato	12 mm
Rapp. A / (C + k x cv)	0.54
Fluidificante acrilico	7.2 l/m ³
Fibre acciaio 0.60 x 30	35 kg/m ³ (Vf=0.45%)

Tab. 2 – Composizione del calcestruzzo fibrorinforzato.

Cemento	42.5R tipo CEM II/A-LL
Dosaggio cemento	300 kg/m ³
Dimens. max. aggregato	15 mm
Rapp. Acqua/Cemento	0.60
Fluidificante acrilico	4.5 l/m ³

Tab. 3 – Composizione del calcestruzzo tradizionale.

3. MODALITÀ DI PROVA

Una problematica relativa alla sperimentazione di pannelli di tamponamento prefabbricati riguarda lo schema di prova. Nella realtà i pannelli ad asse verticale sono sottoposti ai carichi orizzontali del vento ed a una modesta azione assiale dovuta al peso proprio; i pannelli ad asse orizzontale sono soggetti alla combinazione dei carichi orizzontali dovuti al vento e a quelli verticali del peso proprio che generano una flessione deviata.

Per questo motivo lo schema di prova del pannello orizzontale non può prescindere dagli effetti del peso proprio. Si è pensato quindi di disporre il pannello come normalmente avviene in opera (Fig. 5). Il vincolo bilatero (che nella realtà è rappresentato dal pilastro) è stato realizzato con due profili di acciaio che servivano anche per mettere in sicurezza il pannello nei confronti di un possibile ribaltamento. Tra il profilo compresso dal pannello ed il pannello stesso è stata interposta una striscia di neoprene con spessore di 2 cm.

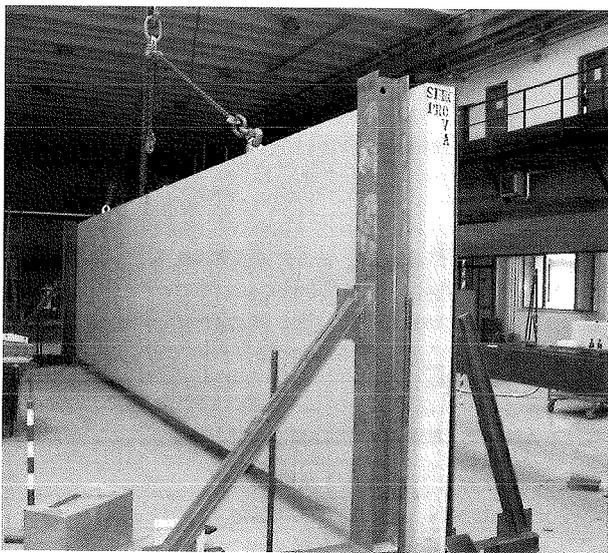


Fig. 5 – Posizionamento del pannello con asse orizzontale.

Una volta riprodotti gli effetti del peso proprio, il problema riguardava l'applicazione del carico orizzontale per simulare gli effetti del vento. Ciò richiede necessariamente l'impiego di martinetti che devono consentire l'applicazione di un carico lungo gli

sentire l'applicazione di un carico lungo gli 11 metri di luce del pannello. Al fine di monitorare con maggior precisione il comportamento sperimentale in corrispondenza del carico ultimo, i martinetti elettromeccanici sono stati preferiti ai martinetti idraulici. L'impiego di più martinetti elettromeccanici renderebbe però complicato il controllo del carico trasmesso dal singolo martinetto durante la prova (quando la struttura si deforma). Si è pensato quindi di utilizzare un solo martinetto (Fig. 6) ed un sistema di ripartitori che, necessariamente, devono essere disposti e poter scorrere nel piano orizzontale per assecondare gli spostamenti del pannello sotto carico. A tal fine è stato progettato un apposito sistema di prova che è descritto nel paragrafo successivo.

Il carico è stato applicato al manufatto in varie fasi, al termine di ognuna delle quali il pannello è stato scaricato. I diversi livelli di carico previsti nelle diverse fasi sono descritte nel paragrafo dei risultati sperimentali.

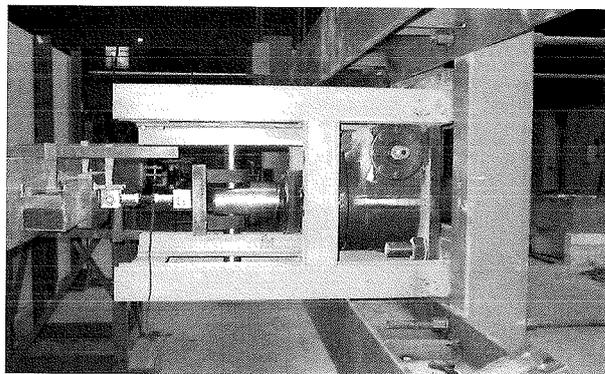


Fig. 6 – Particolare del martinetto elettromeccanico.

4. DESCRIZIONE DEL BANCO PROVA E DELLA STRUMENTAZIONE

Allo scopo di simulare gli effetti del vento (che agisce su tutta la larghezza del pannello), la faccia anteriore del pannello è stata caricata con quattro strisce di carico; la disposizione di tali strisce è stata scelta in modo che il momento e il taglio massimi prodotti dalle forze concentrate corrispondessero alle azioni prodotte da un carico distribuito equivalente (Figg. 7 e 8). In realtà il carico non è stato distribuito uniformemente ma è stato applicato attraverso tre blocchi di neoprene posizionati lungo una fascia larga 30 cm a partire dai correnti longitudinali (superiore ed inferiore) per evitare rotture locali dovute a concentrazione degli sforzi.

Il sistema di ripartizione dei carichi prevede l'utilizzo di tre ordini di profili di acciaio con diverse dimensioni (Fig. 7), opportunamente connessi gli uni agli altri attraverso vincoli bilateri per consentire lo scarico dei pannelli. I ripartitori sono appoggiati su un telaio di acciaio che è solidale con i ripartitori e scorre ri-

spetto al pavimento; tra il telaio ed il pavimento è stato interposto del teflon al fine di ridurre l'attrito.

Lo spostamento è stato imposto da un martinetto elettromeccanico da 1000 kN con corsa da 350 mm (Fig. 6), azionato da un motore elettrico la cui velocità è controllata elettronicamente. Le prove sono state eseguite imponendo una velocità del motore pari a 100 giri al minuto (corrispondente ad uno spostamento di 0.75 mm/min) fino al raggiungimento del carico di prima fessurazione, e pari a 50 giri/min. (corrispondente a uno spostamento di 0.5 mm/min) nella fase finale della prova (fino a collasso).

Il sistema di contrasto è costituito da un telaio di acciaio ancorato al pavimento del laboratorio (Fig. 8).

Il carico trasmesso dal martinetto è stato rilevato da una cella di carico da 80 kN, interposta tra il martinetto e le travi di acciaio per il trasferimento del carico.

Durante la prova sono stati rilevati gli spostamenti

orizzontali e verticali del pannello in più punti, le eventuali variazioni di spessore del pannello ed il cedimento agli appoggi causato dalla deformazione del neoprene. Si sono inoltre monitorate le deformazioni di compressione e quelle di trazione (o le aperture di alcune fessure) sulle due facce dei pannelli (Fig. 9). In particolare gli spostamenti sono stati rilevati in quattro sezioni di misura coincidenti con tre punti di applicazione del carico e con la mezzeria del pannello, dove si sono controllati sia gli spostamenti verticali che quelli orizzontali. Gli spostamenti sono stati rilevati con trasduttori di spostamento induttivi (LVDT) o con trasduttori potenziometrici con corsa di 250 mm. La Figura 10 mostra una vista della faccia tesa del pannello con la strumentazione applicata.

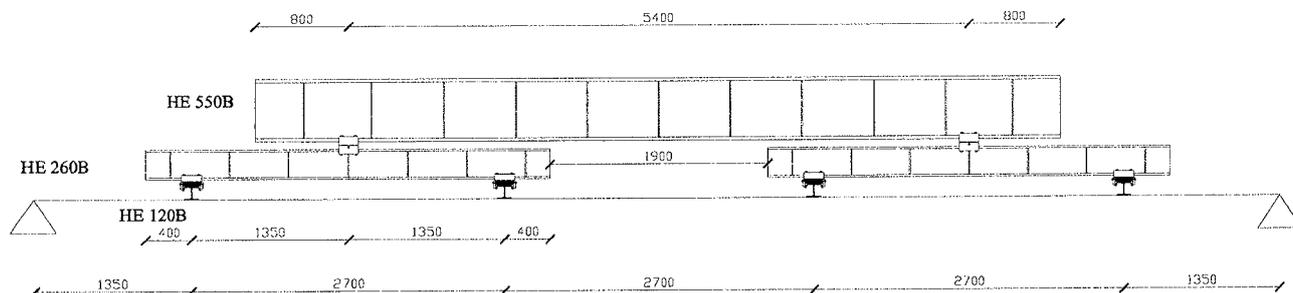


Fig. 7 - Schema di carico della prova

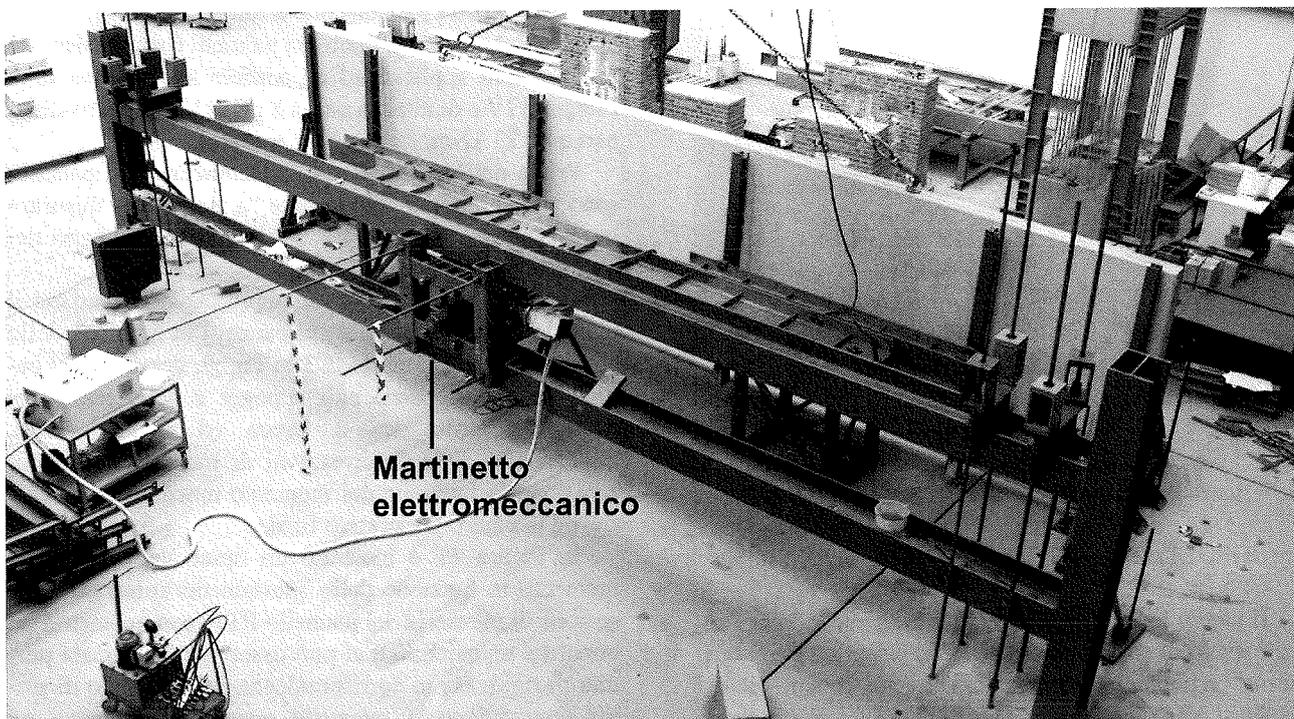


Fig. 8 - Visione globale del banco prova.

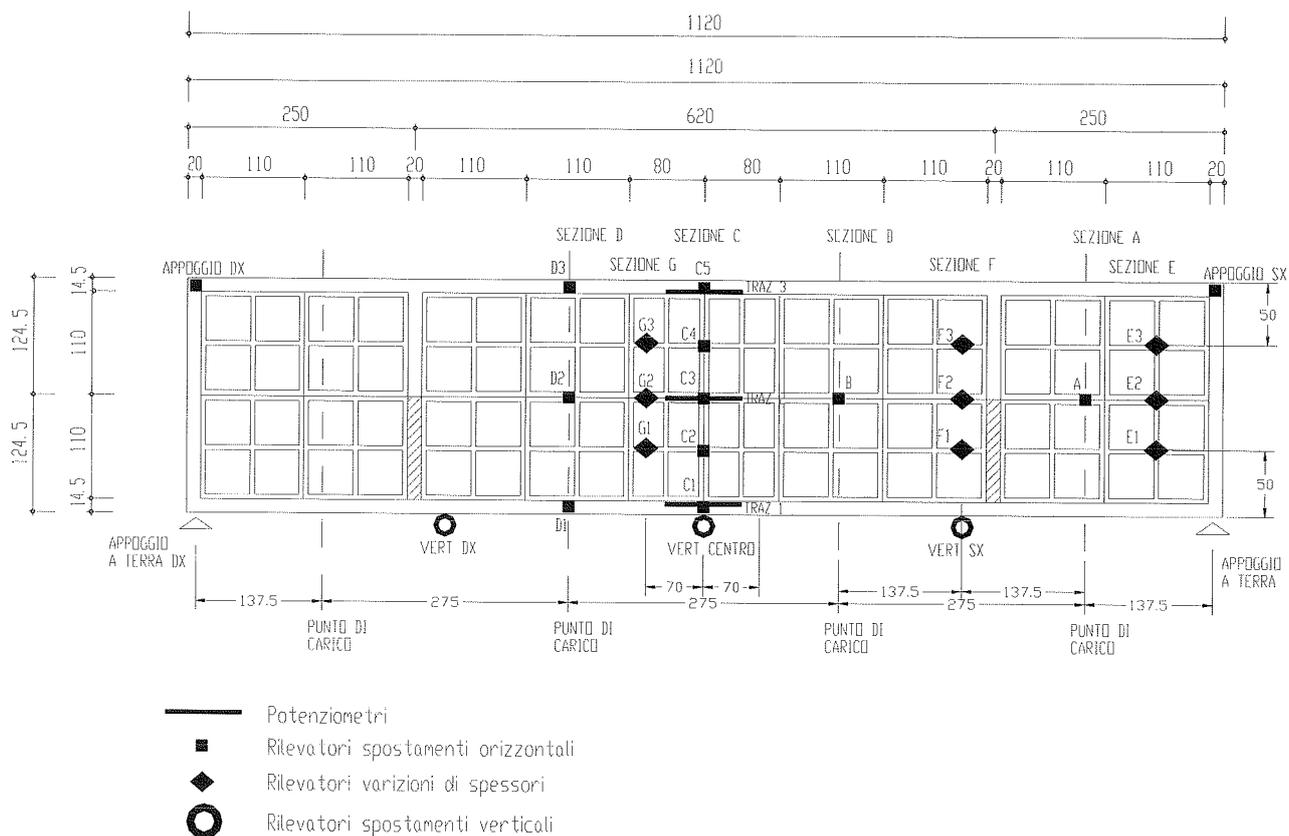


Fig. 9 - Disposizione della strumentazione sul pannello prefabbricato.

