

LE TECNICHE COSTRUTTIVE

Presidente di sessione: prof.ing. Luigi GOFFI

Relatore generale: prof.ing. Luca SANPAOLESI

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

For information on our books and journals, visit our website at www.uchicago.edu
or contact our Customer Service Department at 1-800-842-6796.

CRITERI PRESTAZIONALI DI SCELTA DEI PROTETTIVI DI STRUTTURE IN C.A. A FACCIA VISTA - INTERVENTO SU UN EDIFICIO DI PIER LUIGI NERVI

Vito ALUNNO ROSSETTI*, Paolo CORRADO, Francesco GRILLO*,
Vittorio LUCARELLI*****

*Università di Roma, "La Sapienza" - ** MAC SpA - *** Banca d'Italia, Servizio Attività Immobiliari

SOMMARIO

L'applicazione di protettivi superficiali polimerici può assumere un ruolo decisivo per la protezione di strutture in C.A. dall'azione dell'ambiente, se corrosione e degrado non sono ancora iniziati. Grande importanza riveste la scelta tra i prodotti presenti sul mercato, stante la mancanza di una normativa organica sui protettivi per strutture in calcestruzzo. In questo articolo vengono descritti i criteri prestazionali adottati per la scelta del sistema protettivo da applicare su una struttura in cemento armato della Banca d'Italia in Roma, realizzata negli anni 1963 - 1968 da Pier Luigi Nervi

SUMMARY

The application of polymeric surfacial coatings can have a decisive role in protecting reinforced concrete structures against of environmental agents, if corrosion and degradation phenomena have not yet started. Of primary importance is the selection among the commercially available products, made difficult by the lack of an organic standardization oriented towards concrete protection. In this paper are described the performance criteria adopted for the choice of the protective system to be applied on the reinforced concrete structures of the Banca d'Italia, designed and built in 1963-1968 by Pierluigi Nervi in Roma

1. PREMESSA

L'edificio oggetto di questa memoria è stato costruito su progetto di Pierluigi Nervi dall'Impresa ASTALDI nel periodo 1963-1968 per essere destinato a sede dei Servizi Monetari della Banca d'Italia. L'edificio si estende su una superficie di circa 10000 m² per piano, divisa in 4 parti da giunti di dilatazione; lo sviluppo in altezza è di 5 piani per un totale di circa 20 metri fuori terra. Come gran parte delle realizzazioni di Nervi è fortemente caratterizzato dal punto di vista strutturale e funzionale. Le facciate (fig 1 e 2) sono scandite verticalmente dalla maglia dei pilastri a sezione variabile lungo l'altezza, scansione accentuata dal motivo orizzontale del sistema di chiusura ed oscuramento delle vetrate, arretrate rispetto al filo esterno dei pilastri, che assicurano adeguata illuminazione naturale agli ambienti interni. La validità della concezione dell'edificio è testimoniata dal fatto che, ad oltre trent'anni dalla sua progettazione, esso continua a svolgere la sua funzione senza che si sia manifestata l'esigenza di interventi significativi. Le superfici esterne del fabbricato sono caratterizzate per la quasi totalità dall'accostamento di vetro, acciaio e calcestruzzo a faccia vista. Questo in

particolare non ha subito, dall'epoca della costruzione, alcun tipo di trattamento. L'esecuzione del calcestruzzo appare estremamente curata in ogni dettaglio anche dal solo esame visivo, sia per quanto concerne la compattezza del materiale, sia per quanto attiene all'esecuzione delle casseforme, in buona parte a superficie curva e realizzate con listelli.

Nel 1994 si sono presentati alcuni distacchi di limitate porzioni di copriferro. Dato il pregio della realizzazione e la forte componente d'immagine delle superfici in calcestruzzo, la Banca d'Italia è venuta nella determinazione di avviare un programma d'indagini conoscitive sullo stato di conservazione delle strutture dell'edificio per poter definire gli interventi di ripristino e protezione.

2. CONDIZIONI DELL'EDIFICIO

L'edificio si trova a Roma in prossimità di un tratto della Via Tuscolana soggetto ad intenso traffico urbano, con la conseguente concentrazione di agenti aggressivi nell'atmosfera.

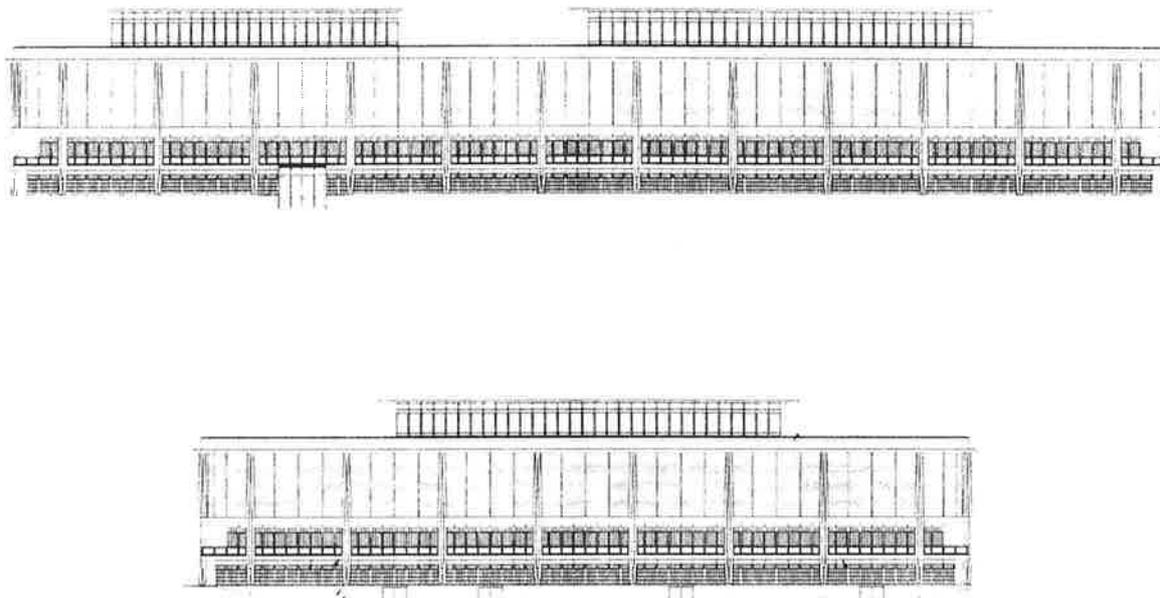


figure 1 e 2 - prospetto su Via Tuscolana e prospetto laterale

I fenomeni di degrado riscontrabili a vista possono sostanzialmente essere riassunti in:

- alterazioni del colore originario del calcestruzzo dovute all'effetto dilavante dell'acqua piovana acidula,
- annerimento di alcune superfici non esposte al dilavamento delle acque meteoriche, dovuto al deposito di particelle carboniose presenti nell'atmosfera;
- ossidazione di barre d'armatura su alcuni elementi orizzontali realizzati con copriferri inferiori ai minimi della normativa;
- distacchi di porzioni di calcestruzzo delle solette in corrispondenza dei giunti di dilatazione;
- modeste e rade cavillature suborizzontali dei frontali delle solette;
- depositi di carbonato di calcio localizzati all'intradosso delle solette in corrispondenza dei giunti;

L'origine e la causa di questi fenomeni, comuni a gran parte delle strutture di questo tipo, era chiara e si poneva quindi, per individuare e quantificare gli interventi, il problema di definire l'estensione ed il livello delle condizioni di degrado.

3. CAUSE DI DEGRADO DEL CALCESTRUZZO

A lungo si è ritenuto il calcestruzzo un materiale durevole, capace di resistere in esercizio senza limiti di tempo, tanto che è divenuto costante l'uso del "calcestruzzo a facciavista". Questa convinzione si è rivelata erronea: in realtà non c'è ragione per cui il calcestruzzo, essendo un materiale poroso, "quasi naturale", non debba degradarsi (analogamente a molte pietre da costruzione, il legno, i laterizi) a seguito delle azioni aggressive dell'ambiente. E che l'ambiente urbano abbia caratteristiche di crescente aggressività è dimostrato dal fatto che la pietra di numerosi monumenti si è danneggiata gravemente negli ultimi 30 anni, dopo secoli di permanenza all'aperto.

La probabilità del degrado diventa in molti casi certezza in presenza di armatura: già nel 1968 Hamada [1] aveva definito il cemento armato un "materiale semi-permanente", esprimendo chiaramente l'incertezza sulla sua durata in esercizio, con riferimento al problema della carbonatazione del copriferro.

Oggi è ben conosciuto il diagramma dovuto a Tuutti [2], (fig 3), che mostra schematicamente l'andamento del danno dovuto alla corrosione delle armature nel tempo a seguito della carbonatazione del conglomerato.

Si nota che per un certo periodo, detto di innesco, non si hanno fenomeni di corrosione né danneggiamento del calcestruzzo e che solo durante la fase di propagazione si verificano i fenomeni che portano alla degradazione delle strutture. Due aspetti vanno sottolineati:

- che la percezione del fenomeno (a seguito della formazione di fessure, distacco di spigoli...) inizia quando la corrosione è in atto, quando cioè è troppo tardi per pensare alla prevenzione e si deve intervenire con il restauro;
- che il periodo di innesco può avere durate largamente variabili, in funzione essenzialmente della qualità del calcestruzzo e dello spessore del copriferro, oltre che del contenuto di CO_2 dell'ambiente.

L'approccio moderno al calcestruzzo a facciavista durabile è duplice: da un lato l'utilizzo per le nuove realizzazioni degli accorgimenti dettati dalla Normativa per la durabilità (UNI 9858); dall'altro, per le opere esistenti, l'impiego di sistemi protettivi superficiali per interrompere la carbonatazione e prolungare indefinitamente l'inizio della corrosione. Naturalmente quest'ultimo tipo di intervento richiede un'indagine preventiva allo scopo di verificare che l'opera non sia già entrata nel periodo di propagazione della corrosione.

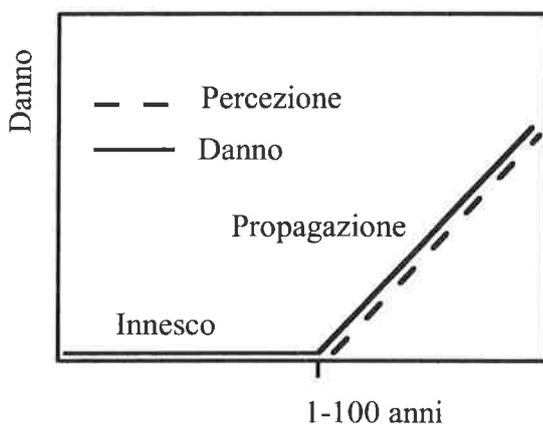


figura 3

4. INDAGINI EFFETTUATE

Allo scopo di accertare le condizioni degli elementi di calcestruzzo a facciavista si è effettuata una campagna d'indagini, individuando 28 zone di misura distribuite in modo da interessare parti con diversa esposizione, a varie quote dal terreno e su diversi elementi strutturali. Su ciascuna zona sono state eseguite:

- la misura della profondità di carbonatazione secondo le raccomandazioni RILEM CPC-18;
- la misura dello spessore del copriferro;

- la misura del potenziale elettrochimico dell'armatura del calcestruzzo, eseguita secondo ASTM C876/87 su almeno 30 punti per ciascuna zona;

Le misure di carbonatazione sono state eseguite sia su microcarote del diametro di 30 mm sia su cavità troncoconiche prodotte nel calcestruzzo da prove di pull-out, che hanno consentito anche di ottenere una stima della resistenza del materiale.