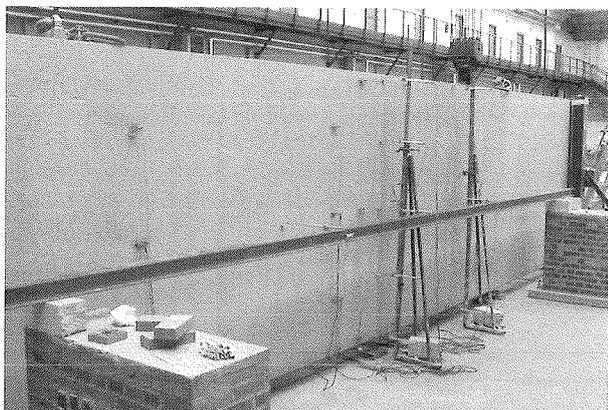


Fig. 10 – Posizionamento della strumentazione sui pannelli.

5. RISULTATI SPERIMENTALI E DISCUSSIONE

Il carico ultimo è stato raggiunto applicando ai pannelli livelli di carico crescente a cui è seguito uno scarico per verificare le deformazioni residue. In particolare i livelli di carico erano pari a 0,5, 1, 1,5 e 2 volte il carico di esercizio (M_{es}). Le prove sperimentali sono poi conti-

nuate caricando i pannelli fino a rottura (Fig. 11).

Il momento di esercizio dei pannelli è stato calcolato ipotizzandoli applicati ad un edificio sito in zona I, di categoria IV e di altezza pari a 8 metri [11] ed è risultato pari a 25,27 kNm.

Prima dell'inizio della sperimentazione sui pannelli sono state effettuate delle prove "a vuoto" per misurare la resistenza dell'attrito tra il telaio per il sostegno dei ripartitori ed il pavimento.

I risultati sperimentali più significativi riguardano il momento massimo agente sui pannelli in funzione dello spostamento di mezzeria (C3 in Fig. 9, depurato del cedimento del neoprene agli appoggi e della resistenza dovuta all'attrito tra il banco ed il pavimento), l'andamento delle deformazioni di trazione e di compressione in funzione del momento massimo in mezzeria, ed il quadro fessurativo finale.

In Figura 11 è mostrato un tipico andamento del momento in funzione dello spostamento misurato nella sezione di mezzeria del pannello PT1 (con geometria ed armatura tradizionale); si può osservare la marcata perdita di rigidità in corrispondenza del momento di prima fessurazione. Il pannello mantiene comunque un comportamento lineare fino ad un momento massimo di

circa 80 kNm, in corrispondenza del quale si è interrotta la prova.

La Figura 12 mostra l'andamento delle deformazioni di trazione e di compressione misurate sulle due facce del pannello PT1, in funzione del momento applicato. Si può notare come le trazioni siano superiori alle compressioni quando includono le fessure (TRAZ-1 e TRAZ-3).

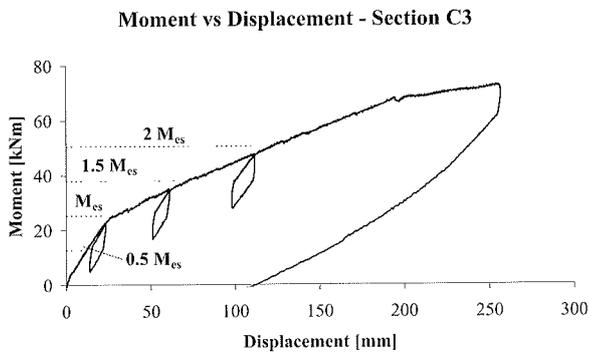


Fig. 11 - Diagramma del momento in funzione della freccia di mezzeria del pannello PT1.

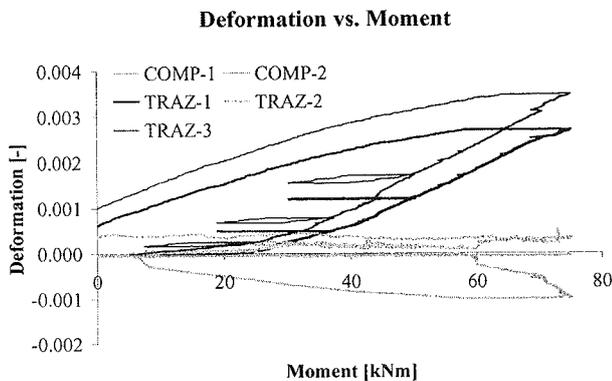


Fig. 12 - Diagramma delle deformazioni (di trazione e compressione) misurate nella mezzeria del pannello PT1 (tradizionale con rete) in funzione del momento.

In Figura 13 sono messi a confronto i diagrammi momento-spostamento ottenuti dalle prove sui tre pannelli. Si deve osservare che la prova sul pannello fibrorinforzato (PF1) è stata interrotta prima del raggiungimento del carico ultimo a causa di un inconveniente tecnico). Si può notare come i pannelli PT1 e PT2 mostrino un carico ultimo ed una rigidità differente nel secondo stadio. In tutti i pannelli si può osservare una pronunciata perdita di rigidità al momento della formazione della prima fessura (fine primo stadio) con un comportamento successivo abbastanza lineare, che ha permesso di raggiungere valori elevati di carico. Si può notare che l'uscita dal primo stadio nelle due tipologie più leggere (PT2 e PF1) è avvenuta per un momento

flettente (pari a circa 16 kNm) inferiore a quello del pannello tradizionale. Si può anche osservare come la rigidità nel primo stadio degli stessi pannelli risulti confrontabile con quella del pannello tradizionale.

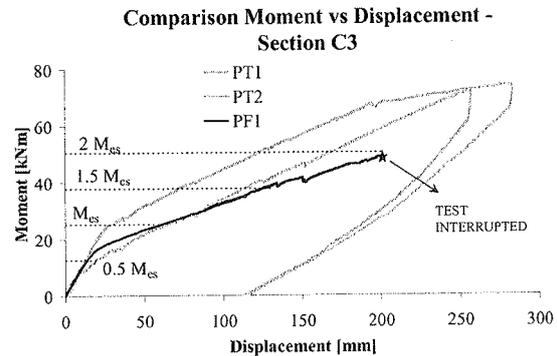


Fig. 13 - Confronto tra i diagrammi sperimentali del momento in funzione della freccia in mezzeria.

In Tabella 4 sono riportati i principali risultati sperimentali relativi al massimo momento sperimentale (M_{max}) e al momento sollecitante di progetto (M_{sd} , determinato amplificando 1.5 volte il momento di esercizio).

Pannello	$f_{cm,cub}$ [MPa]	M_{max} [kNm]	M_{sd} [kNm]	M_{max}/M_{sd}
PF1	51.25	49.15 ¹⁾	37.91	1.30
PT1	40.90	72.64	37.91	1.92
PT2	36.30	74.10	37.91	1.95

¹⁾ Prova interrotta prima del raggiungimento del momento di rottura a causa di una eccessiva deformazione del sistema di trasferimento dei carichi.

Tab. 4 - Massimo momento sperimentale e momento sollecitante di progetto.



Fig. 14 - Quadro fessurativo finale del pannello in calcestruzzo fibrorinforzato (PF1).

Si può notare che il momento massimo sperimentale è sempre risultato abbondantemente superiore al momento sollecitante di progetto e che il valore relativo al pannello fibrorinforzato sarebbe superiore se la prova non fosse stata interrotta prematuramente.

La Figura 14 mostra il quadro fessurativo finale relativo al pannello fibrorinforzato (PF1).

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro sono riportati i risultati preliminari di una ricerca in corso per l'ottimizzazione della geometria di pannelli di tamponamento prefabbricati realizzati in calcestruzzo fibrorinforzato. Lo studio intende mettere a confronto il comportamento dei pannelli con armatura tradizionale (doppia rete e armature longitudinali nei correnti) con pannelli simili in cui la rete è sostituita da fibre in acciaio.

In particolare, viene presentato il banco e l'attrezzatura di prova che ha consentito di riprodurre le condizioni di carico effettive su elementi in scala reale (con lunghezza di 11.20 m e larghezza di 2.50 m), e la strumentazione per rilevare numerose grandezze sperimentali. Nell'articolo sono inclusi anche i risultati di prove preliminari effettuate sui primi tre pannelli, uno dei quali è stato realizzato con fibre.

La sperimentazione ha messo in evidenza i seguenti risultati preliminari:

- il pannello in calcestruzzo fibrorinforzato ha mostrato un comportamento simile a quello dei pannelli armati con la rete, anche se la rigidità flessionale è risultata inferiore. Tale pannello ha però margini di miglioramento in quanto gli spessori strutturali possono essere incrementati pur rimanendo competitivi con quelli richiesti dall'armatura tradizionale.
- le fibre sono particolarmente utili nel migliorare il quadro fessurativo in quanto comportano una riduzione dell'ampiezza delle fessure.
- Il banco di prova ed il sistema di carico sono risultati affidabili.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4) - 2003, Ed. by Naaman and Reinhardt, Proc. of the 4th International RILEM Workshop Ann Arbor, RILEM PRO30.
- [2] A. Meda, G. A. Plizzari - 2001, "La progettazione delle pavimentazioni in FRC mediante un metodo basato sulla meccanica della frattura", La mecca-

nica della frattura nel calcestruzzo ad alte prestazioni, IGF. Brescia, pp. 137-156.

- [3] Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - background and experiences - 2003, Ed. by B. Schnutgen and I. Vandewalle, Proc. of the RILEM TC 162-TDF Workshop, Bochum, RILEM PRO31.
- [4] Structural Applications of steel fibre reinforced concrete - 2000, Int. Workshop, Ed. by M. di Prisco and G. Toniolo, CTE Press, Milan, Italy.
- [5] Eurocodice 2 - 1993, "Progettazione delle strutture di calcestruzzo", Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, CEN, EN 1992-1-1.
- [6] Meda A., Minelli F., Plizzari G.A., Riva P. e Faila C. - 2002, "Studio sperimentale sul comportamento a taglio di travi precomprese in calcestruzzo fibrorinforzato", Atti del Convegno *Giornate AICAP 02*, Bologna, pp. 249-258.
- [7] B. Schnutgen - 2003, "Design of precast steel fibre reinforced tunnel elements", Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Ed. by B. Schnutgen and L. Vandewalle, Proc. of the RILEM TC 162-TDF Workshop, Bochum, RILEM PRO31, pp. 145-152.
- [8] ACI 544.4R - 1988, "Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete", (Reported by ACI Committee 544), ACI Structural Journal, 85 (5), pp. 563-580.
- [9] Falkner H., Henke V., Hinke U. - 1997, "Stahlfaserbeton für tiefe Baugruben im Grundwasser", *Bauingenieur*, 72, 47-52.
- [10] G. Toniolo, L. Ferrara, C. Failla - 2002, "Structural design of prestressed precast roof elements made with steel fiber reinforced concrete" Atti del 17° Congresso BIBM, Istanbul, su CD Rom.
- [11] D.M. 16.1.1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per le verifiche di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata dalla Magnetti Larco Building di Carvico (BG); gli autori sono particolarmente riconoscenti all'Ing. Paolo Magnetti per aver creduto e sostenuto la presente ricerca.

Un ringraziamento è anche rivolto agli Ingegneri Signorini e Sonzogni della Magnetti Larco Building, ed ai Signori Caravaggi e Fiorillo del Laboratorio Pisa dell'Università di Brescia, per la collaborazione nello svolgimento delle prove sperimentali.

COMPORTAMENTO A FATICA DI BARRE D'ARMATURA

Pietro Croce¹

¹ Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Pisa.

SOMMARIO

La vita a fatica delle strutture in c.a. dipende sostanzialmente dalla resistenza a fatica dell'armatura metallica. Nonostante siano stati oggetto di numerosi studi, i complessi meccanismi che sono alla base del danneggiamento a fatica delle barre, sia allo stato nudo sia immerse nel calcestruzzo, non sono ancora completamente chiariti. Il confronto critico dei risultati di un'apposita campagna sperimentale con i dati disponibili in letteratura dimostra che la resistenza a fatica delle barre d'armatura aumenta impiegando calcestruzzi di più elevate caratteristiche meccaniche e/o calcestruzzi fibrorinforzati e che l'incremento di resistenza legato al miglioramento dell'aderenza acciaio-cla compensa ampiamente la riduzione di resistenza dovuta alla fatica per abrasione.

SUMMARY

Fatigue life of r.c. structures basically depends on the fatigue strength of reinforcing steel bars. Despite they were the subject of several research works, the complicated mechanisms which determine fatigue damage in reinforcing bars, both in naked or in surrounded by concrete state, are not yet fully understood. The critical comparison of the results of an ad hoc experimental campaign with the available bibliographic data demonstrates that the fatigue strength of rebars increases adopting concretes characterised by higher mechanical properties and/or fibre-reinforced concretes as well as that the raise in fatigue strength due to the steel-concrete bond increase plenty balances the strength reduction due to fretting-fatigue.

1. GENERALITÀ

Negli ultimi anni le conoscenze sul comportamento a fatica del cemento armato si sono notevolmente ampliate. Gli studi hanno riguardato sia la resistenza a fatica in compressione o flessione del calcestruzzo e la sua dipendenza dalla resistenza statica e dall'eventuale rinforzo con fibre, sia la resistenza a fatica dell'acciaio d'armatura.

I risultati dimostrano che nelle strutture in c.a. soggette a fatica e in particolare nei ponti la storia di tensione indotta dai carichi variabili non è generalmente in grado di mobilitare la resistenza a fatica per compressione del calcestruzzo, cosicché la vita a fatica di dette strutture dipende sostanzialmente dalla resistenza a fatica delle barre d'armatura.

A dispetto dei numerosi studi dedicati alla resistenza a fatica delle barre d'armatura, sia allo stato nudo sia immerse nel calcestruzzo, al momento i complessi meccanismi che sono alla base del danneggiamento delle barre non sono ancora completamente chiariti, né sono definitivamente individuati i parametri rilevanti e la loro influenza.

Uno studio completo degli effetti dei fenomeni di fatica nelle strutture in c.a. deve riguardare non solo il comportamento dell'acciaio e del calcestruzzo sotto sollecitazioni cicliche di trazione e compressione/flessione, quanto soprattutto gli effetti di interazione all'interfaccia

acciaio-calcestruzzo.