I principali risultati delle indagini possono essere così sintetizzati:

- Lo spessore di copriferro nel 50 % dei casi è superiore ai due centimetri; spessori inferiori si riscontrano prevalentemente all'intradosso delle solette;
- gli spessori massimi dello strato di calcestruzzo carbonatato sono sempre risultati inferiori a 2 centimetri ed inferiori ad 1 cm nel 65% dei casi;
- le misure di potenziale di corrosione hanno fornito in 27 zone valori superiori a -160 mV, nei quali perciò la probabilità di corrosione in atto è minore del 10%. In una sola zona il potenziale è risultato inferiore a -350 mV, in corrispondenza di armatura scoperta.

Le indagini hanno fornito in definitiva risultati piuttosto confortanti circa lo stato di conservazione delle strutture a faccia vista: profondità di carbonatazione modesta, valore minimo del copriferro quasi sempre superiore alla profondità di carbonatazione e situazione di probabile non corrosione per la maggior parte delle zone indagate. I risultati peraltro sono stati una conferma tecnico-numerica di quanto si poteva notare con ispezioni di tipo visivo. Di particolare interesse però ai fini della valutazione del tipo di intervento da effettuare sono le prove di carbonatazione associate alle misure dello spessore di copriferro, che consentono di individuare da un lato la limitata necessità di intervenire con demolizione e ricostruzione del copriferro, dall'altro la possibilità generalizzata di interventi di semplice protezione, essendo la maggior parte della struttura ancora nel periodo di innesco (fig. 3).

In definitiva il quadro ottenuto al termine dell'indagine consente di affermare che il materiale impiegato è di ottima qualità e fattura dal momento che, dopo circa trent'anni di esposizione, i fenomeni di alterazione sono estremamente limitati per estensione superficiale e profondità.

È interessante notare che gli effetti di degrado più vistosi sono presenti in elementi della struttura "secondari", quali le solette, anche dal punto di vista estetico, perché la cura adottata nelle parti di maggiore impatto visivo (i pilastri), ha portato alla realizzazione di un materiale di buona durabilità molto tempo prima che tale caratteristica fosse oggetto di studi estensivi e

la Normativa per ottenerla venisse formalizzata e diffusa.

5. REQUISITI E SCELTA DEI PROTETTIVI

Data la grande varietà di prodotti esistenti sul mercato, la scelta di un protettivo per calcestruzzo dovrebbe essere basata, come per tutti gli altri materiali, su criteri prestazionali, individuando preliminarmente le caratteristiche che rendono un prodotto più o meno idoneo all'impiego.

I requisiti dei sistemi protettivi per strutture in calcestruzzo possono dividersi in diverse categorie:

- la capacità del sistema protettivo di isolare il calcestruzzo dagli aggressivi presenti nell'ambiente, o **capacità di barriera**, si riferisce principalmente all'acqua liquida, agli ioni cloruro, all'anidride carbonica, ed all'ossigeno, che partecipano attivamente ai processi di corrosione; nei riguardi di queste sostanze la pellicola di protettivo deve naturalmente risultare il più possibile impervia. La pellicola dovrà risultare al contrario il più permeabile possibile al vapor d'acqua proveniente dall'interno della struttura; in caso contrario con il variare della temperatura possono generarsi pressioni di vapore all'interfaccia pellicola calcestruzzo, capaci di causarne il distacco.
- **L'aderenza** del sistema protettivo al supporto di calcestruzzo, che naturalmente è una caratteristica molto importante, dovrebbe risultare elevata anche in presenza di umidità nel calcestruzzo al momento dell'applicazione. L'aderenza in alcuni casi può essere sensibilmente influenzata dal contenuto di umidità del supporto (elevati contenuto di umidità riducono spesso l'aderenza).
- La resistenza del sistema protettivo nei confronti degli agenti aggressivi dell'ambiente, cioè la loro durabilità, va verificata nei confronti **dell'irraggiamento solare, dei cicli di gelo-disgelo** e di eventuale **abrasione**.
- Un ulteriore requisito è quello di mantenere integra la pellicola attraverso fessure già esistenti nel conglomerato, che normalmente variano di apertura con le variazioni termiche e con il ritiro; più gravoso è il requisito di mantenere l'integrità attraverso fessure che si aprano dopo l'applicazione della pellicola sulla superficie del calcestruzzo, cioè la cosiddetta **gap bridging ability**, connessa all'aderenza ed alla **elasticità del protettivo**.

Tabella 1

Requisiti dei sistemi protettivi
e metodi di prova utilizzati

Requisiti	Metodi di prova
Impermeabilità all'acqua	UNI 8202 parte 21
Resistenza al vapor d'acqua	Metodo DIN 52615
Impermeabilità alla CO ₂	Metodo DIN 52615 modificata
Impermeabilità allo ione Cl ⁻	Metodo TEL
Aderenza al calcestruzzo	Adhesion tester ASTM
Resistenza all'irraggiamento UV	ASTM G 53 (QUV)
Resistenza all'abrasione	ASTM D 4060
Resistenza alla propagazione della lacerazione	DIN 53515
Deformabilità elastica	UNI 8202 /8
Resistenza a cicli gelo-disgelo	Metodo Autostrade DCSM

Naturalmente oltre ai suddetti requisiti è necessario che per l'applicazione vengano rispettate scrupolosamente le indicazioni del produttore, in particolare per la preparazione e le condizioni del supporto e gli spessori da realizzare.

Nella tabella 1 sono elencate le proprietà essenziali (requisiti), mediante le quali è possibile la caratterizzazione prestazionale dei sistemi protettivi filmogeni; per ciascuna caratteristica viene indicato un metodo di prova per la valutazione della prestazione.

I dati prestazionali relativi a numerosi protettivi [3] evidenziano il fatto che alcune delle caratteristiche succelencate non variano in modo omogeneo: ad esempio in molti casi un prodotto poco permeabile alla CO₂ (fatto positivo) è poco permeabile al vapor d'acqua (aspetto negativo); analogamente un prodotto resistente all'abrasione, può risultare molto rigido e risentire negativamente dei movimenti delle fessure.

6. UN CRITERIO DI SCELTA DI UN SISTEMA PROTETTIVO

Non esistendo un materiale che possiede *tutte* le proprietà ad un livello elevato, è perciò necessario un criterio per una scelta di compromesso, che tenda ad individuare il prodotto con le caratteristiche più adatte *per uno specifico impiego*.

Recentemente è stato descritto un semplice procedimento di scelta, messo a punto dagli autori, che tende appunto ad individuare il prodotto che meglio soddisfa un certo insieme di requisiti.

A tale scopo, a ciascuno dei requisiti stessi viene attribuita una classe 0,1,2 (l'ultimo valore quando previsto) per importanza crescente, in relazione al livello di prestazione, come riportato nella seguente tabella 2.

Utilizzando la tabella 2, essendo definito l'intervento da effettuare, è quindi possibile compilare una ulteriore tabella che individua il grado di importanza dei requisiti ed attribuisce a ciascuno di essi la classe prestazionale desiderata.

Questa operazione, nel caso dell'edificio di cui si tratta, ha portato alla tabella 3. Quest'ultima è stata utilizzata per confrontare i valori desiderati ed i valori per i requisiti stessi presentati da diversi prodotti in commercio e riconoscere i prodotti il cui insieme di caratteristiche meglio si approssima a quelle della tabella medesima.

I valori riportati nella tabella 3 sono quelli ritenuti applicabili nel caso presente facendo riferimento alla tabella 2; un successivo esame di prodotti del mercato ha consentito di accertare la disponibilità di alcuni sistemi protettivi che approssimano che approssimano il set di caratteristiche individuato.

Tabella 2 - Assegnazione della classe prestazionale delle proprietà principali in funzione del tipo di impiego

Deformabilità elastica	Permeabilità al vapore d'acqua	Impermeabilità alla CO ₂	Impermeabilità allo ione Cl ⁻	Resistenza all'irraggiamento UV
Classe 0 allungamento a rottura < 100 %. Tipico per: • Strutture compresse	Classe 0 *Sd > 4 m. Tipico per : • elementi asciutti.	Classe 0 **R < 50. Tipico per : • strutture in ambiente rurale e calcestruzzi prevalentemente asciutti	Classe 0 permeabilità allo ione Cl ⁻ > 10 g/(m ² ·24 h). Tipico per : • strutture in ambienti privi di cloruri	Classe 0 sufficiente. Tipico per strutture : • esposte ad insolazione moderata • prive di interesse estetico
Classe 1; 100% <allungamento a rottura < 300 %. Tipico per strutture: • inflesse non soggette a carichi ciclici	Classe 1 Sd < 4 m. Tipico per : • elementi molto umidi al momento dell'applicazione o soggetti a saturazione su una faccia	Classe 1 50 < R < 180. Tipico per : • strutture in ambiente rurale soggette a cicli asciutto-bagnato (ambiente umido).	Classe 1 permeabilità allo ione Cl ⁻ < 10 g/(m ² ·24 h). Tipico per strutture: • immerse in ambiente marino • in presenza di sali disgreganti	Classe 1 buona. Tipico per strutture: • civili di non rilevante interesse estetico
Classe 2 allungamento a rottura > 300 %. Tipico per strutture: • inflesse soggette a carichi ciclici • soggette ad elevate dilatazioni termiche		Classe 2 R > 180. Tipico per strutture in ambiente : • ad alta densità abitativa • ad elevato traffico • industriale		Classe 2 elevata. Tipico per strutture: • esposte intensa insolazione • di elevato interesse estetico

* Sd è lo spessore d'aria equivalente : $Sd = \mu_{\text{vapore}} \times \text{spessore del sistema protettivo}$;

** R è lo spessore d'aria equivalente : $R = \mu_{\text{CO}_2} \times \text{spessore del sistema protettivo}$.

Tabella 3. Scheda dei requisiti per l'impiego (la compilazione è a cura del progettista dell'intervento)

Deformabilità elastica	Permeabilità al vapore d'acqua	Impermeabilità alla CO ₂	Impermeabilità allo ione Cl ⁻	Resistenza all'irraggiamento UV
1	1	2	0	2

Tra questi a titolo di esempio si riporta la verifica di idoneità di un sistema protettivo costituito da uno strato di adesione (primer) epossidico e da una finitura a base di elastomeri poliuretani alifatici, caratterizzato dai seguenti spessori e prestazioni:

- strato di adesione di spessore secco pari a 50 η m;
- strato di finitura di spessore secco pari a 400 η m, applicato in due mani;
- aderenza al calcestruzzo maggiore di 3,5 N/mm², misurato con Adhesion Tester ASTM;
- allungamento a rottura > 350% secondo UNI 8202/8;
- assenza di permeazione d'acqua alla pressione di 500 Kpa secondo UNI 8202/21;

- fattore di resistenza alla CO₂, $\eta_{CO_2} \geq 0.5 \cdot 10^6$, secondo DIN 52615 modificata, e spessore d'aria equivalente $R \geq 225$ m;
- fattore di resistenza al vapore d'acqua $\eta_{vapore} < 0.8 \cdot 10^4$, secondo DIN 52615, e spessore d'aria equivalente $S_d < 3,6$ m;
- Permeabilità allo ione Cl⁻ < 7g/(m²·24 ore), secondo il metodo TEL.

Da tale complesso di proprietà è possibile dedurre la scheda (tabella 4) delle prestazioni proprie del materiale: il confronto con la tabella 3 di progetto consente di verificare che le prestazioni del sistema protettivo individuato rispettano i requisiti progettuali, fornendo prestazioni leggermente esuberanti per quanto concerne la deformabilità elastica e la permeabilità ai cloruri.

Tabella 4 - Prestazioni del materiale prescelto

Deformabilità elastica	Permeabilità al vapore d'acqua	Impermeabilità alla CO ₂	Impermeabilità allo ione Cl ⁻	Resistenza all'irraggiamento UV
2	1	2	1	2

7. CONCLUSIONI

La scelta del protettivo per superfici di calcestruzzo a facciavista viene spesso effettuata sulla base di valutazioni soggettive e specifiche di prodotto di carattere descrittivo, mentre per l'ottenimento della protezione e per la durabilità dell'applicazione si richiede una caratterizzazione prestazionale, relativa ai requisiti di barriera, di aderenza al supporto, di elasticità e di durabilità dei prodotti.

Poiché nessun prodotto commerciale presenta prestazioni elevate per tutte le caratteristiche desiderate, e per qualsiasi condizione di impiego, si rende necessario utilizzare un criterio di scelta che porti all'individuazione del prodotto appropriato. Tale prodotto deve possedere una combinazione di prestazioni che soddisfi in modo ottimale i requisiti previsti per l'impiego specifico.

Nella nota viene descritto un procedimento per effettuare la scelta suddetta, e la sua applicazione

all'intervento di protezione su un edificio della Banca d'Italia progettato da P.L. Nervi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MINORU HAMADA - 1968, Neutralization (carbonation) of Concrete and Corrosion of Reinforcing Steel, Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement and Concrete, Tokyo, pagg. 343-369
- [2] K. TUUTTI - 1977, Stalets korrosionforlopp i osprucken betong - En hypotes. Swedish Cem. and Concrete Res. Inst. Fo 4: 77
- [3] V. ALUNNO ROSSETTI, P. CORRADO, S. PALLOTTA - 1995, Indagine sperimentale su protettivi per calcestruzzo ai fini di specifiche prestazionali, 10° Congresso CTE, Milano

DEMOLIZIONE DELLA PRIMA ELEVAZIONE DI UN PILASTRO SOTTO CARICO CON L'IMPIEGO DELLA PRECOMPRESSIONE NELLE TRAVATURE DI SOSTEGNO

Mario AQUILINO
Ingegnere Civile
Professore Associato
presso la Facoltà di
Architettura di Roma
LA SAPIENZA

Fabrizio CERQUA
Ingegnere Civile
Assistente Ordinario
presso la Facoltà di
Architettura di Roma
LA SAPIENZA

SOMMARIO

In questo articolo vengono illustrati il progetto e la fase esecutiva dei lavori per la eliminazione della prima elevazione di un pilastro presente in ambiente interrato. Ciò al fine di ricavare un vano idoneo per la installazione di un "acceleratore lineare" nel reparto oncologico dell'Ospedale S. Gerardo di Monza.

L'operazione è stata condotta senza interrompere la funzionalità dell'edificio ai piani superiori mediante l'impiego di precompressione su di un grigliato di travi di calcestruzzo baritico.

SUMMARY

In this paper are explained the project and the execution phase of the works for the elimination of the 1st elevation of a loaded concrete column in a basement. That in order to place a "linear accelerator" in the oncologic ward of S. Gerardo di Monza Hospital.

The operation was carried out without any interruption of the practical employments in the upper levels of the building by using prestressed barytic concrete crossed beams.

Il Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi si è per lunghi anni dedicato all'insegnamento della Tecnica delle Costruzioni agli studenti dell'Università di Roma "La Sapienza", dapprima nella Facoltà di Ingegneria e successivamente nella Facoltà di Architettura. Nei primi anni '50 noi fummo allievi del Prof. Cestelli presso la Scuola di Ingegneria a S. Pietro in Vincoli: e proprio in quegli anni - specialmente per Sua iniziativa - prendeva avvio l'introduzione, tra le materie di studio, di un nuovo capitolo della tecnica delle Costruzioni: quello, appunto, dedicato specificamente alle "Costruzioni in cemento armato precompresso".

Il Suo interesse nel proporre all'attenzione degli allievi lo studio della Teoria del precompresso era evidentemente motivato dalla volontà di mantenere l'insegnamento della materia al passo con i risultati più recenti della ricerca tecnologica, cioè con le nuove possibilità - che allora andavano realizzandosi - di

disporre di materiali (calcestruzzo ed acciaio) caratterizzati da sempre migliori qualità tecnologiche sia da consentire anche in Italia - in quegli anni medesimi - le prime realizzazioni di nuove opere progettate secondo la Tecnica della precompressione.

Oltre che nel rapporto diretto con gli allievi nel momento più significativo della loro formazione professionale nel campo dell'Ingegneria Civile, lo studio e la dedizione profusi dal Prof. Cestelli per lo sviluppo ed il costante miglioramento della nuova tecnica costruttiva sono - e rimangono - ampiamente documentati nelle Sue numerose pubblicazioni scientifiche e nei Suoi interventi nelle diverse manifestazioni culturali: dalla partecipazione ai congressi di settore alla presidenza dell'AICAP.

Dunque ci è apparso appropriato - nella qualità, appunto, di Suoi antichi allievi - partecipare al tributo di onoranze alla memoria del Prof. Cestelli illustrando brevemente un nostro progetto di strutture

precomprese realizzato anni addietro nel complesso del Nuovo Ospedale S. Gerardo di Monza (Mi). Si trattava di ristrutturare una porzione del secondo piano interrato di un preesistente edificio in c.a. al fine di realizzarvi un nuovo bunker atto ad ospitare le apparecchiature del secondo acceleratore lineare da 6 MV: la particolarità della nuova destinazione richiedeva la completa rimozione della porzione di un pilastro in c.a. (n. 547 nelle figg. 4 e 5; dimensioni: cm 40 x cm 40; h = cm 460) presente nel piano da ristrutturare, contemporaneamente salvaguardando lo stato della preesistente distribuzione strutturale dei piani sovrastanti e quindi mantenendo la presenza, la funzionalità ed i carichi afferenti alle elevazioni superiori del pilastro medesimo. La porzione del pilastro da eliminare era sottoposta ad un carico assiale pari a circa 75 t.

Il nuovo bunker - da realizzare in calcestruzzo baritico ad alta densità ($3,5 \text{ t/m}^3$) - risultava delimitato (figg. 4, 6 e 8) da pareti schermanti verticali (di spessore variante da cm 75 a cm 130) e da un solettone schermante orizzontale (m 10,22 x m 8,39; spessore costante pari a cm 145) posto a protezione dei piani superiori. Mentre il getto delle pareti verticali (Fase 1) è stato eseguito per campioni ma a sezione piena, la costruzione del solettone di copertura (Fasi 2 e 3) ha richiesto una attenta articolazione in tempi successivi allo scopo di graduare l'intensità dei carichi da porre in opera.

La struttura portante principale (realizzata nella Fase 2) risulta costituita da due travi precomprese, entrambe a forma di pi - greco (fig.10), tessute sugli allineamenti ortogonali 546/548 e 552/540 (fig. 4) intersecantisi in corrispondenza del pilastro n. 547; la forma della sezione ha consentito di disporre le travi principali in aderenza ai quattro lati del pilastro da sostenere. La precompressione è stata conferita, in ciascuna trave, con l'impiego di 4 cavi da 136 t ciascuno disposti con andamento rettilineo e con il loro baricentro risultante posizionato circa al limite inferiore del nocciolo. All'atto della precompressione le travi risultavano vincolate con appoggi scorrevoli. Prima del completamento del programma di tesatura è stato reciso il pilastro (al livello dell'intradosso del solettone; fig.10) con l'impiego del filo diamantato; quindi si è proceduto alla sua completa demolizione.

La struttura del solettone è stata successivamente completata (Fase 3) con orditura di travi secondarie a costituire un cassettonato cavo munito di soletta di chiusura inferiore; quindi si è proceduto al riempimento - per campioni - del cassettonato medesimo con calcestruzzo baritico allo scopo di ottenere la richiesta capacità schermante della struttura finita.

I rilevamenti strumentali - eseguiti sia nella fase della precompressione che nella successiva fase di completamento - sono risultati pienamente concordanti con le previsioni teoriche. La struttura è ancora in osservazione allo scopo di poter rilevare il comportamento nel tempo del calcestruzzo baritico.

Preliminarmente, le operazioni di cantiere sono state avviate con gli interventi di ristrutturazione delle fondazioni necessari al fine di ottimizzare - per quanto possibile - la distribuzione dei nuovi carichi sul piano fondale (ampliamento della superficie della suola contro terra, fasciatura delle travi esistenti, contrappesatura, ecc. - figg. 2, 6 e 8). Particolare attenzione è stata posta nel predisporre ancoraggi diffusi per solidarizzare i nuovi getti con i vecchi, come pure per stabilire la necessaria connessione delle nuove pareti perimetrali schermanti con le strutture di fondazione.

*

Materiali Impiegati:

1. calcestruzzi:

- calcestruzzo di sottofondazione:

$$R'_{bk} = 15 \text{ N/mm}^2$$

- calcestruzzo per strutture in c.a.:

$$R'_{bk} = 25 \text{ N/mm}^2$$

- calcestruzzo per strutture in c.a.p.:

$$R'_{bk} = 30+35 \text{ N/mm}^2$$

2. armature convenzionali per strutture in c.a. od in c.a.p.:

- acciaio ad alto limite elastico ad aderenza migliorata:

$$R_{ak} = 440 \text{ N/mm}^2$$

- acciaio per cavi da precompresso:

$$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$$

- acciaio per staffe munite di ganci:

FeB38K

*

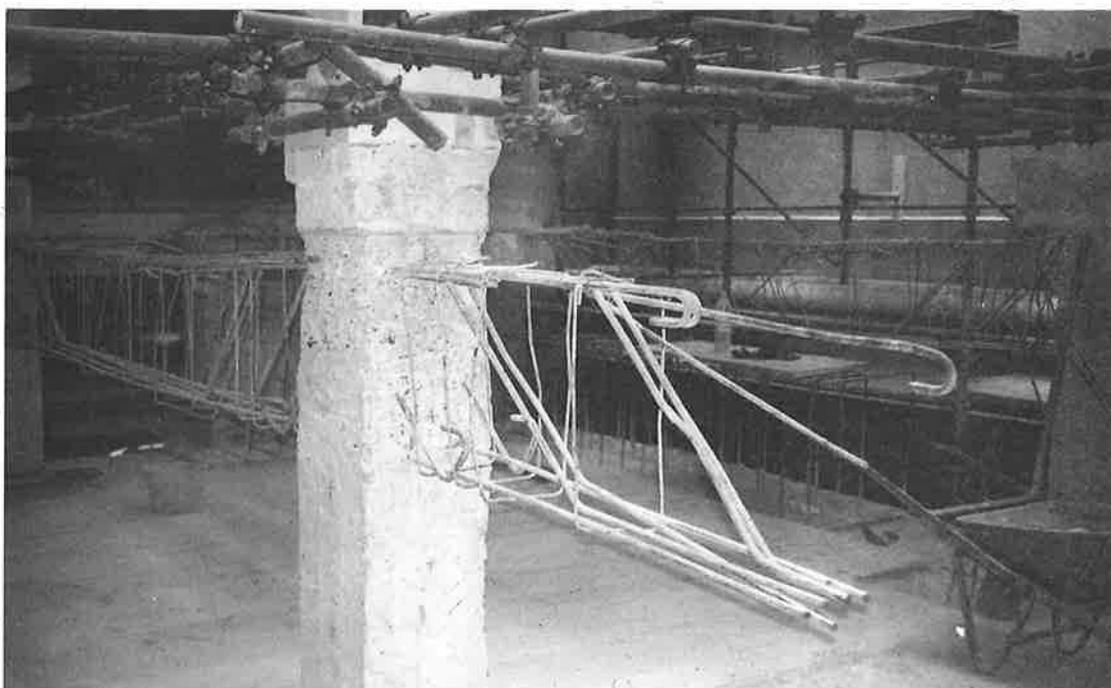
Committente: Ospedale S. Gerardo di Monza - Azienda Ospedaliera: Commissario Straordinario
Dott. Angelo Carenzi