Come è noto, la vita a fatica delle barre d'armatura nel cemento armato non è direttamente confrontabile con quella delle barre *nude* a causa dell'opposta influenza esercitata su di essa dalla fatica per abrasione "*fretting fatigue*" e dall'aderenza. Infatti, se da un lato la fatica per abrasione tende a ridurre la vita a fatica delle barre, dall'altro l'aderenza tende ad aumentarla.

La fatica per abrasione si verifica in prossimità delle fessure di trazione ove viene meno l'aderenza fra acciaio e calcestruzzo e si innescano scorrimenti relativi. L'abrasione (*fretting*) che ne consegue, unita alla presenza di concentrazioni di tensione in corrispondenza dei risalti delle barre, provoca danneggiamento precoce dell'acciaio e riduzione della resistenza a fatica della barra, rispetto all'analogo caso di barra nuda.

Al contrario, l'aderenza acciaio-calcestruzzo, determinando una riduzione dei delta di tensione nel tratto di barra compresa tra due lesioni consecutive, fa sì che i delta massimi lungo la barra si verifichino soltanto in un numero finito di punti, laddove sono presenti le lesioni, il che, dal punto di vista statistico, può tradursi in un significativo innalzamento delle curve S-N relative.

Allo stato, l'influenza di ciascuno dei due fenomeni non è

ancora definitivamente chiarita, tanto che sul punto i dati di letteratura appaiono sensibilmente divergenti. Infatti, se da un lato, per esempio, Moss e Tilly [1], [2], [3] trovano una minor resistenza delle barre nude, dall'altro studi diversi [4] pervengono a conclusioni esattamente opposte.

La comprensione piena del fenomeno è particolarmente difficile se si considera che la vita a fatica delle barre dipende fortemente da altri fattori, quali il diametro delle barre [1], [5], il raggio di curvatura di eventuali piegature [6], la forma e la disposizione delle nervature e/o la presenza e natura di marchi identificativi [7], [8], la corrosione superficiale [9], la resistenza a trazione del calcestruzzo, il degrado dell'aderenza [10], [11] e [12], per non parlare di tutta la vasta problematica connessa con le giunzioni.

Non è ancora noto quanto il miglioramento delle caratteristiche del calcestruzzo influenzi la resistenza a fatica delle strutture in c.a., pur essendo evidente che per ridurre la fatica per abrasione è necessario limitare la fessurazione, adottando, per esempio, calcestruzzi con elevate caratteristiche meccaniche ed allo stesso tempo duttili e dotati di elevata capacità di aderenza all'armatura.

Si è così ipotizzato che l'utilizzo di calcestruzzi ad alta resistenza, eventualmente rinforzati con fibre, preparati utilizzando mix design ottimali, possa costituire il modo per controllare il danneggiamento legato alla fatica per abrasione o la velocità di propagazione delle lesioni, elevando conseguentemente la resistenza a fatica e a frattura delle barre d'armatura.

Nella memoria sono illustrati e discussi criticamente i risultati di una ricerca sperimentale sul comportamento a fatica di barre d'armatura ad aderenza migliorata.

Il confronto dei risultati ottenuti con i dati di letteratura consente di focalizzare alcuni aspetti della fatica per abrasione e dell'aderenza acciaio-clc, anche in funzione delle caratteristiche del calcestruzzo.

2. EFFETTI LOCALI DELL'ADERENZA

Lo stato di tensione nella barra d'armatura dipende sostanzialmente dalla qualità del legame tra acciaio e calcestruzzo e soprattutto dalla possibilità di conservarne l'efficacia in presenza di carichi ciclici.

Come è noto, l'aderenza tra una barra d'acciaio ad aderenza migliorata e il calcestruzzo risulta dalla combinazione di tre diversi meccanismi di trasferimento degli sforzi [10], [13], [15], [16], *adesione*, *attrito* e *ingranamento o ancoraggio meccanico*, come rappresentato schematicamente in fig. 1.

Poiché la resistenza per adesione è estremamente ridotta, essa viene meno già per valori modesti dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo, cosicché la trasmissione degli sforzi è sostanzialmente assicurata soltanto dall'attrito e dall'ingranamento meccanico.

Le azioni concentrate esercitate localmente dalle nervature della barra sul calcestruzzo circostante sono usualmente ridotte ad un'azione radiale e ad un'azione longitudinale, come illustrato in figura 2. Queste forze impegnano a trazione il calcestruzzo circostante, per cui all'aumentare della trazione della barra tendono a formarsi nell'intorno della barra sia fenditure longitudinali di *splitting*, dovute alla componente radiale, sia lesioni trasversali di aderenza, dovute alle tensioni di trazione agenti sulle giaciture ortogonali al contatto, le quali si originano dallo spigolo del risalto, nella zona caratterizzata dalle massime deformazioni, come schematicamente

rappresentato in figura 3.

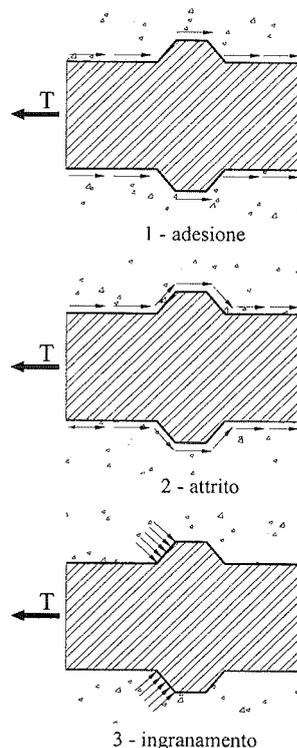


Fig. 1 - Meccanismi di trasferimento degli sforzi

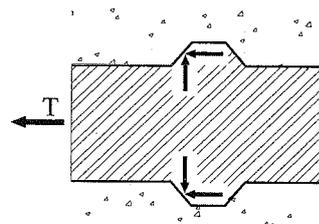


Fig. 2 - Azioni locali sul calcestruzzo

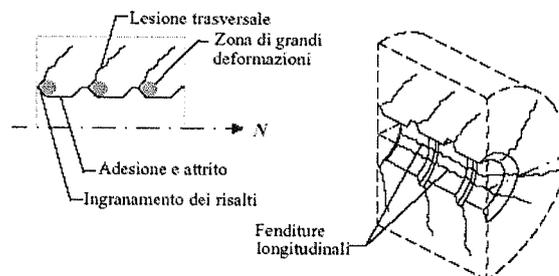


Fig. 3 - Lesioni locali prodotte dall'aderenza

In funzione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo, la crisi dell'aderenza sotto sollecitazioni monotone può essere ricondotta a due meccanismi fondamentali: *pull-out* e *splitting*. Il meccanismo di *splitting* si verifica quando, a causa della formazione di fenditure longitudinali e/o di snervamento delle barre, la crisi avviene

prematuramente e non è possibile mobilitare completamente l'aderenza, come accade con il meccanismo di pull-out, che è il più efficace. In figura 4 sono riportate le curve tensione d'aderenza-scorrimento relativo, caratteristiche dei due meccanismi indicati.

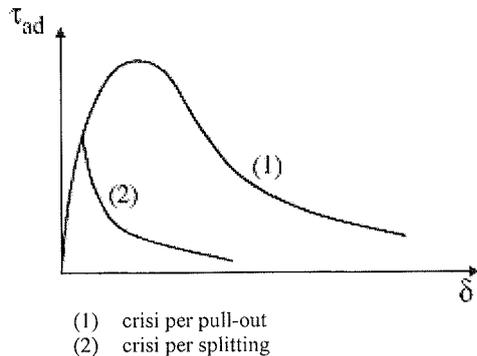


Fig. 4 - Curve τ - δ per carico monotono

Sotto carichi ciclici il fenomeno diventa ancora più importante, anche se i meccanismi di crisi sono sostanzialmente gli stessi che sotto carico monotono. Al progredire dei cicli di carico, infatti, anche in conseguenza dell'apertura e chiusura delle lesioni (figura 5), il legame di aderenza si degrada come appare evidente dalla figura 6, ove sono rappresentate le curve tipiche tensione d'aderenza-spostamento relativo dedotte da prove di pull-out sotto carico ciclico [10], [11], [12]. È necessario, tuttavia, precisare che, se da un lato il degrado dell'aderenza sotto carico alternante è maggiore che sotto carico pulsante, dall'altro le sollecitazioni di fatica ad elevato numero di cicli cimentano l'aderenza in maniera assolutamente peculiare, annullando, di fatto, anche il contributo dell'attrito ed affidando il trasferimento degli sforzi al solo ingranamento.

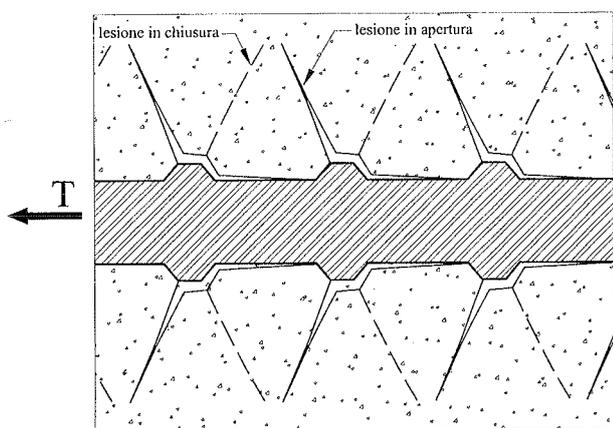


Fig. 5 - Lesioni sotto carico ciclico

Come evidenziato in [12], infatti, il comportamento a fatica ad elevato numero di cicli dell'aderenza può essere rappresentato schematicamente mediante il diagramma sperimentale carico-spostamento relativo di figura 7. Il diagramma, che è ottenuto incrementando lentamente il carico si da portarlo dal valore iniziale F_1 al valore finale di pull-out F_2 , evidenzia quattro diverse fasi del comportamento, contrassegnate con le lettere A, B, C e D. Nella prima fase, A,

ciascun ciclo è caratterizzato da ampi scorrimenti con carico pressoché costante, nella seconda fase, B, lo scorrimento per ciclo si riduce fino a stabilizzarsi nella fase C, in cui la velocità di incremento dello scorrimento è praticamente costante. La fase C si protrae finché non si entra nell'ultima fase, D, al termine della quale si ha la crisi per pull-out.

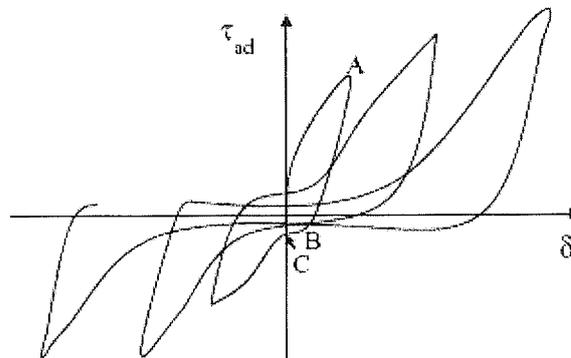


Fig. 6 - Curve τ - δ sotto carichi ciclici

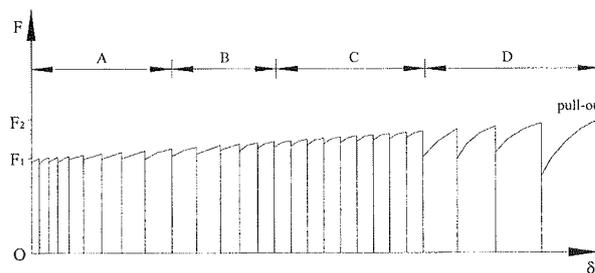


Fig. 7 - Comportamento a fatica del legame di aderenza

Alla luce di quanto detto, è evidente che, a parità di altre condizioni, l'ottimizzazione del comportamento a fatica delle barre nervate immerse nel calcestruzzo non può prescindere dall'efficienza del legame d'aderenza e dalla sua conservazione sotto carichi ripetuti.

Poiché in una barra sollecitata a fatica ad elevato numero di cicli la crisi per snervamento può essere senz'altro esclusa, l'unica concreta possibilità per garantire il meccanismo di pull-out ed evitare il meccanismo di splitting appare quella di adottare calcestruzzi caratterizzati da caratteristiche meccaniche elevate, in particolare per quanto riguarda la resistenza a trazione, la duttilità e la tenacità.

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Allo scopo di valutare quanto il miglioramento delle caratteristiche del calcestruzzo influenzi la resistenza a fatica delle barre d'armatura, si è impostata una campagna sperimentale di prove volta ad indagare l'influenza delle proprietà del calcestruzzo sulla resistenza a fatica di barre ad aderenza migliorata $\phi 16$ in acciaio FeB44k.

Nello studio sono stati impiegati sette diversi calcestruzzi, fibro-rinforzati e non, ottenuti variando la composizione della miscela, sì da ottenere proprietà meccaniche significativamente differenti.

3.1 Mix design e proprietà meccaniche dei calcestruzzi

La composizione dei diversi calcestruzzi è riportata in

tabella 1. Delle sette miscele, cinque, P1÷P5, sono realizzate con cemento pozzolanico tipo 42.5 e due, Po1 e Po2, con cemento Portland tipo 52.5, variando di volta in volta il rapporto acqua/cemento, la quantità degli additivi, quantità e tipo di fibre impiegate.

Naturalmente l'impiego dei calcestruzzi fibro-rinforzati trova la sua giustificazione nella capacità delle fibre di ostacolare, grazie all'azione cosiddetta di *bridging*, la formazione e/o la propagazione delle lesioni nel calcestruzzo. A parità di composizione, inoltre, l'aggiunta di fibre riduce considerevolmente la dispersione sperimentale delle diverse proprietà meccaniche, in particolare della resistenza a trazione, con ovvi benefici.

A causa della diversa modalità di azione e delle diverse modalità di funzionamento, sono state impiegate sia fibre in

polipropilene, sia fibre d'acciaio. Infatti, se da un lato le fibre in materiale plastico sono particolarmente efficaci nella prima fase della fessurazione, quando si tratta di ostacolare la formazione delle microfessure, dall'altro le fibre d'acciaio sono le più indicate assolutamente nella seconda fase della fessurazione, quando è necessario limitare la propagazione delle macro-fessure.

Uno studio di dettaglio delle caratteristiche delle diverse miscele esula dagli scopi del presente lavoro, per cui ci si limita a riportare sinteticamente in tabella 2 le caratteristiche principali di ciascuna di esse, in termini di modulo elastico, resistenza media cilindrica a compressione, resistenza media a trazione indiretta, deformazione ultima a rottura. Per ulteriori informazioni si rimanda a [17] e [18].

Tabella 1 – Mix design dei calcestruzzi impiegati

Componenti	Miscela						
	P1	P2	P3	P4	P5	Po1	Po2
Cemento pozzolanico tipo 42.5 [Kg/m ³]	400	400	400	400	400		
Cemento Portland tipo 52.5 [Kg/m ³]						400	400
Sabbia 0-2 [Kg/m ³]	390	390	390	390	390	390	390
Sabbia 0-4 [Kg/m ³]	487	487	487	487	487	487	487
Ghiaia 6-15 [Kg/m ³]	463	463	463	463	463	463	463
Ghiaia 15-25 [Kg/m ³]	533	533	533	533	533	533	533
Rapporto A/C	0.61	0.36	0.61	0.36	0.36	0.36	0.36
Iperfluidificante X404 [l/m ³]	-	6.76	1.84	10.70	10.00	8.23	11.52
Mapeplast SF [Kg/m ³]	-	37.04	32.92	32.92	32.92	32.92	32.92
Fibre Dramix acciaio RC 80/60 BN [Kg/m ³]	-	-	-	-	35.00	-	-
Fibre in polipropilene HB. 330 [Kg/m ³]	-	-	3.00	3.00	-	-	3.00

Tabella 2 – Proprietà meccaniche dei calcestruzzi impiegati

Miscela	P1	P2	P3	P4	P5	Po1	Po2
$E_{c,nom}$ [N/mm ²]	32220	42310	32450	44230	46150	42490	40030
f_{cm} [N/mm ²]	35.0	81.4	37.2	74.9	72.5	75.6	78.1
f_{ctm} [N/mm ²]	2.85	5.55	3.30	5.00	7.90	4.25	5.20
ϵ_{cu}	$-3.25 \cdot 10^{-3}$	$-2.6 \cdot 10^{-3}$	$-3.2 \cdot 10^{-3}$	$-2.65 \cdot 10^{-3}$	$-2.7 \cdot 10^{-3}$	$-2.65 \cdot 10^{-3}$	$-2.65 \cdot 10^{-3}$

3.2 Sperimentazione a fatica

I campioni al vero impiegati per la sperimentazione a fatica erano costituiti da provini prismatici di dimensioni 52x10x10 cm armati con una barra ad aderenza migliorata di diametro 16 mm, ancorata alle estremità con due rosette quadrate, ad essa saldate, di 50 mm di lato. Allo scopo di minimizzare la dispersione dei risultati sperimentali, ciascun provino presentava in mezzeria, al lembo inferiore, un intaglio a V, sì da avere una lesione preformata in corrispondenza della

barra, come indicato in figura 8.

In figura 9 sono raffigurate le casseforme in fase di preparazione del getto ove sono ben visibili gli elementi in plexiglas che determinano l'intaglio nel campione.

Le prove a fatica ad ampiezza costante sono state condotte nello schema statico di flessione su tre punti con una macchina oleodinamica Amsler ad un frequenza di circa 8.33 Hz. controllando il carico mediante una cella di carico piazzata sull'estradosso del provino (figura 10).

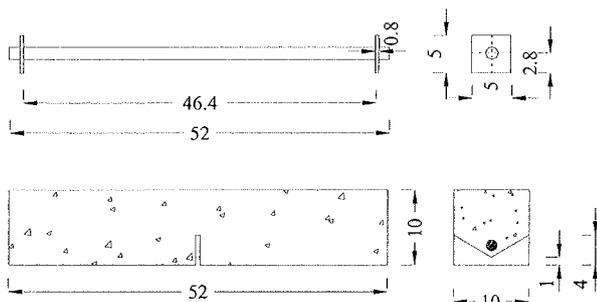


Fig. 8 – Geometria del campione per le prove di fatica



Fig. 9 – Preparazione delle casseforme

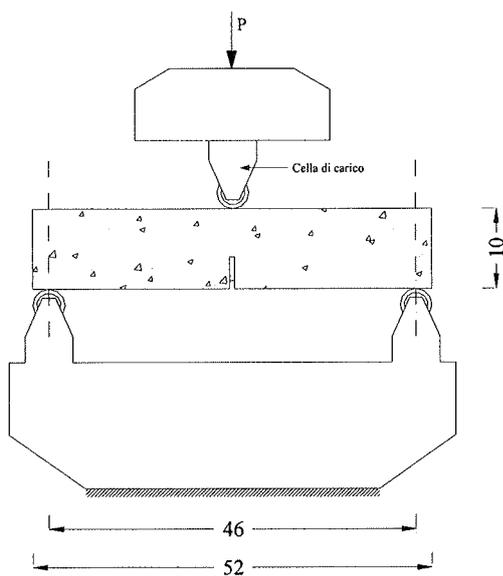


Fig. 10 – Dispositivo di prova

Al momento sono state eseguite tutte le prove riguardanti i calcestruzzi confezionati con cemento pozzolanico, nonché alcune prove di confronto, eseguite a trazione sulle barre d'acciaio nude.

I risultati ottenuti sono sintetizzati nella tabella 3, ove per ciascun campione provato sono riportati i valori massimi e minimi di tensione nel ciclo, il delta di tensione nel ciclo e il numero di cicli a rottura.

Tabella 3 – Risultati delle prove a fatica

Campione	σ_{\min} [MPa]	σ_{\max} [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	N
P1	84.6	301.4	216.8	14 600 000
P1	87.7	339.7	252.0	3 267 700
P2	51.9	318.5	266.6	506 100
P2	51.9	318.5	266.6	2 482 700
P2	51.9	339.4	287.5	9 529 800
P3	57.9	336.7	278.7	10 179 500
P4	77.7	401.4	323.7	737 800
P4	51.7	377.4	325.6	714 300
P4	57.7	393.4	335.6	630 900
P4	51.7	349.4	297.6	569 400
P5	48.7	338.2	289.5	3 424 900
P5	51.6	386.3	334.6	426 000
barra nuda	26.2	340.3	314.1	189 800
barra nuda	26.2	340.3	314.1	155 000
barra nuda	26.2	287.9	261.7	327 000
barra nuda	26.2	290.0	263.8	180 800

In figura 11 è rappresentata in dettaglio la superficie di rottura di un campione P5. Nella foto sono ben visibili le superfici di rottura sia della barra metallica sia del calcestruzzo così come è evidente la presenza di fibre d'acciaio lacerate.

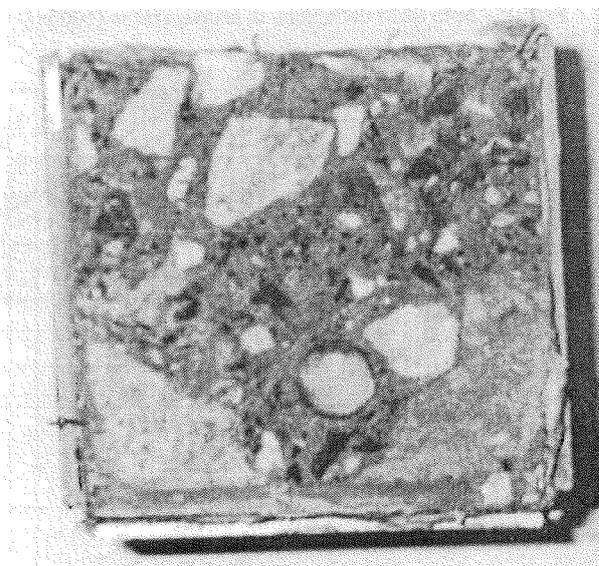


Fig. 11 – Dettaglio della superficie di rottura - campione P5

Le superfici delle barre lesionate a fatica, oltre che visivamente, sono state anche analizzate con l'ausilio di un microscopio elettronico a scansione. L'analisi SEM ha

confermato la presenza delle due tipiche zone di rottura per fatica: un'area caratterizzata da una superficie liscia, di colore opaco, striata e microfratturata, che è quella interessata dalla propagazione stabile della lesione per fatica (figura 12), ed un'area più frastagliata e irregolare, ove, una volta che l'estensione della lesione ha attinto il valore critico, si determina la rottura *statica* per trazione, di tipo fragile (figure 13 e 14).

I risultati ottenuti sono sintetizzati nel digramma S- N di figura 15, ove sono rappresentate anche le curve S-N caratteristiche riportate nell'EC 2 e nel Model Code 90.

Nell'ipotesi che i risultati sperimentali ottenuti nelle prove di flessione costituiscano un insieme omogeneo, è possibile determinare le curve S-N, media e caratteristica, riportate in figura 14. Nella stessa figura, peraltro, è riportata anche una più convincente curva S-N bilatera.

Il confronto dei risultati ottenuti con alcuni dati rilevanti di letteratura è illustrato in figura 16, ove sono riportate le curve

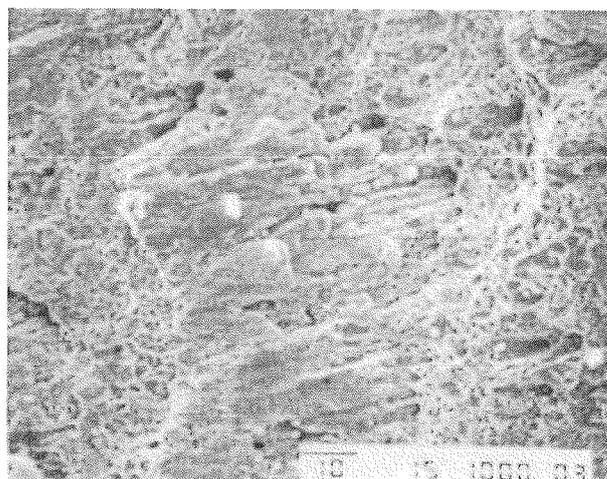


Fig. 13 – Foto SEM della zona di rottura statica (1000x)

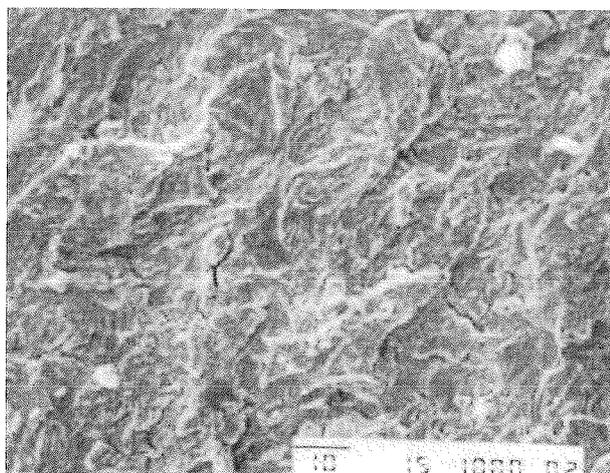


Fig. 12 – Foto SEM della zona di propagazione (1000x)

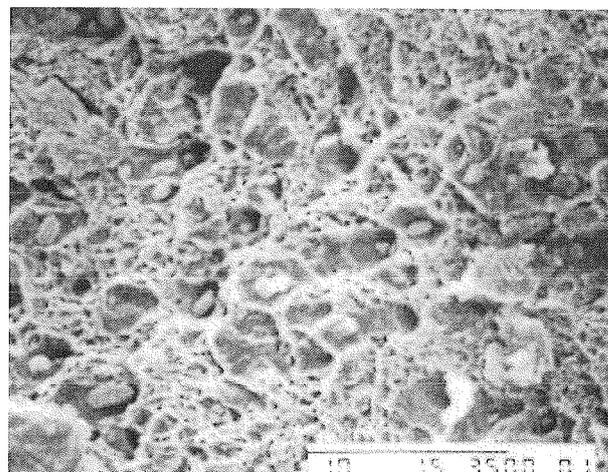


Fig. 14 – Foto SEM della zona di rottura statica (3500x)

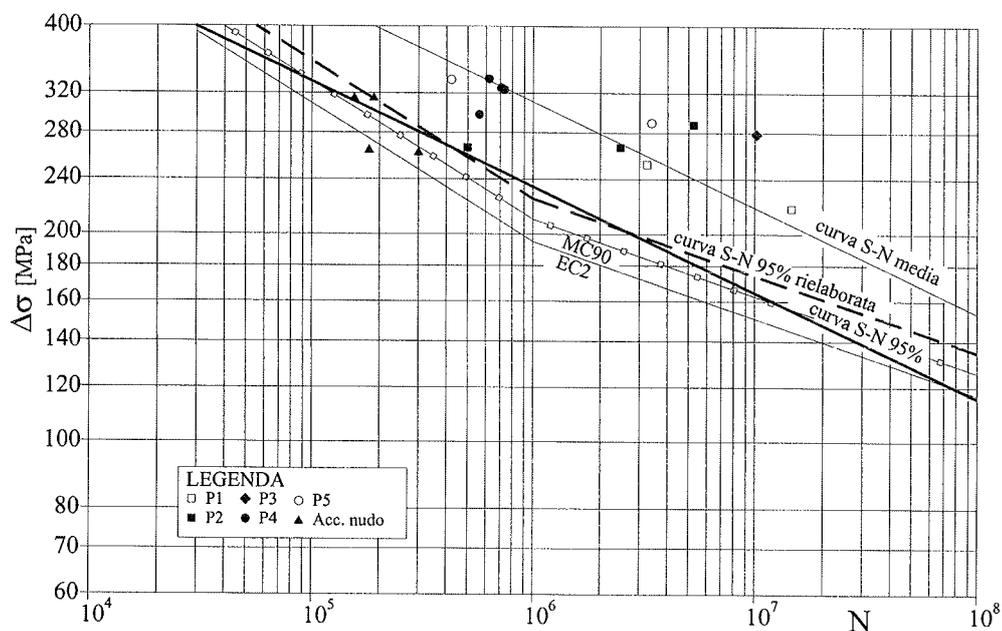


Fig. 15 – Diagrammi S-N sperimentali

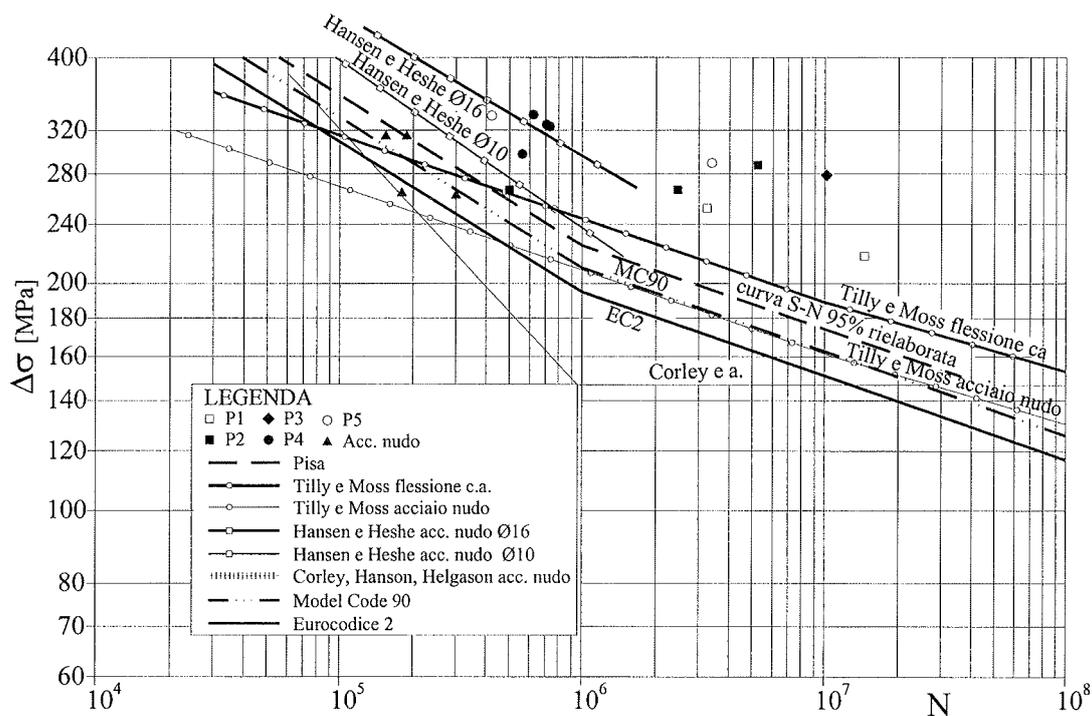


Fig. 16 – Analisi critica di curve S-N di letteratura

S-N, caratteristiche, relative a barre ad aderenza migliorata di dimensioni simili a quelle provate. Oltre alle classiche curve ottenute su acciaio nudo da Corley, Hanson e Helgason [19] e da Tilly e Moss su barre nude e annegate e alle curve normative dell'Eurocodice 2 e del Model Code 90, sono riportate anche le curve ottenute recentemente da Hansen e Heshe [20] su barre nervate ad alta resistenza tipo New Tentor, di diametro $\phi 10$ e $\phi 16$.