Direzione dei Lavori: Dott. Ing. Pierfilippo Rossetti
P.I. Mario Fava

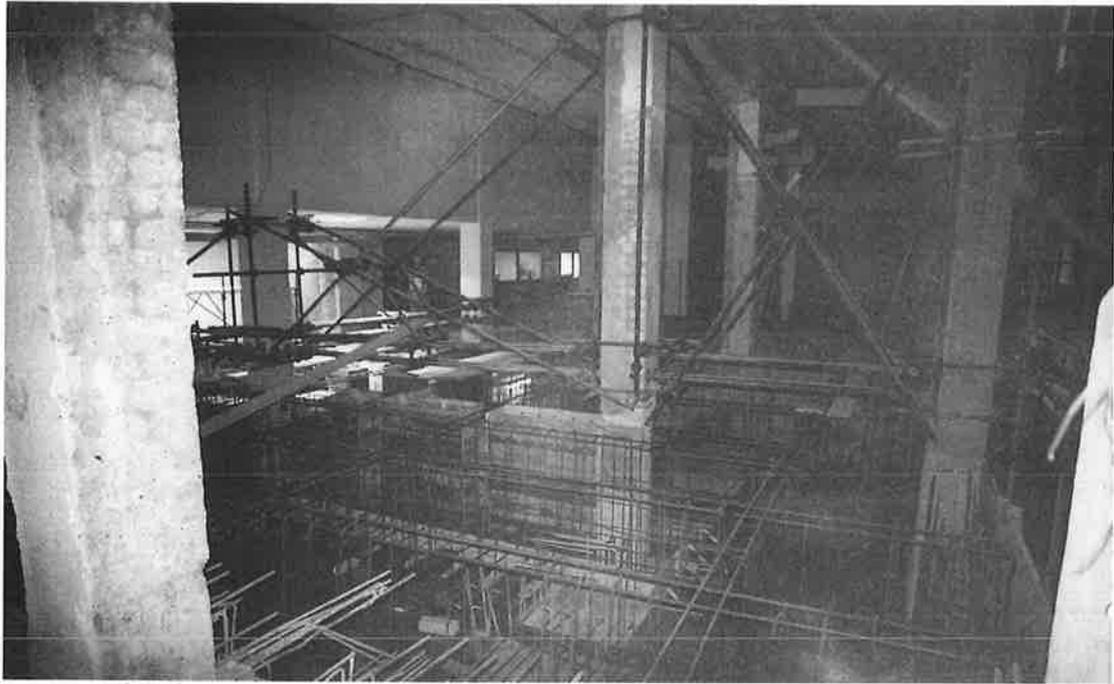
Impresa: IRTE S.r.l. - Monza (Mi)
Direttore Tecnico Ing. F. Gardina



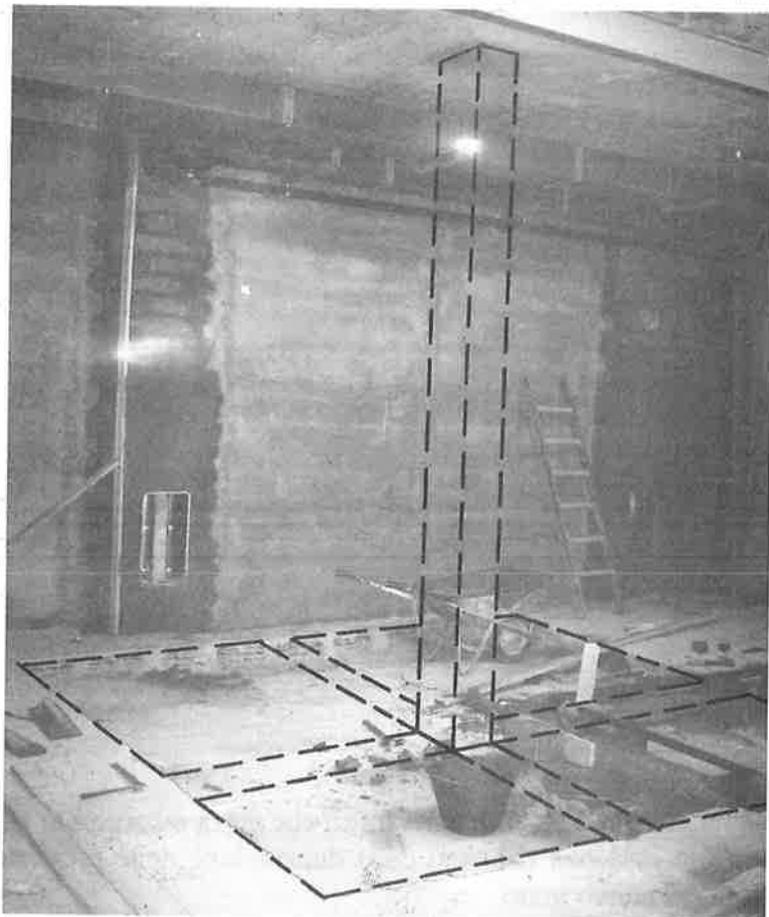
Fotografia n.1: vista della elevazione del pilastro da demolire; sono visibili i varchi realizzati nella soletta (q -9,815) per consentire l'accesso alla fondazione.



Fotografia n.2: vista del pilastro nel tratto che verrà incorporato nel solettone schermante (q -4,908); le armature in evidenza risultano dalla demolizione delle preesistenti strutture di piano e verranno incorporate nel nuovo getto.



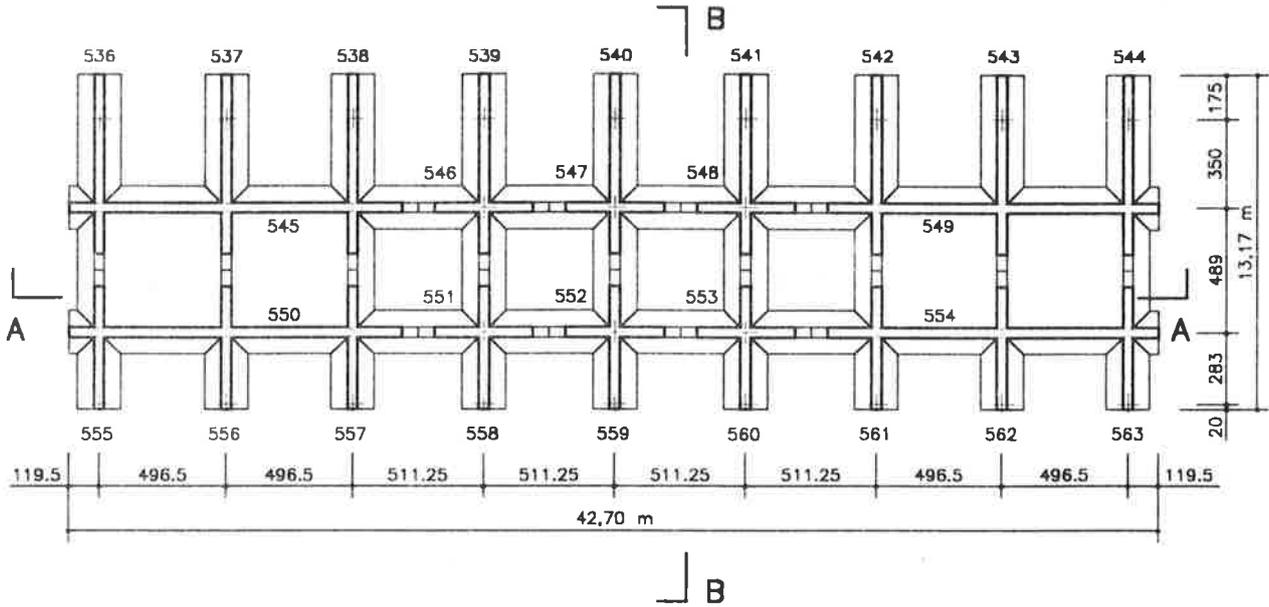
Fotografia n.3: vista delle armature del solettone schermante in fase di approntamento; il pilastro è controventato perché, demolito il preesistente solaio, risulta di luce libera su due interpiani.



Fotografia n.4: è indicata con tratteggio la posizione del pilastro già demolito; sono stati richiusi nella soletta (q. - 9,815) i varchi di accesso alla fondazione.

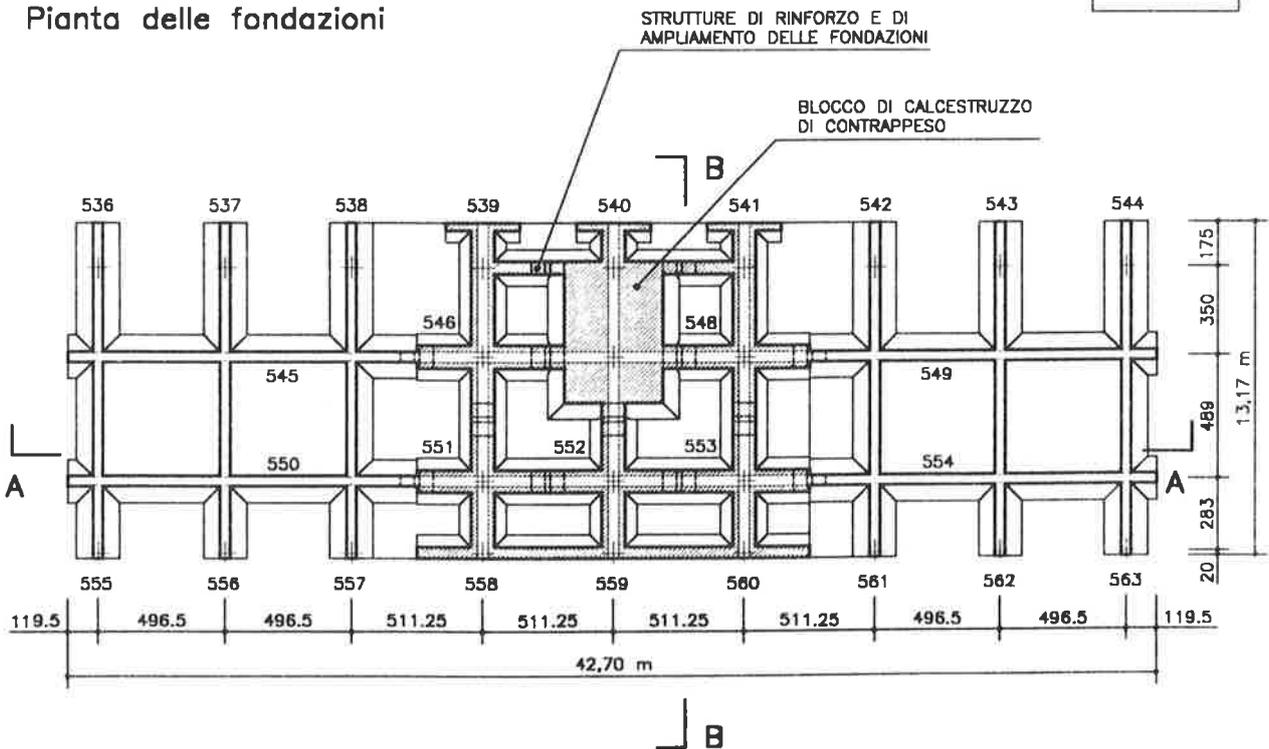
STATO DI FATTO:
Pianta delle fondazioni

Fig. 1



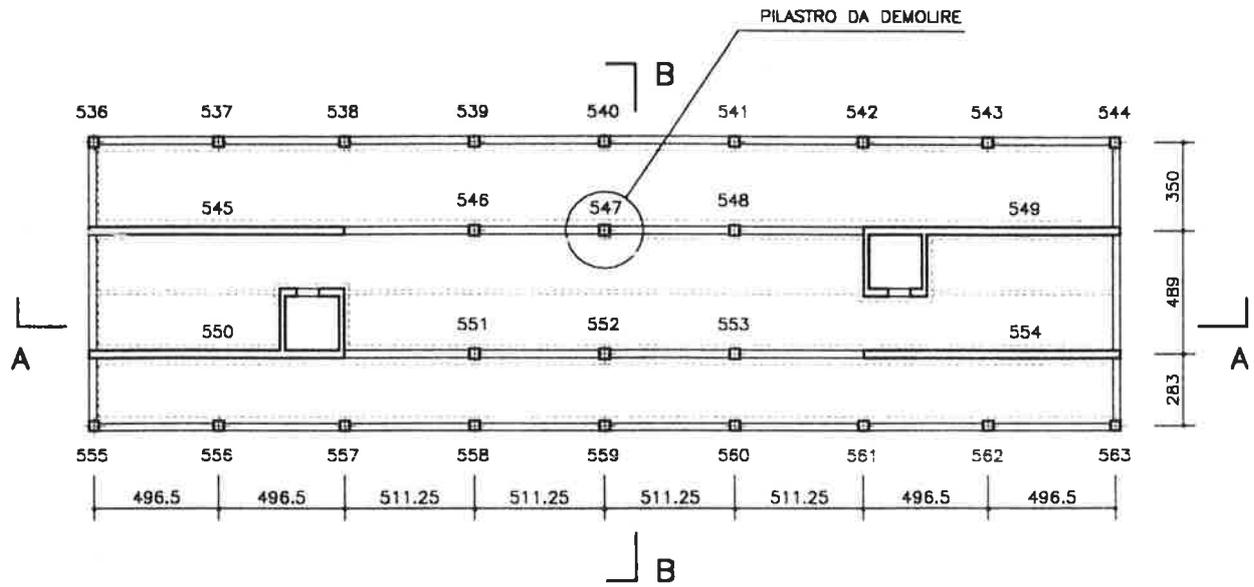
STATO DI PROGETTO:
Pianta delle fondazioni