Il confronto evidenzia come i risultati ottenuti siano sostanzialmente superiori a quelli prevedibili sulla base delle curve normative, soprattutto in presenza di calcestruzzi fibrorinforzati.

Sulla base dei risultati qui riportati sembra emergere che la resistenza a fatica delle barre immerse è generalmente maggiore della resistenza a fatica dell'acciaio nudo, la quale a sua volta è pressoché indipendente dalla qualità dell'acciaio, almeno nei casi usuali. Peraltro, i risultati di Hansen e Heshe sembrano meritevoli di ulteriori approfondimenti da un lato perché la resistenza appare eccezionalmente elevata, dall'altro perché essa sembra aumentare con il diametro.

4. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati ottenuti si può concludere che:

- nell'intervallo di $\Delta\sigma$ considerato la resistenza a fatica delle barre immerse è maggiore di quella dell'acciaio nudo;
- la resistenza dei campioni confezionati con calcestruzzo non fibrorinforzato, miscele P1 e P2, appare dispersa, in modo particolarmente marcato quando il calcestruzzo ha elevate caratteristiche meccaniche (P2);
- l'aggiunta di fibre, miscele P3, P4 e P5, eleva la resistenza a fatica, anche quando il calcestruzzo ha caratteristiche meccaniche usuali (P3), riducendone la dispersione;
- se si considerano unicamente i risultati relativi ai campioni confezionati con calcestruzzi fibrorinforzati la curva

caratteristica si innalza sensibilmente;

- la positiva influenza del rinforzo con fibre diventa più marcata al ridursi di $\Delta\sigma$, determinando un aumento del coefficiente m, che rappresenta la cosiddetta pendenza della curva;
- risulta, infine, confermata l'ipotesi di partenza secondo cui la resistenza a fatica delle barre dipende dalla fessurazione locale del calcestruzzo che le circonda; essa, infatti, aumenta nei calcestruzzi fibrorinforzati, ove l'aggiunta di fibre, limitando e controllando la fessurazione, consente non solo di abbattere rapidamente il livello tensionale nella barra, ma anche di limitare la fatica per abrasione.

Le curve S-N fornite dall'EC2 e dal Model Code 90 appaiono nella fattispecie largamente cautelative, soprattutto in presenza di calcestruzzi fibrorinforzati.

Naturalmente, il numero delle prove è ancora troppo esiguo per trarre conclusioni definitive, ma i risultati fin qui ottenuti incoraggiano ulteriori ricerche.

5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Moss, D.S., *Bending fatigue of high-yield reinforcing bars in concrete*, TRRL Report SR 748, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Crowthorne, UK, 1982.
- [2] Tilly, G.P., *Fatigue of land-based structures*, *International Journal of Fatigue*, 7, No. 2, 1985, pp. 67-78.
- [3] CEB Bulletin n. 188, *Fatigue of concrete structures*, State-of-the-Art Report, 1988.
- [4] *fib* Bulletins 1, 2, 3, *Structural concrete*, the Textbook on Behaviour, Design and Performance, 1999.
- [5] Helgason, T., Hanson, J.M., Sones, N.F., Corley, G., Hognestad, E., *Fatigue strength of high yield reinforcing bars*, NCHRP Report No. 169, Transportation Research Board, Washington, 1969.

- [6] Nürnberger, U., Fatigue resistance of reinforcing steel, *Proc. of IABSE Colloquium Fatigue of steel and concrete structures*, Lausanne, 1982
- [7] Zheng, H., Abel, a., Stress concentration and fatigue of profiled reinforcing steels, *International Journal of Fatigue*, 20, No. 10, 1998, pp. 767-773.
- [8] Salah el din, A.S., Lovegrove, J.M., Fatigue of cold worked ribbed reinforcing bar – a fracture mechanics approach, *International Journal of Fatigue*, 4, No. 1, 1982, pp. 15-26.
- [9] Tilly, J.P. (1988). Durability of concrete bridges. *Journal of the Institution of Highways and Transportation*, Vol. 35, No. 2, 1988, pp. 10-19
- [10] ACI Committe 408, State of the art Report: Bond under cyclic loads, *ACI Journal*, Vol. 92, Aug. 1992.
- [11] Eligehausen, R., Popov, E. P., Botero, V. V., *Local bond stress – slip relationships of deformed bars under generalized excitations*, Report No. UCB/EERC 83 – 23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley, 1983.
- [12] Rehm, G. and Eligehausen, R., Bond of ribbed bars under high-cycle repeated loads”. *ACI Journal*, Proceedings Vol. 76, No. 2, 1979, pp 297 – 310.
- [13] CEB (1982), *Bond action and bond behaviour of reinforcement. State-of-the-art Report*. CEB Bulletin d’Information, No. 151, 1981.
- [14] Vandewalle, L., Theoretical Prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete, *Bond in Concrete Proceedings* (CEB), Riga, 1992.
- [15] Magnusson, J., *Bond and Anchorage of Ribbed Bars in High-Strength Concrete*. Ph.D. Thesis. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2000.
- [16] Lundgren, K., *Modelling of Bond: Theoretical Model and Analyses*. Chalmers University of Technology, Division of Concrete Structures, Report 99:5, Göteborg, 1999.
- [17] Croce, P., Salvatore, W., *Caratterizzazione meccanica di calcestruzzi fibro-rinforzati ad alta resistenza*, Report Interno, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Pisa, 2000.
- [18] Croce, P., Orsini, P., Salvatore, W., Vibration isolation and design of automotive test benches, *Engineering Structures*, Vol. 23, No. 1, 2001, pp.
- [19] Corley, W. G., Hanson, J. M., and Helgason, T., Design of reinforced concrete for fatigue, *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 104, No. 6, 1978, pp. 921- 932.
- [20] Hansen, L.P., Heshe, G., Static, fire and fatigue tests of ultra high-strength fibre-reinforced concrete and ribbed bars, *Nordic Concrete Research publication*, n. 26-2, 2002.

CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DI CALCESTRUZZI AUTOCOMPATTANTI ED ORDINARI (Ricerca effettuata per il Progetto ULISSE)

Roberto Cucitore¹, Cesare Fogaccia¹, Paolo Ursella²

¹ CTG, Italcementi Group, Bergamo.

² Consulente di Italcementi Group, Bergamo.

SOMMARIO

In questa memoria sono raccolti i risultati della sezione del progetto “Ulisse” avente per oggetto il confronto tra alcune prestazioni di calcestruzzi ordinari ed autocompattanti.

L’indagine ha messo a fuoco informazioni sperimentali utili a progettisti ed utilizzatori dei calcestruzzi autocompattanti. Il confronto per i due tipi di calcestruzzo in tre formulazioni riguarda l’innalzamento termico nel corso dell’indurimento, le resistenze meccaniche, il modulo elastico, il ritiro idraulico, il fluage, la penetrazione all’acqua sotto pressione, la permeabilità ai gas, la profondità di carbonatazione, la durabilità ai cicli di gelo e disgelo.

SOMMARIO

In this paper results obtained as a comparison between ordinary concrete and self compacting concrete are reported. The research has been carried out as part of ULISSE project.

Informations have been focussed, usefull to engineers and contractors. For the two types of concrete are reported results on concrete temperature increase during hardening, strengthes, elastic modulus, idraulic shrinkage, fluage, water penetration under pressure, gas permeability, durability to freezing-thawong cycles.

INTRODUZIONE

In questa memoria sono raccolti i risultati della sezione del progetto “Ulisse” avente per oggetto il confronto tra alcune prestazioni di calcestruzzi ordinari ed autocompattanti.

L’indagine è mirata a raccogliere le informazioni sperimentali richieste da possibili progettisti od utilizzatori dei calcestruzzi autocompattanti.

Per estendere la validità dei risultati alle condizioni reali i calcestruzzi sono stati dosati e preparati in un impianto di calcestruzzo preconfezionato utilizzando una normale autobetoniera per la miscelazione ed il trasporto; questa scelta ha comportato una minor accuratezza dei dosaggi

e della lavorazione rispetto ad una preparazione di Laboratorio.

L’indagine ha riguardato calcestruzzi autocompattanti nella cui ricette è presente un finissimo di natura calcarea (filler ventilato), le proprietà dei calcestruzzi ottenuti sono valide per queste miscele e non possono essere estese a calcestruzzi preparati con aggiunte aventi attività pozzolanica quali: cenere volante e microsilice.

COSTITUENTI

Cemento

I calcestruzzi sono stati preparati utilizzando il CEM II/A-LL 42.5 R prodotto nello stabilimento Italcementi di Calusco d’Adda (BG).

Filler

L'aggiunta utilizzata per la preparazione dei calcestruzzi autocompattanti, è costituita da calcare macinato, ventilato che risponde ai requisiti dei filler secondo UNI EN 12620 (Aggregati per calcestruzzo).

La distribuzione dimensione dei granuli del filler in confronto con quella del cemento è riportata in figura n° 1.

Le curve di distribuzione dei granuli mettono in evidenza che il filler è sensibilmente più fine del cemento.

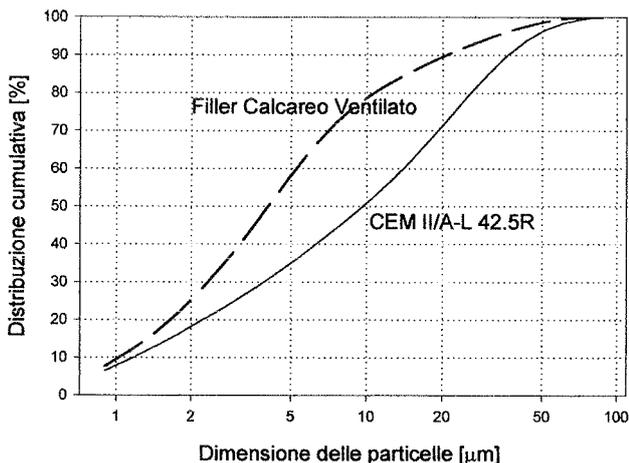


Figura n° 1: Distribuzione granulometrica del filler calcareo e del cemento

Aggregati

Sono stati utilizzati aggregati naturali estratti da un giacimento fluviale in prossimità del fiume Adda.

Le frazioni utilizzate: Sabbia vagliata 0/3, Misto naturale 0/8, Ghiaietto 2/10 e Ghiaia 4-20, rispondono ai requisiti della UNI 8520 parte 2.

Additivi

Per la preparazione dei calcestruzzi sono stati utilizzati i seguenti additivi:

- additivo superfluidificante a base di polimeri acrilici non sulfonati, esente da formaldeide.
- additivo viscosizzante (modificatore di viscosità), per la sola confezione dei calcestruzzi autocompattanti.

Il dosaggio, secondo le istruzioni del produttore, è stato ottimizzato in funzione dei requisiti reologici degli impasti.

FORMULAZIONE DELLE MISCELE

Nella formulazione dei calcestruzzi si è mirato ad ottenere tre classi di resistenza: C 25/30, C 30/37, C 35/45 (secondo UNI EN 206-1) e classe di consistenza S4, per il calcestruzzo "ordinario".

Nel corso di prove preliminari di laboratorio sono state messe a punto le ricette riportate nei prospetti n° 1 e n° 2

Prospetto n°1: Ricette dei calcestruzzi ordinari

Miscela n°	1	2	3	
Aggregati				
Misto naturale 0/8	1200	1190	1165	kg/m ³
Ghiaia 4-20	620	640	625	kg/m ³
Cemento	400	360	350	kg/m ³
Additivo superfluidificante	5.1	3.9	1.75	kg/m ³
Acqua totale	182	182	210	l/m ³
Rapporto teorico a/c	0.40	0.50	0.60	-

Prospetto n°2: Ricette dei calcestruzzi autocompattanti

Miscela n°	4	5	6	
Aggregati				
Sabbia 0/4	200	186	233	kg/m ³
Ghiaietto 2/10	913	899	829	kg/m ³
Ghiaia 4/20	600	599	599	kg/m ³
Cemento	360	340	320	kg/m ³
Filler calcareo	170	200	190	kg/m ³
Additivo superfluidificante	8.0	6.3	4.0	kg/m ³
Additivo viscosizzante	2.0	1.7	2.0	kg/m ³
Acqua totale	167	170	192	l/m ³
Rapporto teorico a/c	0.40	0.50	0.60	-

Nella formulazione dei calcestruzzi autocompattanti si è cercato di soddisfare i requisiti indicati nella UNI 11040

PIANO SPERIMENTALE

La sperimentazione ha comportato la confezione di circa 4 m³ di calcestruzzo per ogni miscela e l'esecuzione delle seguenti prove:

Calcestruzzo ordinario allo stato fresco:

- Temperatura,
- Cedimento al cono,
- Spandimento con tavola a scosse,
- Massa volumica,
- Contenuto d'aria,
- Contenuto d'acqua,
- Perdita di consistenza.

Calcestruzzo autocompattante allo stato fresco:

- Temperatura,
- Spandimento,
- V-funnel, L-box, U-box,
- Massa volumica,
- Contenuto d'aria,
- Contenuto d'acqua,
- Perdita di consistenza.

Caratterizzazione allo stato indurito di calcestruzzi ordinari ed autocompattanti:

- Innalzamento termico,
- Ritiro iniziale,
- Ritiro idraulico,
- Deformazione viscosa,
- Modulo elastico,
- Resistenza alla compressione,
- Permeabilità all'ossigeno,
- Penetrazione all'acqua,
- Gelo e disgelo,
- Gelo in presenza di sali,
- Carbonatazione.

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO FRESCO

Calcestruzzi ordinari

Le caratteristiche rilevate, determinate all'arrivo sul sito di prova, sono riportate nel prospetto n°3.

Prospetto n°3: Calcestruzzi ordinari: caratteristiche del calcestruzzo fresco

Miscela n°	1	2	3	
Temperatura	9.0	9.0	10.0	°C
Massa volumica	2398	2390	2370	kg/m ³
Contenuto d'aria	3.0	3.2	2.4	% (vol)
Abbassamento al cono	200	250	225	mm
Spandimento alla tavola a scosse	490	580	540	mm
Rapporto a/c (*)	0.42	0.48	0.61	

(*) Il rapporto a/c è calcolato in base alla perdita d'acqua per rapido essiccamento riferita alla massa volumica e al dosaggio (rilevato alla pesata) in cemento.

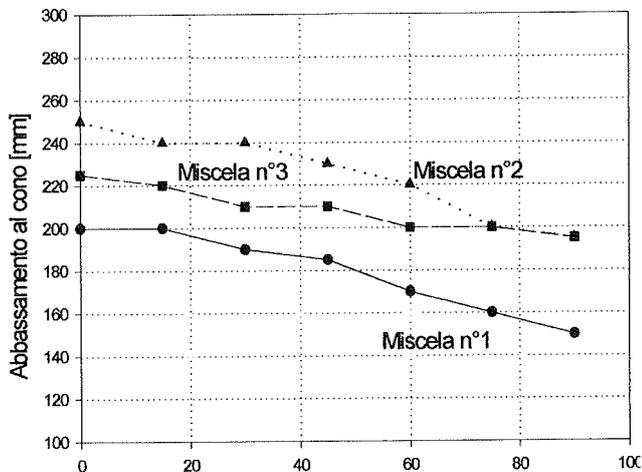


Figura n°2 : Calcestruzzi ordinari: perdita di consistenza al cono

La consistenza delle miscele in oggetto, sia in termini di cedimento al cono, sia di spandimento, è stata determinata a partire dall'arrivo dell'autobetoniera sul luogo delle prove fino ad un'ora e mezzo di stazionamento del mezzo mantenendo il miscelatore in leggera rotazione.

I risultati ottenuti sono riportati nelle figure n° 2 e n°3.

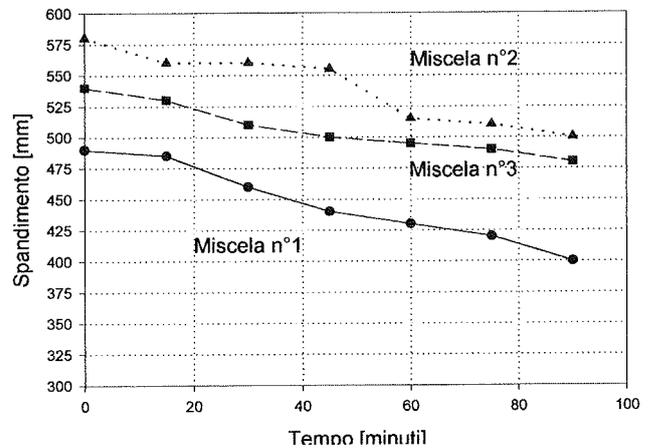


Figura n°3: Calcestruzzi ordinari: perdita di consistenza per spandimento

Calcestruzzi autocompattanti

Le caratteristiche del calcestruzzo autocompattante fresco determinate all'arrivo sul sito di prova, sono riportate nel prospetto n°4.

Prospetto n°4: Calcestruzzo autocompattante: proprietà del calcestruzzo fresco

Miscela n°	4	5	6	
Temperatura	10.0	8.0	8.0	°C
Massa volumica	2450	2390	2340	kg/m ³
Contenuto d'aria	2.1	1.9	2.3	% (vol)
Spandimento	680	690	700	mm
Tempo di scorrimento a 500 mm	4.5	3.3	3.2	s
Imbuto a V tempo di svuotamento	15.0	7.5	5.8	s
Scorrimento nell'L box	6.8	3.5	4.7	s
Scorrimento nell'U box	Δ = 0	Δ = 0	Δ = 0	mm
Rapporto a/c (*)	0.40	0.52	0.53	

(*) Il rapporto a/c è stimato in base alla perdita d'acqua per rapida essiccazione, riferita alla massa volumica e al dosaggio (rilevato alla pesata) in cemento.

L'evoluzione delle proprietà reologiche nel tempo sono riportate nelle figure n° 4 e n°5.

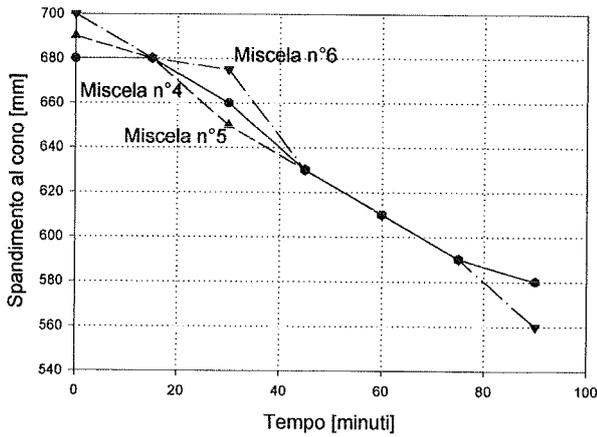


Figura n°4: Calcestruzzo autocompattante: perdita di consistenza (spandimento)

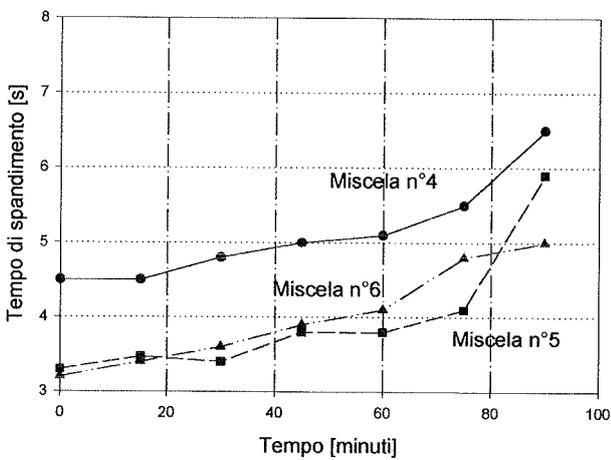


Figura n°5: Calcestruzzo autocompattante: variazione del tempo di scorrimento

Innalzamento termico nel corso dell'indurimento

L'innalzamento termico in condizioni pseudo-adiabatiche è stato determinato rilevando le variazioni di temperatura del calcestruzzo immesso in un contenitore di polistirolo espanso (stampo 150x150x150 mm).

Il contenitore è stato riempito di calcestruzzo, in prossimità del suo centro geometrico è stata introdotta una termocoppia collegata ad un sistema di acquisizione, il sistema è stato mantenuto per circa tre giorni in ambiente condizionato a 20°C.

Gli andamenti delle temperature in funzione del tempo sono riportati nei grafici delle figure n°6 e 7.

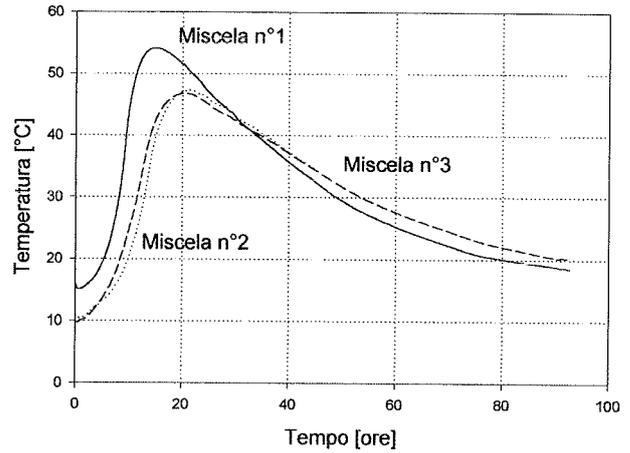


Figura n°6: Calcestruzzo ordinario: innalzamento termico in condizioni semiadiabatiche

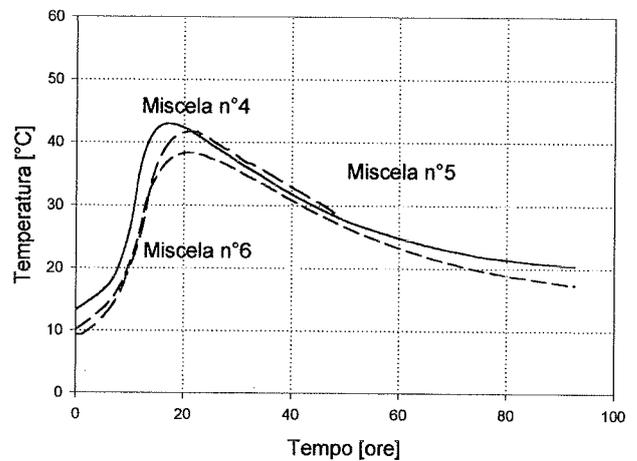


Figura n°7: Calcestruzzo autocompattante: innalzamento termico in condizioni semiadiabatiche

Gli andamenti mettono in luce che l'innalzamento termico dei calcestruzzi autocompattanti risulta significativamente inferiore a quello dei calcestruzzi ordinari.

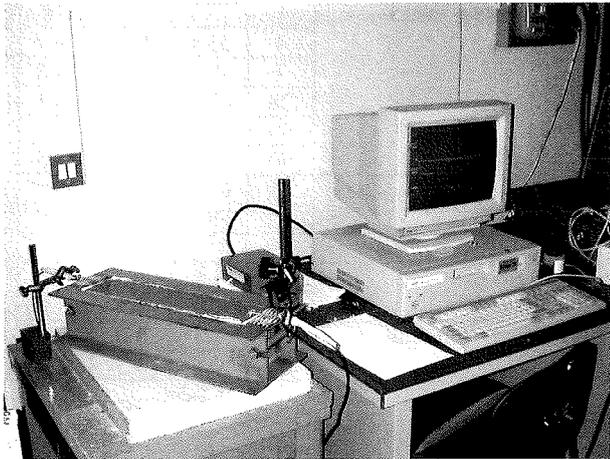
La differenza potrebbe trovare una spiegazione nei diversi rapporti ponderali tra pasta cementizia ed aggregato, fasi che, come noto, hanno differenti proprietà di conducibilità e capacità termica.

Ritiro iniziale (fase plastica)

Il ritiro iniziale è stato misurato sul calcestruzzo versato in uno stampo aventi dimensioni 100*100*400 mm e mantenuto in un ambiente condizionato in umidità ($50 \pm 5\%$ U.R.) e temperatura ($20 \pm 2^\circ\text{C}$).

Le variazioni dimensionali sono state determinate tramite una coppia di “pettini” inseriti nel calcestruzzo fresco e i loro spostamenti sono stati rilevati mediante trasduttori senza contatto. I valori sono stati acquisiti, in modo continuo, fino a 24 ore dalla messa in opera mediante un PC.

Gli andamenti riscontrati per le miscele allo studio sono riportati nei grafici delle figure n°8 e 9.



Apparecchio per la misura del ritiro iniziale (in fase plastica) dei calcestruzzi

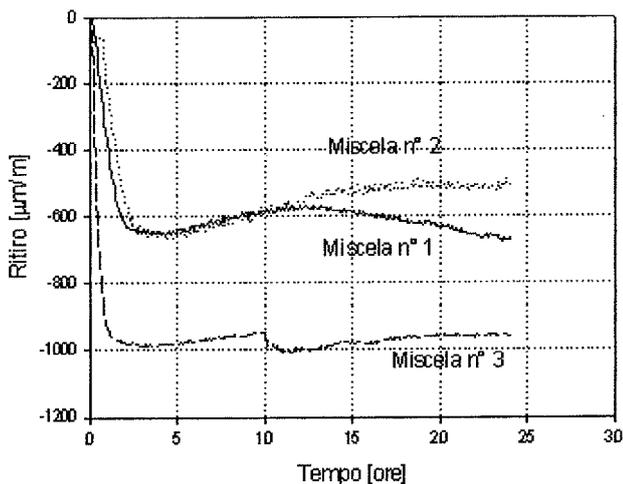


Figura n°8: Calcestruzzo ordinario: andamento del ritiro iniziale

I risultati ottenuti sono congruenti con le aspettative: i calcestruzzi più “ricchi in acqua” evidenziano un maggior ritiro iniziale. Le miscele n°1 e n°4, rispettivamente “ordinario” ed “autocompattante”, a più basso rapporto a/c, denunciano ritiri iniziali inferiori.

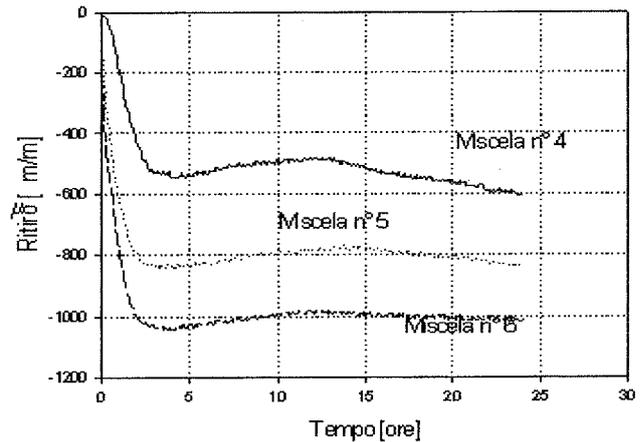


Figura n°9: Calcestruzzo autocompattante: andamento del ritiro iniziale

VERIFICA SULLA COMPOSIZIONE DELLE MISCELE

Per verificare la congruenza tra le ricette proposte e quelle effettive dei calcestruzzi sono state applicate le procedure indicate nelle UNI 6393 “Controllo della composizione del calcestruzzo fresco”. Sul calcestruzzo fresco è stato determinato il contenuto in acqua per rapido essiccamento, il materiale essiccato è stato quindi setacciato per determinare la curva granulometrica reale della miscela.

L’andamento della curva granulometrica è stato confrontato con quello teorico calcolato in base alle caratteristiche dei materiali ed al loro proporzionamento. Nelle figure n° 10 e 11 sono messi a confronto gli andamenti delle curve granulometriche teoriche (linee continue) e quelli delle curve riscontrate (linee tratteggiate). Per alcune miscele, quali ad esempio la n°2, esiste accordo, mentre per altre, quali la n°5 la differenza è notevole.