Fig. 2



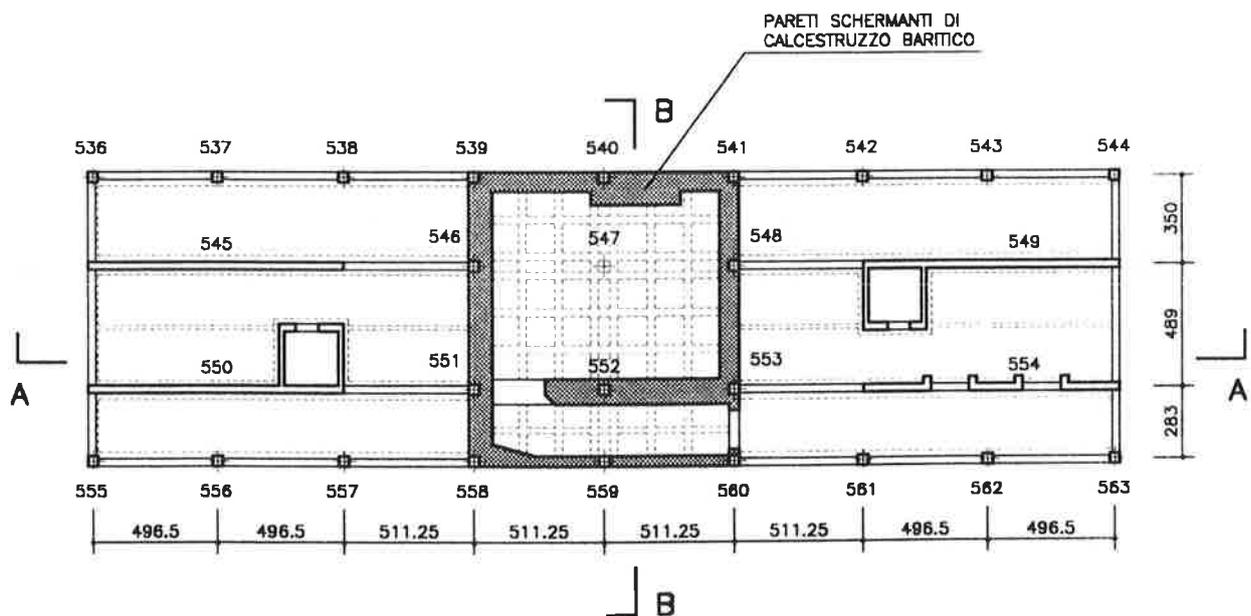
STATO DI FATTO:
Carpenteria a q. -4,908

Fig. 3



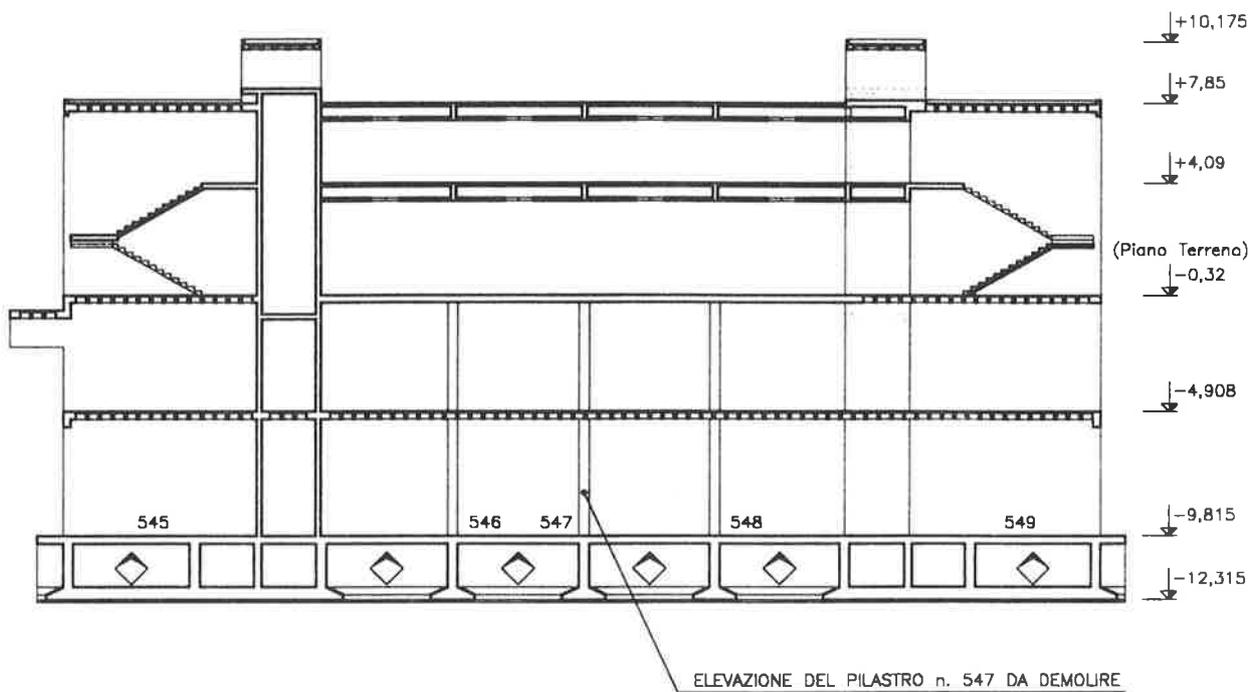
STATO DI PROGETTO:
Carpenteria a q. -4,908

Fig. 4



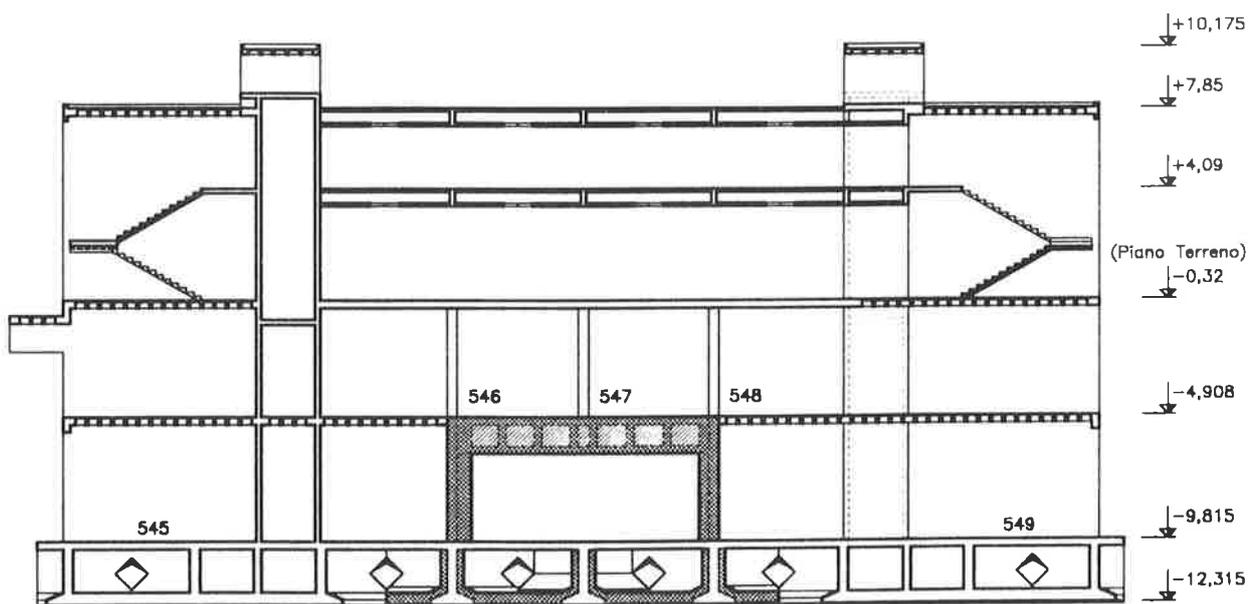
STATO DI FATTO:
Sezione A-A

Fig. 5



STATO DI PROGETTO:
Sezione A-A

Fig. 6



**STATO DI FATTO:
Sezione B-B**

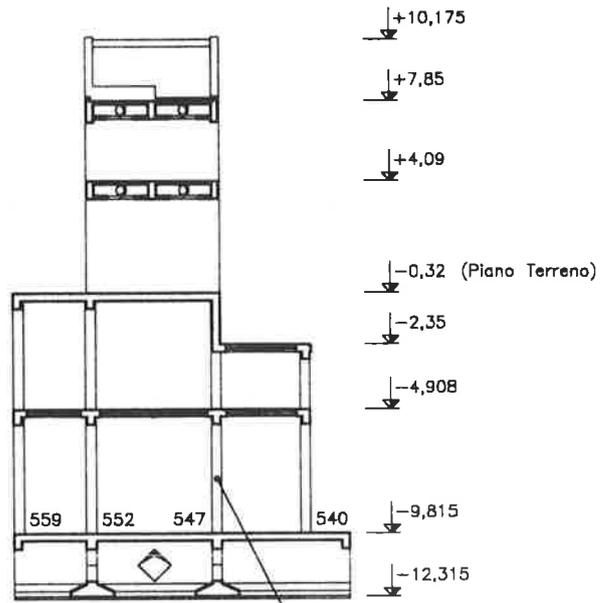


Fig. 7

ELEVAZIONE DEL PILASTRO n. 547 DA DEMOLIRE

**STATO DI PROGETTO:
Sezione B-B**

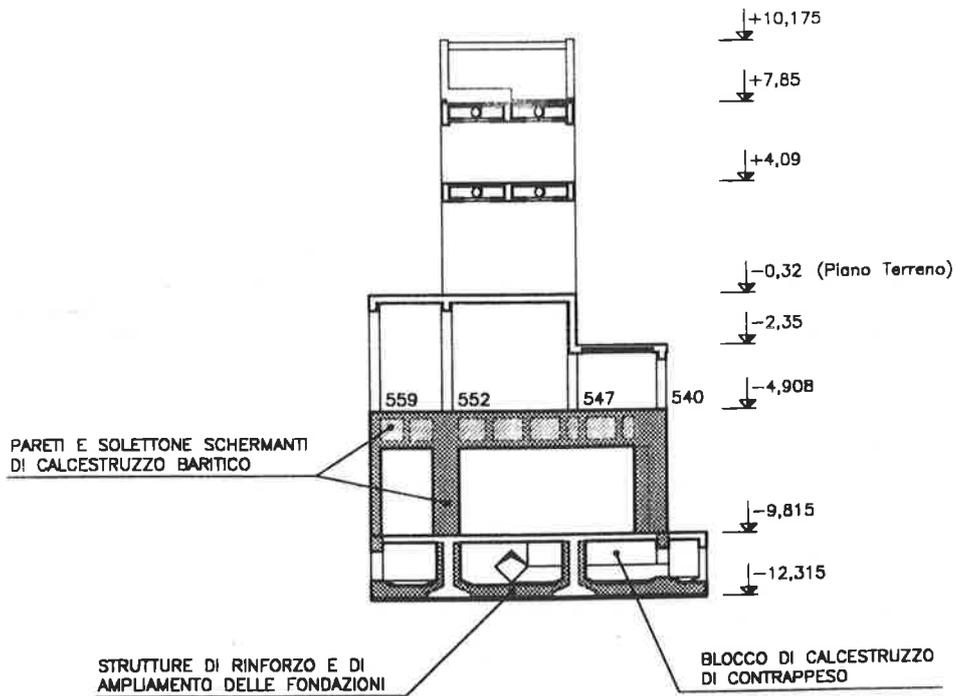


Fig. 8

STATO DI PROGETTO:
Sezione A-A: Armature

TRAVI PRECOMPRESSE
IN OPERA IN FASE 2

Fig. 9

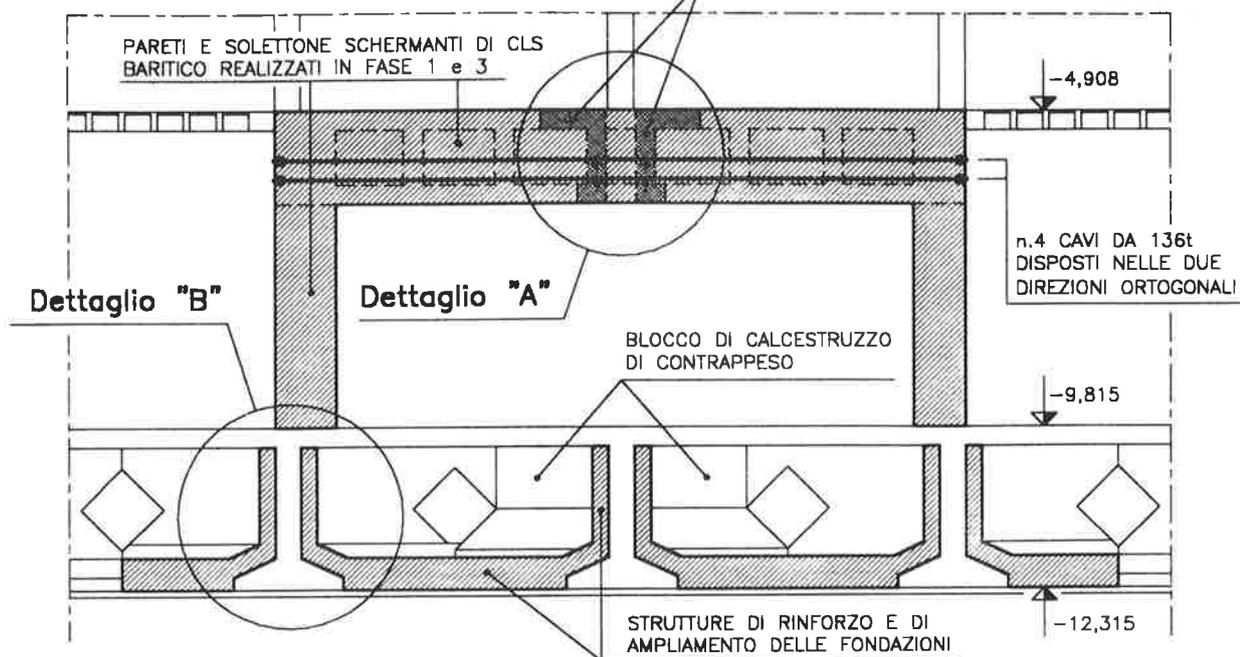
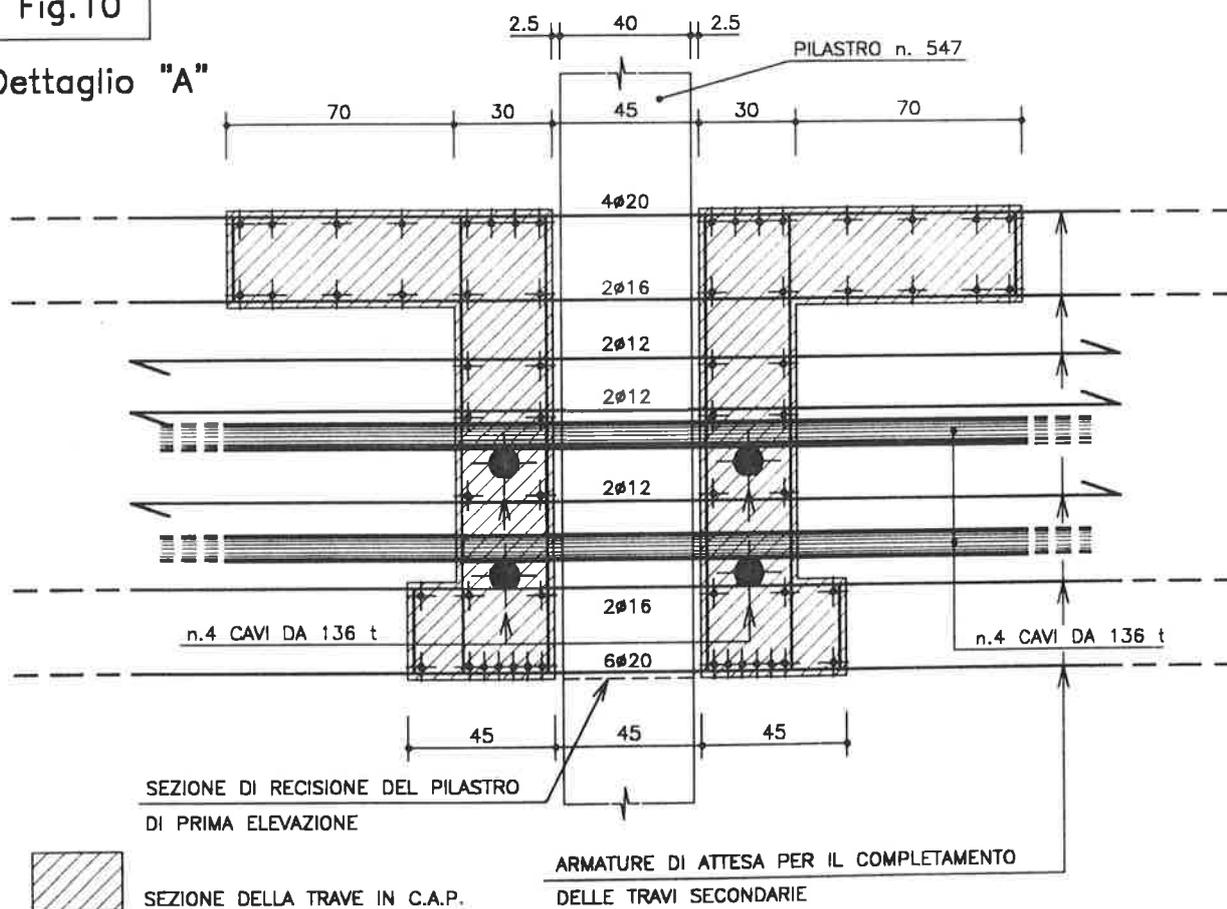


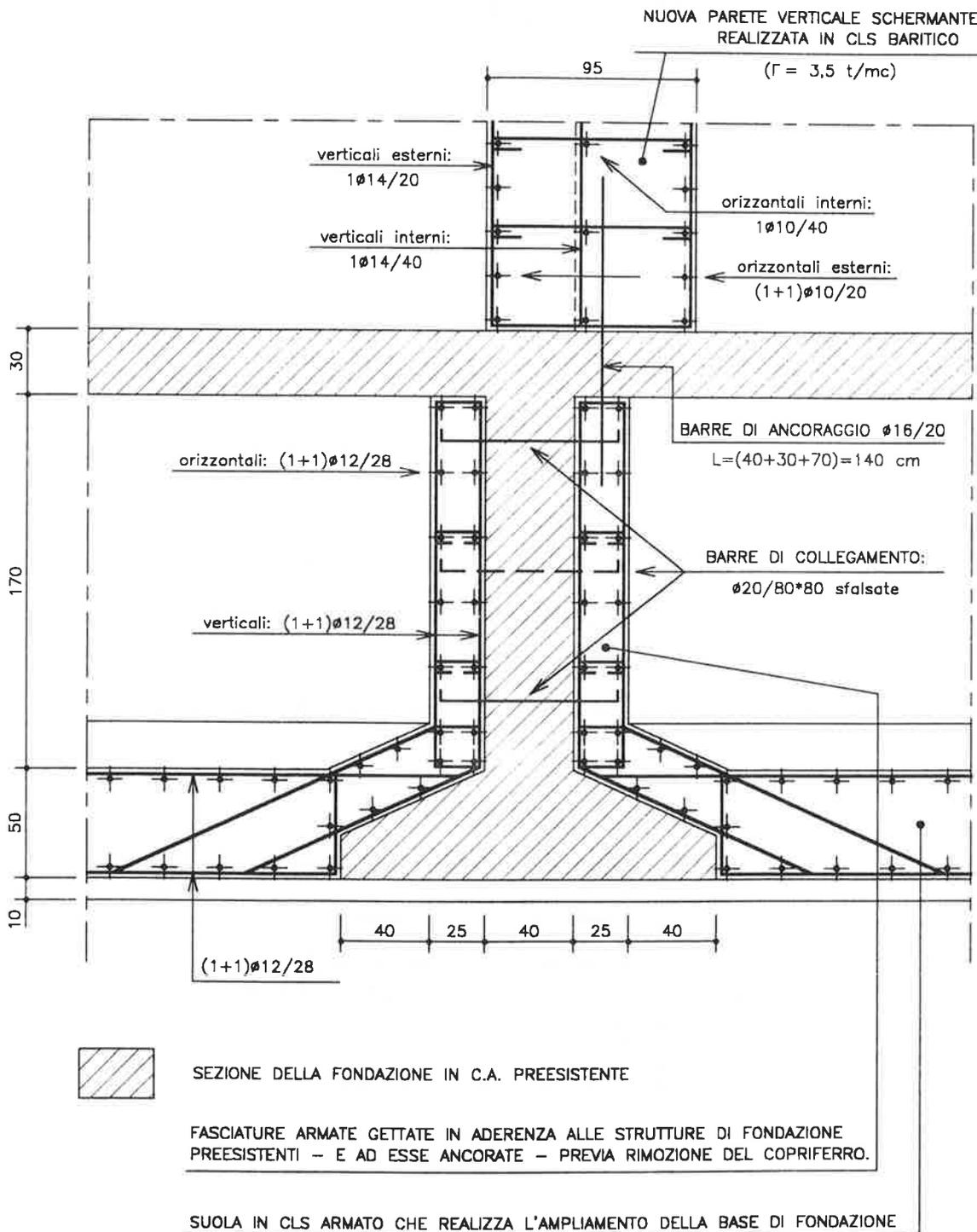
Fig.10

Dettaglio "A"



DETTAGLIO "B"

Fig.11



COMPORTAMENTO SOTTO CARICO ASSIALE DI COLONNE IN C.A. CONFINATO CONSOLIDATE ESTERNAMENTE CON MALTE SPECIALI

Lionello BORTOLOTTI

Sergio LAI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale
CAGLIARI

SOMMARIO

In questo articolo, vengono riportati i risultati di prove su colonne in c.a. confinato soggette a carico assiale. A questa prima serie di prove ne è succeduta una seconda sulle stesse colonne private parzialmente del copriferro. Una terza serie di prove è stata effettuata dopo aver ripristinato, totalmente o in parte, il copriferro con una malta cementizia speciale. In particolare, risultati di queste ultime prove hanno mostrato l'efficacia del ripristino, sia sul piano dell'aderenza dei materiali che sull'entità della capacità portante delle colonne.