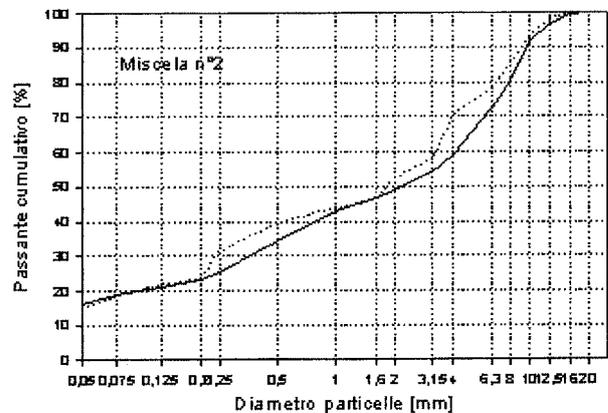


Figura n°10: Andamento teorico e sperimentale del passante cumulativo in funzione del diametro per la miscela n°2

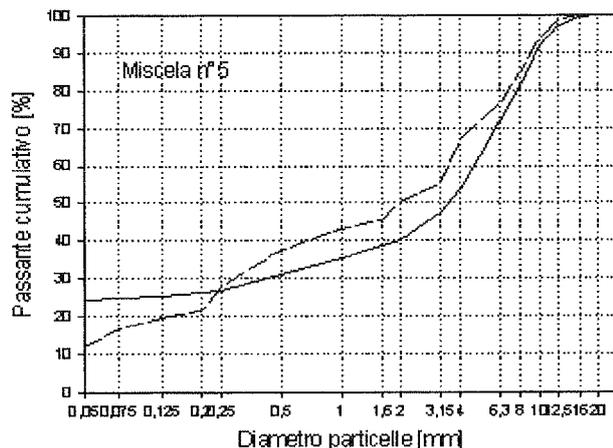


Figura n°11: Andamento teorico e sperimentale del passante cumulativo in funzione del diametro per la miscela n°5 (autocompattante)

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO INDURITO

Resistenze meccaniche

I provini in calcestruzzo sono stati confezionati e preparati in stampi rispondenti ai requisiti delle norme. I provini di calcestruzzo autocompattante sono stati preparati secondo le indicazioni della norma che prevede il riempimento degli stampi versando il calcestruzzo in modo continuo e la rasatura della superficie senza applicare alcuna costipazione o vibrazione.

Oltre alla resistenza meccanica a compressione alla scadenza di norma è stato determinato lo sviluppo delle resistenze meccaniche da 1 giorno fino ad un anno e la determinazione della resistenza a trazione.

Prospetto n°5: Resistenze meccaniche dei calcestruzzi ordinari

Miscela n°		1	2	3
<i>Res. alla compressione</i>	gg	N/mm ²		
Provini cubici 15*15	1	16.7	--	8.7
	4	48.1	35.4	26.3
	7	53.1	43.4	31.3
	28	60.6	53.2	38.8
	60	65.5	56.0	42.0
	90	67.5	60.5	46.0
Cilindri 15*30	28	55.1	46.1	33.9
	60	59.5	50.5	38.0
<i>Resistenza alla trazione</i>		N/mm ²		
Per flessione	28	5.3	4.9	4.0
	60	6.0	5.5	4.5
Per trazione indiretta	28	3.7	3.3	2.5
	60	4.0	3.5	2.5

I valori ottenuti sono riportati nel prospetto n° 5 per i calcestruzzi "ordinari" e nel prospetto n°6 per i calcestruzzi "autocompattanti". L'andamento degli sviluppi delle resistenze in funzione del tempo di stagionatura è illustrato nei grafici delle figure n°12 e 13.

Prospetto n°6: Resistenze meccaniche dei calcestruzzi autocompattanti

Miscela n°		4	5	6
<i>Res. alla compressione</i>	gg	N/mm ²		
Provini cubici 15*15	1	15.4	--	6.8
	4	53.4	28.5	29.9
	7	59.9	38.0	37.6
	28	68.4	47.3	46.3
	60	73.0	50.5	51.0
	90	75.5	54.5	52.5
Cilindri 15*30	28	63.5	41.0	39.7
	60	68.5	45.0	46.0
<i>Resistenza alla trazione</i>				
Per flessione	28	5.5	5.0	5.2
	60	6.0	5.5	5.5
Per trazione indiretta	28	3.5	3.0	2.9
	60	4.5	3.5	3.0

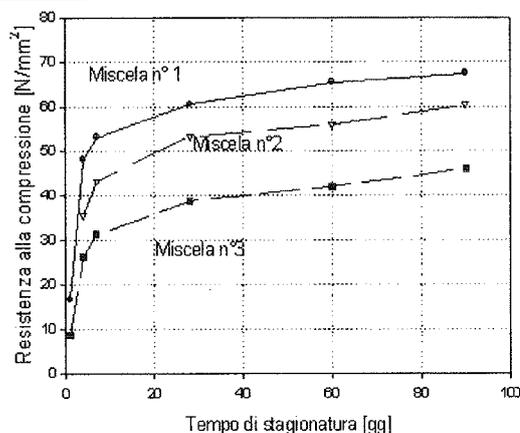


Figura n°12 Sviluppo delle resistenze per i "calcestruzzi ordinari"

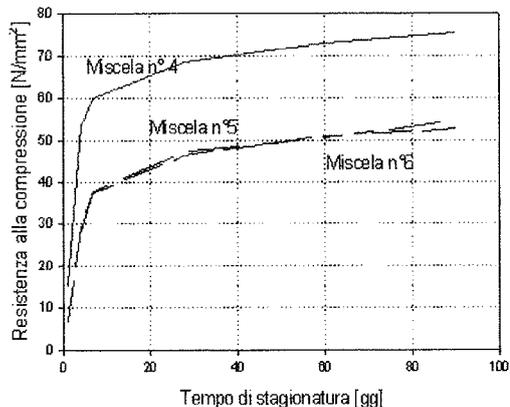


Figura n°13 Sviluppo delle resistenze per i "calcestruzzi autocompattanti"

Osservazioni:

L'andamento della resistenza a compressione in funzione del rapporto a/c (curva di Abrams) è riportato in figura n° 14; le curve dei due tipi di calcestruzzo, ordinario ed SCC, risultano quasi coincidenti.

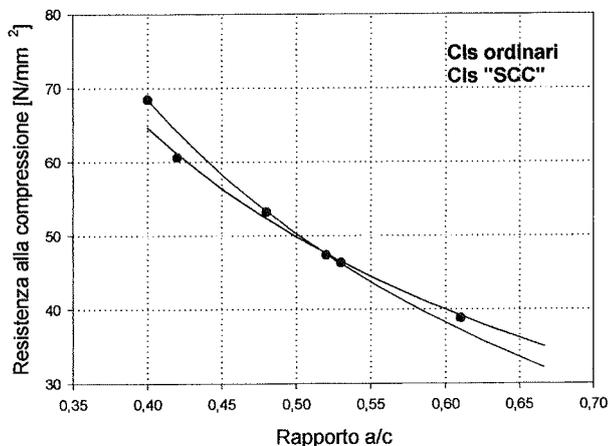


Figura n° 14: Andamento delle resistenze in funzione del rapporto a/c per i calcestruzzi ordinari ed autocompattanti

Le curve che descrivono l'evolversi della resistenza meccanica in funzione del tempo di stagionatura per le miscele riportate nelle figure n°15 e 16 sembrano appartenere ad una medesima famiglia, il diverso contenuto in pasta quindi non sembra influenzare lo sviluppo delle resistenze in funzione del tempo.

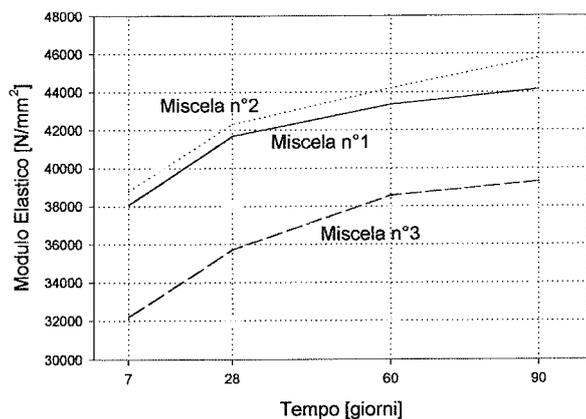


Figura n°15: Andamento del modulo elastico dinamico in funzione del tempo per i calcestruzzi ordinari

I rapporti tra i valori di resistenza a compressione valutata su cilindri e su cubi sono riportati nel prospetto n°7 congiuntamente ai rapporti tra le resistenze a trazione e le resistenze a compressione.

Risulta evidente che i rapporti dipendono più dal valore di resistenza a compressione che dal tipo di calcestruzzo ordinario o autocompattante.

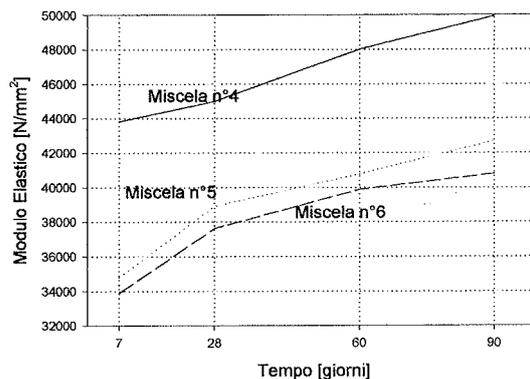


Figura n°16: Andamento del modulo elastico dinamico in funzione del tempo per i calcestruzzi autocompattanti

Prospetto n° 7: Rapporto tra i valori di resistenza: a compressione cilindro – cubo, flessione – compressione cubo, trazione – compressione cubo

Miscela n°		1	2	3	4	5	6
28	R_{cyl}/R_{cu}	0.909	0.866	0.873	0.928	0.866	0.857
	R_{fless}/R_{cu}	0.087	0.092	0.103	0.080	0.105	0.112
	$R_{traz.}/R_{cu}$	0.061	0.062	0.064	0.051	0.063	0.032
60	R_{cil}/R_{cu}	0.908	0.901	0.904	0.938	0.891	0.902
	R_{fless}/R_{cu}	0.091	0.098	0.107	0.082	0.108	0.107
	$R_{traz.}/R_{cu}$	0.061	0.062	0.059	0.061	0.069	0.058

In figura n°17 sono riportati gli andamenti delle curve proposte dal D.M. 9/1/96 che consentono di stimare i valori della resistenza alla trazione e della resistenza a flessione in funzione della resistenza a compressione.

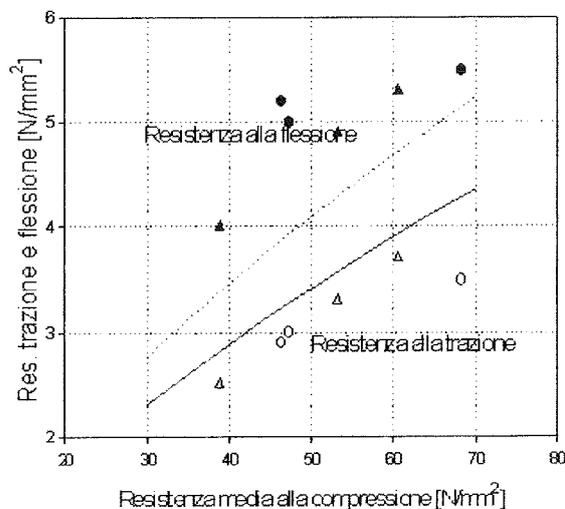


Figura n°17: Relazioni empiriche (DM. 9/1/96) tra resistenza a compressione e resistenza alla trazione ed alla flessione in funzione della resistenza media del calcestruzzo e valori sperimentali riscontrati su calcestruzzi ordinari ed autocompattanti.

Nella medesima figura sono riportati anche i valori sperimentali determinati su calcestruzzi ordinari ed autocompattanti (supponendo in prima approssimazione che $R_{ck} = R_m - 5$). L'andamento proposto dal DM 9/1/96, rispetto ai punti sperimentali, porta ad una sottostima della resistenza alla flessione ed ad una sovrastima della resistenza alla trazione, comunque la distribuzione dei punti sperimentali non fa intravedere differenze significative tra calcestruzzi ordinari e calcestruzzi autocompattanti.

Modulo Elastico

Il modulo Elastico dei provini è stato determinato mediante il rilievo della frequenza di risonanza (frequenza di risonanza flessionale). Il metodo di prova adottato è descritto nella UNI 9771, in appendice alla sopraccitata norma è riportato il procedimento per calcolare le caratteristiche elastiche dinamiche.

I valori riscontrati, per scadenze comprese tra 1 e 90 giorni sono riportati nelle figure 18 e 19.

Si riscontra una buona correlazione tra resistenza meccanica a compressione e modulo elastico indipendentemente dal tipo di calcestruzzo come risulta dal diagramma di figura n°20 in cui sono riportati congiuntamente i valori riscontrati a 28 e 60 giorni.

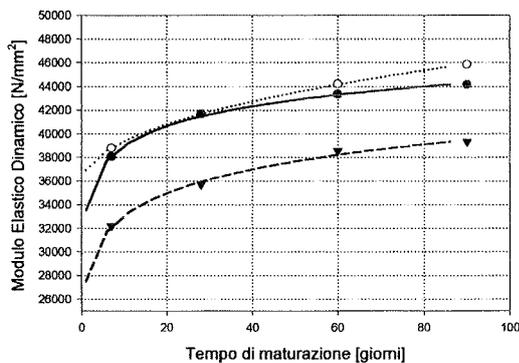


Figura n°18: Andamento del modulo elastico dinamico in funzione del tempo per i "calcestruzzi ordinari"

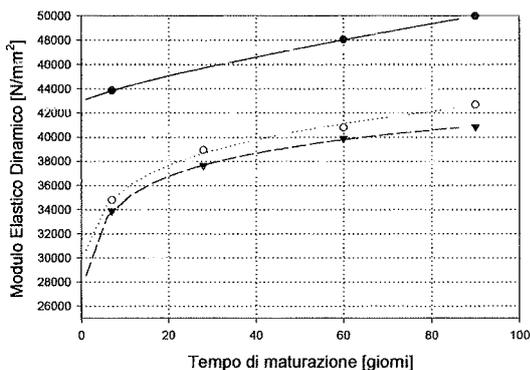


Figura n°19: Andamento del modulo elastico dinamico in funzione del tempo per i "calcestruzzi autocompattanti".

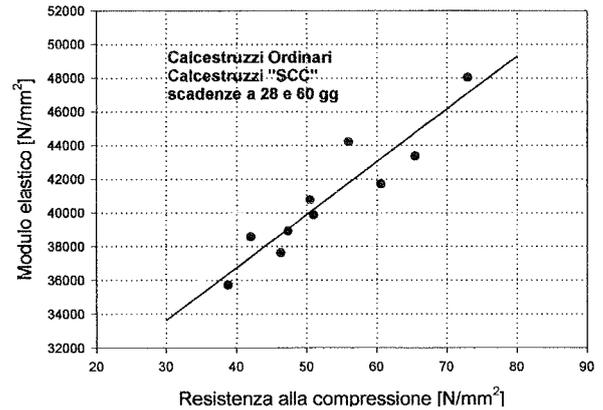


Figura n°20: Relazione tra modulo elastico e resistenza a compressione

Nei diagrammi di figura n°21 sono posti a confronto l'andamento della relazione: $E_c = 5700\sqrt{R_{ck}}$ proposta dal D.M. 9.01.96 che permette, nota la resistenza caratteristica, di stimare il Modulo di Elasticità in base alla resistenza caratteristica e i valori riscontrati sperimentalmente, ipotizzando che $R_{ck} = R_m - 5$.