SUMMARY

In this article the authors report on the results of tests carried out on confined reinforced concrete columns under axial load. This first series of tests was followed by a second on the same columns from which the concrete cover had been partially removed. A third series was carried out after total or partial restoration of the cover with a special cement mortar. In particular, the results of the third series of tests have shown that restoration of the cover had a very positive effect on both the adherence of the materials and the bearing capacity of the columns.

1. INTRODUZIONE

In un precedente articolo [1], è stato mostrato che, in una colonna in conglomerato armato, il guscio esterno, composto dal copriferro e dall'armatura trasversale di confinamento, ha una notevole influenza sul comportamento sotto carico assiale.

L'entità di detta armatura ha importanti riflessi sulla capacità portante e deformativa di tali elementi strutturali. In particolare, quando la sua percentuale geometrica risulta inferiore a un certo valore critico, individuato nell'articolo citato, il collasso della colonna interviene in concomitanza della completa fessurazione del copriferro. Al contrario, valori superiori a quello critico producono un miglioramento complessivo del comportamento di una colonna, introducendo una differenziazione marcata tra fessurazione e collasso e producendo consistenti aumenti di capacità portante e di deformabilità assiale, quest'ultima, in particolare, nella fase di post-picco, dove si esplica con limitata perdita di resistenza.

In questo articolo si mostra, in particolare, che una ricostruzione del copriferro, realizzata con malta cementizia ottenuta con miscele speciali reperibili in

commercio, è in grado di ripristinare completamente la capacità di confinamento esercitata in precedenza dal conglomerato originario.

2. RICHIAMI TEORICI

E' stato mostrato [1] che, se il collasso di una colonna in c.a. confinato avviene in corrispondenza di un certo istante di softening di trazione del conglomerato del copriferro, individuato dal parametro β , il carico di collasso è espresso dalla seguente equazione

$$N_{cc} = \sigma_{cc}(A_c - A_{sl}) + A_{sl}f_{sy1} + (A_T - A_c)f_c/\beta \quad (1)$$

dove

$$\sigma_{cc} = (k-1)\sigma_1 + f_c' \quad (2)$$

è lo sforzo di compressione assiale nel nucleo di conglomerato, correlato alla pressione di confinamento

$$\sigma_1 = f_c'(2\rho_e\beta + s_{1r}/r\beta) \quad (3)$$

con il significato dei simboli di seguito elencato:

f_c, f_t = resistenze a compressione cubica e a trazione monoassiale del conglomerato

$$k = f_c^*/f_t^* = 6.4 + 0.1223f_c^* \quad (4)$$

$e = E_s/E_c$ = rapporto tra modulo elastico acciaio e modulo tangente all'origine del conglomerato (5)

$E_s = 206000$ MPa

$$E_c = 10^5 f_c^*/(48 + 1.733f_c^*), \text{ (Mpa)} \quad (6)$$

$s_1 = c + d_t$ = spessore del guscio di confinamento

c = spessore del copriferro

d_t = diametro armatura trasversale

r = raggio del nucleo

$\rho_t = A_{st}/sr$ = rapporto geometrico di armatura trasversale

A_t = area sezione barre di confinamento

A_{sl} = Area sezione barre longitudinali

A_T = Area sezione colonna

A_c = Area sezione nucleo colonna

f_{sy1} = tensione snervamento barre longitudinali

$\beta = \varepsilon_t/\varepsilon_t^*$ = rapporto deformazione trazione copriferro-deformazione di picco in trazione monoassiale

$$\varepsilon_t^* = 2f_t/E_c \quad (8)$$

In particolare, si indica con N_{cc1} il valore assunto dalla Eq. 1 per $\beta = 1$.

Tenendo conto dell'Eq. 3, l'Eq. 2 può essere posta nella forma adimensionale

$$\sigma_{cc}/f_c^* = \left(\frac{s_1}{r\beta} + 2\rho_t e\beta\right) \frac{k-1}{k} + 1 \quad (9)$$

che è rappresentata da una curva che presenta, in generale, un minimo, mentre invece risulta sempre crescente con β per il valore critico

$$\rho_t^* = s_1/2re \quad (10)$$

Tenuto conto di quest'ultima, la (9) può essere espressa così

$$\sigma_{cc}/f_c^* = \frac{s_1(k-1)}{kr} \left(\frac{1}{\beta} + i\beta\right) + 1 \quad (11)$$

avendo posto

$$i = \rho_t/\rho_t^* \quad (12)$$

Per quanto attiene la deformazione assiale, sono stati prodotti i seguenti risultati

$$\varepsilon_{cc} = (k-1)\varepsilon_1 + \varepsilon_c \quad (13)$$

con

$$\varepsilon_1 = \pi\varepsilon_t^*\beta/2 \quad (14)$$

La (13) può essere posta nella forma adimensionale

$$\varepsilon_{cc}/\varepsilon_c^* = 1 + \pi\beta(k-1)/2k \quad (15)$$

con

$\varepsilon_c^* = 2f_c^*/E_c$ = deformazione di picco in compressione monoassiale. (16)

In particolare, nel caso in cui il copriferro di una colonna venga ripristinato con materiale differente dal conglomerato originario, la pressione di confinamento σ_1 e il corrispondente valore di ε_1 si calcoleranno tenendo conto delle differenti caratteristiche meccaniche del materiale.

3. PROVE SU COLONNE IN C.A.

3.1 Descrizione dei manufatti

In una prima fase, sono state confezionate 24 colonne a sezione circolare del diametro di 240 mm e della lunghezza di 950-990 mm.

Di esse, 6 erano in semplice conglomerato e le restanti 18 erano armate con 8 barre longitudinali da 10 o 12 mm e trasversalmente con una spirale del diametro di 10 o 12 mm. Le spire, singolarmente o in doppio, erano distanziate di 60 o 65 mm. Le caratteristiche dell'armatura delle diverse colonne sono descritte in Tabella 1.

Il conglomerato è stato confezionato con cemento tipo 42.5 e aveva le seguenti proporzioni:

- cemento: da 3 a 3.3 kN/m³
- rapporto acqua-cemento: da 0.4 a 0.55
- pietrisco: 10.4 kN/m³
- diametro massimo inerti: 15-20 mm
- fluidificante: 1-2% in peso di cemento.

I getti sono stati eseguiti in casseforme cilindriche in PVC. Contemporaneamente a ciascun getto, sono stati realizzati cubi di 150 mm di spigolo per le prove di resistenza.

La costipazione dei getti è avvenuta manualmente per le colonne e per vibrazione per i cubi.

La stagionatura è avvenuta a temperatura e umidità normali.

3.2 Preparazione per le prove

Sulla superficie esterna delle colonne sono state applicate delle basi estensimetriche per la misura delle deformazioni longitudinali del copriferro mediante Tensotast al millesimo di millimetro. Inoltre, sono stati disposti, tra i piatti della pressa, 4 comparatori al centesimo di millimetro per la misura della deformazione assiale delle colonne.

3.3 Comportamento delle colonne sotto carico

Le colonne sono state caricate assialmente mediante pressa idraulica da 5000 kN. Il carico è stato applicato ad incrementi regolari, di entità riducentesi in prossimità del carico di collasso.

Per un certo valore del carico (N_{cr1}), molto variabile e mediamente intorno al 50% del carico ultimo, si formavano lesioni sottili e corte in corrispondenza delle testate che, successivamente, al progredire del carico, si propagavano longitudinalmente e si allargavano fino a che la fessurazione risultava estesa a tutta la lunghezza della colonna. In alcuni casi (Col. 1 e 4), la propagazione delle lesioni non si è verificata, in relazione a una particolare debolezza insita nelle zone di testa che ha causato il disfacimento del conglomerato in tali zone, determinandone una riduzione di sezione. Questo aspetto si è ripercosso anche sull'entità della capacità portante. A questo punto interveniva il collasso del copriferro che poteva comportare espulsione di parte di esso e instabilizzazione di suoi elementi. In generale, a tale situazione corrispondeva una perdita di capacità portante del copriferro che veniva segnalata da una diminuzione dei valori di deformazione del copriferro misurati dagli estensimetri di superficie. Al collasso del copriferro susseguiva quello della colonna se $i < 1$, mentre invece se $i > 1$ la colonna era in grado di assumere ulteriore carico, fino a quando ne subentrava il collasso che poteva essere accompagnato da riduzione di sezione del nucleo, provocato da distruzione del conglomerato compreso tra le spire oppure per ingobbamento dei ferri longitudinali, in relazione ai valori propri di snellezza. L'ulteriore carico acquisito dalle colonne è risultato tanto maggiore quanto maggiore era il valore di i .

Nella Tabella 2 sono riportati, oltre alla resistenza cubica del conglomerato e l'indice i , il carico di fessurazione generalizzata del copriferro N_{cr2} , il carico di collasso N_u e la corrispondente deformazione assiale ϵ_u , i valori calcolati N_{cc1} e ϵ_{cc1} , per $\beta = 1$, i rapporti N_u / N_{cr2} , N_{cr2} / N_{cc1} , N_u / N_{cc1} , $\epsilon_u / \epsilon_{cc1}$ e, inoltre, per quanto concerne le sole colonne non armate, il rapporto $N_u / A_t f'_c$ e cioè tra resistenze cilindrica e cubica.

Nelle figure 1-2 sono descritti diagrammi carichi-deformazioni assiali per due colonne aventi valori di i inferiore a 1 e di poco superiore a 1. Le figure 3-4

mostrano, similmente, l'andamento carichi-deformazioni longitudinali del copriferro.

3.4 Analisi dei risultati

Per quanto concerne le colonne senza armatura, i valori del rapporto N_u / N_{cc1} mostrano che la predizione della resistenza fondata su N_{cc1} è conservativa. La grandezza $N_u / A_t f'_c$ mostra che il rapporto medio tendenziale tra resistenza cilindrica e cubica è intorno a 0.9, per il rapporto altezza-diametro=4 di tali colonne e per resistenze cubiche tra 28 e 51 MPa dei conglomerati impiegati.

Per quanto riguarda le colonne armate, si rileva quanto segue:

- il rapporto N_u / N_{cr2} ha valori compresi tra 1 e 1.23 per $i < 1$ e tra 1 e 1.6 per $i > 1$; il margine tra fessurazione e collasso cresce con i ;
- il rapporto N_{cr2} / N_{cc1} ha un valore medio intorno a 0.95;
- il rapporto N_u / N_{cc1} ha un valore medio di 1.04 per $i < 1$ e di 1.19 per $i > 1$, con punte di 1.5-1.66 per i valori più alti di i ; per le colonne aventi $i < 1$, il carico di fessurazione coincide in pratica con quello di collasso;
- il rapporto $\epsilon_u / \epsilon_{cc1}$ ha un valore medio di 1.25 per $i < 1$ e di 3.47 per $i > 1$, con punte di 4.5-5.5.

Queste risultanze indicano che per ottenere elevati valori della capacità portante e della deformazione assiale è opportuno dimensionare le colonne in modo da realizzare valori di i non inferiori a 1.2.

Successivamente a questa prima fase di carico, le 18 colonne armate sono state parzialmente spogliate del copriferro, in modo da presentare una zona centrale col solo nucleo, e quindi ritestate. Nella Tabella 2 sono riportati anche i valori del rapporto N_{uR} / N_u tra il nuovo carico di collasso e il precedente. I valori mostrano quanto sia consistente l'influenza del copriferro sulla capacità portante, specie per $i < 1$, mentre per $i > 1$, l'intera capacità portante, dopo la fessurazione del copriferro, viene demandata al nucleo.