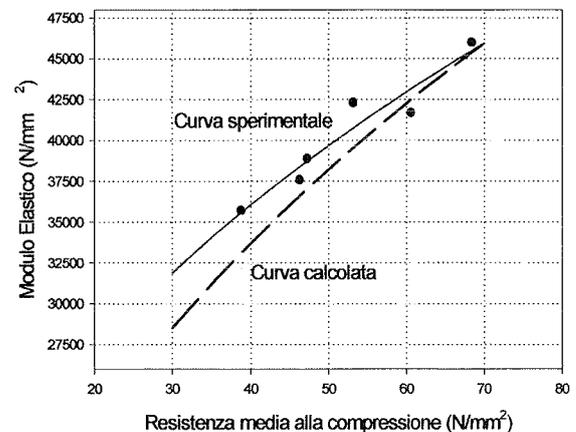


Figura n°21: Andamento della relazione $EM=f(R_{ck})$ DM. 96 e della curva di interpolazione ottenuta sui valori sperimentali

Ritiro idraulico

La determinazione del ritiro è stata eseguita secondo le indicazioni della UNI 6555. I provini, aventi dimensioni 100*100*400 mm, sono stati rimossi dagli stampi dopo 24 ore di stagionatura, e quindi mantenuti in ambiente condizionato in temperatura $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ed umidità $50 \pm 5\%$ U.R. Alla sformatura i provini sono stati attrezzati con delle spine di riscontro. Le variazioni dimensionali sono state rilevate con un deformometro meccanico removibile. Gli andamenti del ritiro sono riportati, rispettivamente per i calcestruzzi ordinari ed autocompattanti nelle figure n°22, e n°23.

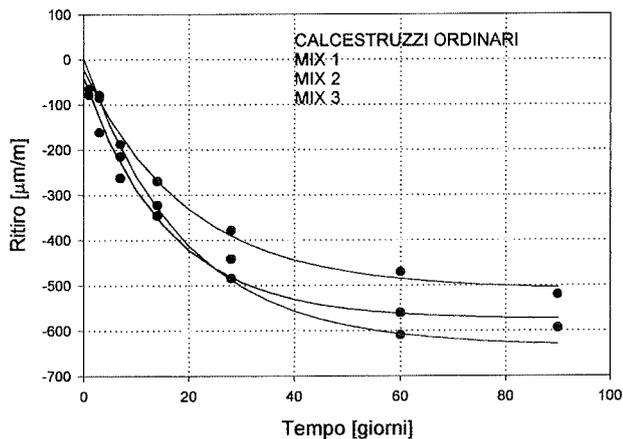


Figura n°22: Andamento delle deformazioni per ritiro idraulico riscontrate sui calcestruzzi ordinari

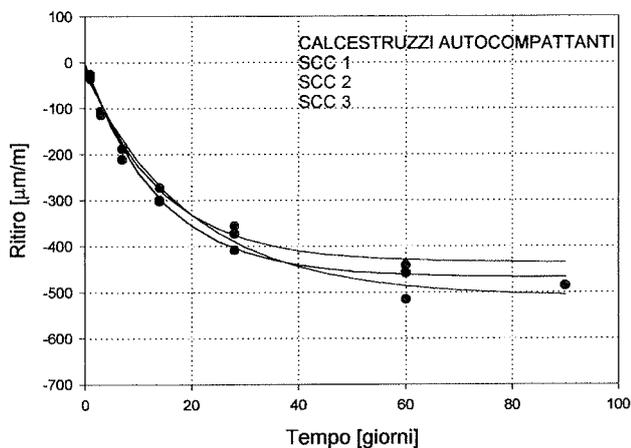


Figura n°23: Andamento delle deformazioni per ritiro idraulico riscontrate sui calcestruzzi autocompattanti

Il confronto permette di asserire che il ritiro dei calcestruzzi autocompattanti è significativamente inferiore a quello dei calcestruzzi ordinari.

Scorrimento plastico (fluage)

Le prove sono state eseguite su provini cilindrici aventi dimensioni: Φ 100 ed altezza 180 mm, estratti mediante carotaggio da cubi di lato 200 mm. I provini, al tempo della prova, avevano un'età di circa 60 giorni (30 giorni di stagionatura in camera di nebbia e 30 giorni di condizionamento in camera $20 \pm 2^\circ\text{C}$ e $50 \pm 5\%$ U.R.).

L'apparecchiatura impiegata è costituita da una macchina di prova in grado di mantenere costante il carico per periodi di tempo superiori a 30 gg.

Le deformazioni sono rilevate mediante trasduttori di spostamento applicati direttamente ai provini, ad ogni provino è stata applicata una coppia di trasduttori.

Il carico applicato è tale da indurre sui provini una sollecitazione compresa tra il 20 e 40% della loro resistenza a compressione.

Per normalizzare le deformazioni rilevate i valori sono stati divisi per la sollecitazione applicata e quindi rapportati alla percentuale del carico rispetto alla resistenza a compressione come riportato nella tabella seguente.

Miscela	% Carico applicato rispetto alla R_c
1	24
2	27
3	35
4	36
5	30
6	31

Gli andamenti delle deformazioni specifiche in funzione del tempo sono riportati in figura n°24.

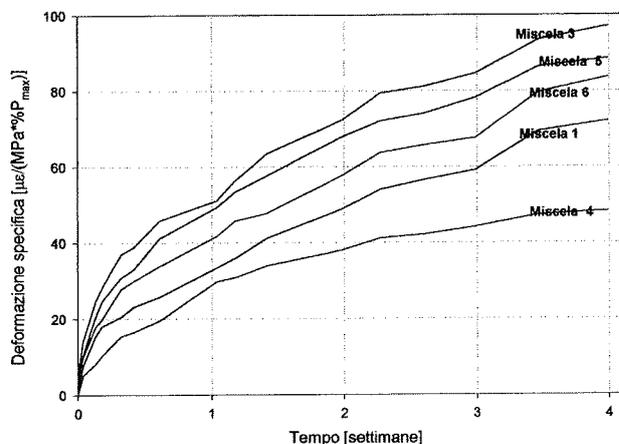


Figura n°24: Andamento della deformazione specifica in funzione del tempo

Analizzando gli andamenti riportati in figura si può osservare che la deformazione specifica risulta generalmente maggiore all'aumentare del rapporto a/c , indipendentemente dal tipo di calcestruzzo.

Penetrazione dell'acqua sotto pressione

Le prove sono state eseguite secondo le prescrizioni della norma che prevede l'applicazione di acqua in pressione su una superficie di un provino di calcestruzzo indurito. L'acqua è applicata per circa 72 ore con una pressione di 500 ± 50 kPa. Dopo il trattamento i provini sono spezzati secondo un piano parallelo all'asse di penetrazione dell'acqua e viene valutato il valore medio della profondità del fronte umido.

I risultati della prova sono riportati nel prospetto n°8.

Prospetto n°8: Profondità di penetrazione [mm] dell'acqua sotto pressione

<i>Calcestruzzi ordinari</i>	
Miscela n°1	1.3
Miscela n°2	2.1
Miscela n° 3	2.3
<i>Calcestruzzi autocompattanti</i>	
Miscela n° 4	0.0
Miscela n° 5	1.5
Miscela n° 6	2.5

Permeabilità ai gas

La determinazione fa riferimento ad una metodologia riportata in un progetto di norma UNI. La prova consiste nell'applicare su una faccia piana di un provino cilindrico, (dimensioni: Φ 150 mm ed h 50 mm), ossigeno in pressione con valori crescenti da 1 a 3 atm e misurare la portata di gas che attraversa il campione quando il flusso raggiunge condizioni stazionarie.

I risultati ottenuti sono riportati nel prospetto n°9.

Prospetto n°9: Permeabilità k [m²] all'ossigeno dei calcestruzzi

<i>Calcestruzzi ordinari</i>	<i>k [m²]</i>
1	$3,10 \cdot 10^{-18}$
2	$2,73 \cdot 10^{-18}$
3	$6,50 \cdot 10^{-17}$
4	$2,06 \cdot 10^{-18}$
5	$1,20 \cdot 10^{-17}$
6	$1,80 \cdot 10^{-17}$

Profondità di carbonatazione

La profondità di carbonatazione è stata rilevata su provini prismatici (100*100*400 mm) esposti all'aria dopo un giorno di stagionatura umida.

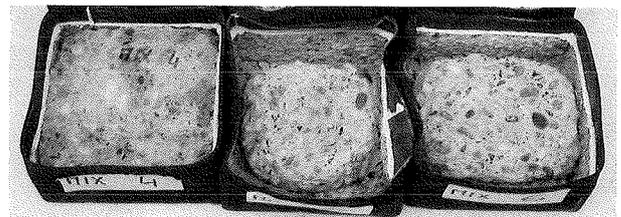
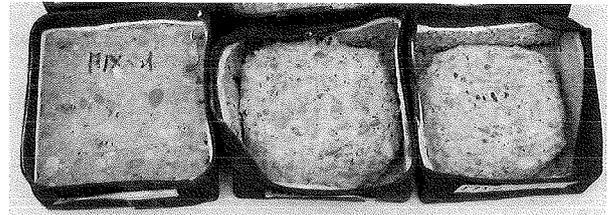
Per determinare la profondità di carbonatazione, su una sezione ottenuta per spacco, si è fatto uso di fenoftaleina quale indicatore di basicità. Una serie di provini è stata esposta dalla sformatura ad un ambiente secco, condizionato a 20°C e 60%U.R., mentre una seconda serie è stata esposta all'aperto senza alcuna protezione. I valori medi di profondità di carbonatazione sono riportati nel prospetto n°10.

Prospetto n°10: Profondità di carbonatazione (mm) dopo 5 mesi di esposizione all'aria

<i>Miscela</i>	<i>Esposizione in</i>	
	ambiente secco	all'aperto
1	4.54	0
2	5.30	2.09
3	6.30	1.85
4	3.79	0
5	6.09	2.07
6	5.37	2.33

Durabilità ai cicli di gelo e disgelo in presenza di sali disgelanti

Le prove sono state eseguite seguendo la prescrizione del progetto di norma europea ed i risultati sono riportati nel prospetto n°11.



Disgregazione provocata da cicli di gelo/disgelo in presenza di sali sui provini delle miscele 1, 2, 3 calcestruzzi ordinari (sopra) e 4, 5, 6 calcestruzzi autocompattanti (sotto).

Prospetto n°11: Risultati delle prove di durabilità ai cicli di gelo e disgelo

Materiale disgregato a seguito dei cicli di gelo e disgelo con sali						
<i>Miscela</i>	1	2	3	4	5	6
Kg/m ²	0.1	20.0	22.9	2.5	39.9	27.2
Fattore di degrado per cicli di gelo/disgelo						
N° cicli						
0	1	1	--	1	1	--
25	0.97	0.83	--	0.97	0.18	--
50	0.96	0.80	--	0.97	Elim.	--

Durabilità ai cicli di gelo e disgelo (gelo in aria e disgelo in acqua)

I risultati ottenuti mettono in evidenza, come prevedibile, che i provini delle miscele n°1 e n°4, caratterizzati da rapporto a/c minimi, presentano una buona resistenza al gelo.

CONCLUSIONI

Caratteristiche fisico-meccaniche

I risultati ottenuti hanno messo in rilievo che i calcestruzzi autocompattanti, specificatamente preparati con filler calcareo, hanno proprietà prestazionali allo stato indurito analoghe a quelle dei calcestruzzi ordinari, in aggiunta anche l'evoluzione nel tempo di tali proprietà non differisce in misura significativa.

Devono essere segnalati i seguenti punti a favore dei calcestruzzi autocompattanti:

- L'innalzamento termico degli SCC è inferiore a quello dei calcestruzzi ordinari,
- Il ritiro idraulico degli SCC è significativamente inferiore a quello dei calcestruzzi ordinari,
- Lo scorrimento plastico (fluage) degli SCC ad alta resistenza risulta inferiore a quello dei calcestruzzi ordinari ad alta resistenza.

Per quanto riguarda la durabilità il rapporto tra i due tipi di calcestruzzo conduce alla seguente conclusione:

la profondità di penetrazione dell'acqua e il coefficiente di permeabilità all'ossigeno sono in diretta relazione con il rapporto acqua/cemento dei calcestruzzi indipendentemente dal tipo. La profondità di carbonatazione risulta essere correlabile con la permeabilità all'ossigeno. La durabilità al gelo sia in presenza di sali disgelanti (scaling superficiale) sia per cicli di raffreddamento in aria e riscaldamento in acqua (danno interno) risulta essere buona per calcestruzzi ordinari ed SCC a basso rapporto acqua/cemento (miscele n° 1 e n° 4), mentre non risultano durabili le altre miscele.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

UNI EN 206-1 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

UNI 11040 Calcestruzzo autocompattante – Specifiche, caratteristiche e controlli.

UNI 12350 – 1 Prova sul calcestruzzo fresco – Campionamento.

UNI 12350 – 2 Prova sul calcestruzzo fresco – Prova di abbassamento al cono.

UNI 12350 – 5 Prova sul calcestruzzo fresco – Prova di spandimento.

UNI 12350 – 6 Prova sul calcestruzzo fresco – Massa volumica.

UNI 12350 – 7 Prova sul calcestruzzo fresco – Contenuto d'aria – Metodo per pressione.

UNI 12390 – 1 Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensione ed altri requisiti per provini e per casseforme.

UNI 12390 – 2 Prova sul calcestruzzo indurito – Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza.

UNI 12390 – 3 Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei provini.

UNI 12390 – 5 Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza a flessione dei provini.

UNI 12390 – 6 Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza a trazione indiretta dei provini.

UNI 12390 – 7 Prova sul calcestruzzo indurito – Massa volumica del calcestruzzo indurito.

UNI 12390 – 8 Prova sul calcestruzzo indurito – Profondità di penetrazione dell'acqua sotto pressione.

UNI 11041 Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco – Determinazione dello spandimento e del tempo di spandimento.

UNI 11042 Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco – Determinazione del tempo di efflusso dall'imbutto.

UNI 11043 Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco – Determinazione dello scorrimento confinato mediante scatola a L.

UNI 11044 Prova sul calcestruzzo autocompattante fresco – Determinazione dello scorrimento confinato mediante scatola a U.

UNI 9771 Calcestruzzo indurito – determinazione della frequenza di risonanza flessionale, estensionale e torsionale.

UNI 7087 Calcestruzzo – Determinazione della resistenza al degrado per cicli di gelo e disgelo.

D.M. 9/01/96: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

prEN 1328 Test method for freeze-thaw resistance of concrete – test with water or with sodium chloride solution Part 1: scaling.

E0700 1900 – (Progetto di norma UNI) Prova sul calcestruzzo indurito – determinazione della permeabilità all'ossigeno.

Si ringrazia il geom. Piero Giovanni Zanco - Consulente ATECAP, per il contributo dato alla valutazione e discussione dei risultati di questo lavoro.