4. PROVE SULLE COLONNE RESTAURATE

4.1 Descrizione del ripristino

Le colonne precedentemente provate hanno subito, oltre che una perdita più o meno estesa del copriferro, riduzioni localizzate della sezione del nucleo, prodottesi durante la fase di collasso, incurvamento dell'asse, ingobbamento di barre longitudinali nelle colonne meno confinate e, in un solo caso (Col.7), rottura della spirale. Tra le 18 colonne armate, ne sono state scelte 13 tra le meno danneggiate e, in particolare, quelle che non

Tabella 1 - CARATTERISTICHE DELL'ARMATURA DELLE COLONNE
 [diametro delle colonne = 240 mm; altezza delle colonne = 955 ÷ 990 mm]

N. colonna	Numero e diametro barre longit.	A_{sl} (mm)	Numero diam. passo spire	Sezione spirale A_{st} (mm ²)	$f_{yt} = f_{yt}$ (MPa)	cover c (mm)
11	8-12	905	1-12-60	113	490	32
1 ^(*)	8-12	905	1-12-65	113	490	32
8	8-12	905	1-12-60	113	490	32
4	8-12	905	1-12-65	113	490	32
16 ^(o)	8-10	628	2-10-65	157	460	27
10	8-10	628	2-10-60	157	460	22
17	8-12	905	2-12-60	226	490	35
22	8-12	905	2-12-60	226	490	32
2 ^(*)	8-12	905	2-12-65	226	490	32
24	8-12	905	2-12-60	226	490	30
23	8-12	905	2-12-60	226	490	30
13	8-10	628	2-10-60	157	460	25
5	8-10	628	2-10-65	157	460	22
7 ^(o)	8-12	905	2-12-60	226	490	32
14	8-12	905	2-12-60	226	490	32
20	8-10	628	2-10-65	157	460	25
19	8-12	905	2-12-60	226	490	32
21	8-12	905	2-12-60	226	490	27

[*] colonna con difetti di confezione

[+] colonna parzialmente difettosa nella confezione

[°] colonna in cui si è verificata la rottura della spirale durante il carico

Tabella 2 VALORI SPERIMENTALI E CALCOLATI DI CARICO E DEFORMAZIONE E CONFRONTI

N.o colonna	f_c (Mpa)	i (ρ_t/ρ_t^*)	Ncr2 (kN)	N_u (kN)	ϵ_u	Ncc1 (kN)	ecc1	$\frac{N_u}{Ncr2}$	$\frac{N_u}{Ncc1}$	$\frac{N_u}{At \cdot f_c}$	$\frac{N_{ur}}{N_u}$	$\epsilon_{u, ecc1}$
6 PC	28.4	-	-	1067	-	1054	-	-	1.012	0.831	-	-
15 PC	29.2	-	-	1298	-	1083	-	-	1.198	0.983	-	-
3 PC	35.3	-	-	1511	-	1307	-	-	1.156	0.946	-	-
9 PC	36.0	-	-	1462	-	1333	-	-	1.097	0.898	-	-
18 PC	43.6	-	-	1974	-	1612	-	-	1.225	1.001	-	-
12 PC	50.7	-	-	2032	-	1871	-	-	1.086	0.886	-	-
m = valore medio									1.129	0.924		
s = deviazione standard										0.058		
11	50.7	0.473	2090	2090	0.00457	2113	0.00665	1.000	0.989	0.911	0.445	0.687
1*	35.3	0.503	1414	1414	0.00364	1622	0.00529	1.000	0.872	0.885	0.617	0.688
8	36.0	0.541	1607	1607	0.00465	1657	0.00536	1.000	0.970	0.987	0.459	0.868
4	28.6	0.555	1318	1318	0.00471	1414	0.00471	1.000	0.932	1.019	0.854	1.000
16 ^o	43.6	0.762	1994	2380	0.01473	1951	0.00602	1.194	1.220	1.207	0.651	2.447
10	50.7	0.903	2090	2573	0.01063	2340	0.00665	1.231	1.100	1.122	0.651	1.598
17	43.6	0.936	1994	2110	0.00437	2028	0.00602	1.058	1.041	1.070	0.615	0.726
22	47.0	0.971	2090	2573	0.01267	2207	0.00632	1.231	1.166	1.210	0.745	2.005
2 ⁺	35.3	1.007	1607	1704	0.00938	1782	0.00529	1.060	0.956	1.067	0.535	1.773
24	47.0	1.018	2032	2284	0.03172	2254	0.00632	1.124	1.013	1.074	0.535	5.019
23	47.0	1.018	2090	2902	0.01808	2254	0.00632	1.386	1.288	1.365	0.900	2.861
13	29.2	1.041	1588	1607	0.00944	1486	0.00476	1.012	1.081	1.216	0.640	1.983
5	28.4	1.065	1414	1685	0.00658	1476	0.00469	1.192	1.141	1.311	1.000	1.403
7 ^o	36.0	1.081	1704	1781	0.02291	1833	0.00536	1.045	0.972	1.094	0.854	4.274
14	29.2	1.191	1588	2245	0.00933	1601	0.00476	1.414	1.402	1.699	1.000	1.960
20	17.3	1.282	989	1443	0.02010	1033	0.00372	1.459	1.397	1.844	1.000	5.403
19	17.3	1.590	1125	1569	0.01661	1191	0.00372	1.395	1.317	2.005	1.000	4.465
21	17	1.794	1028	1646	0.02032	1239	0.00372	1.601	1.328	2.103	1.000	5.462
Valori medi per $i < 1$									1.036			1.252
Valori medi per $i > 1$									1.190			3.470
Valori medi generali									1.122			2.484

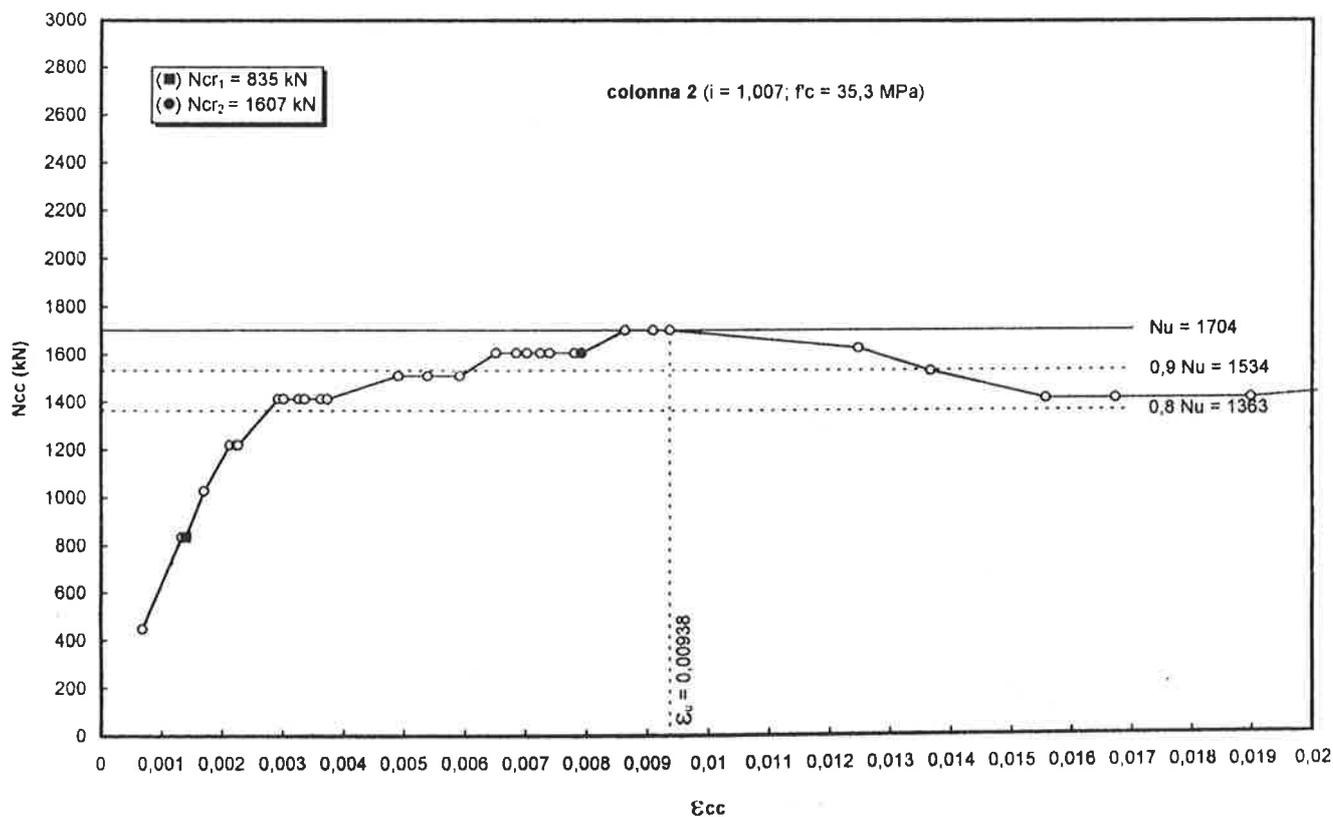
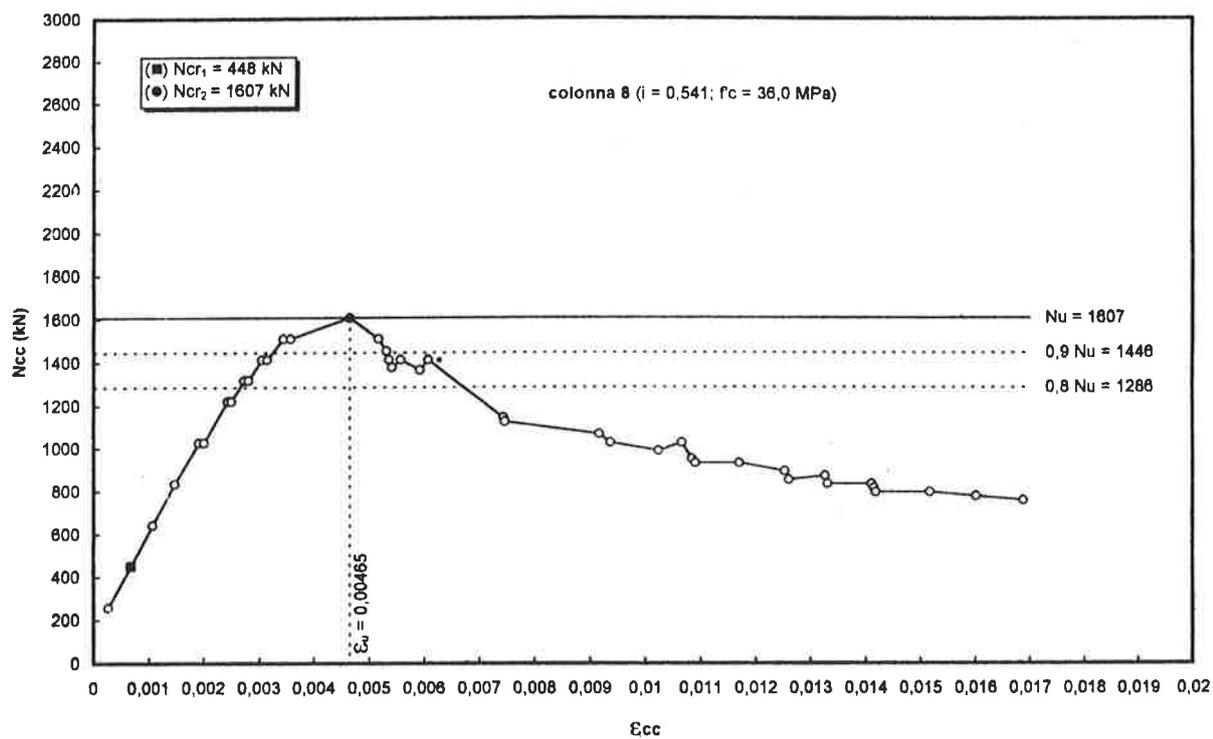
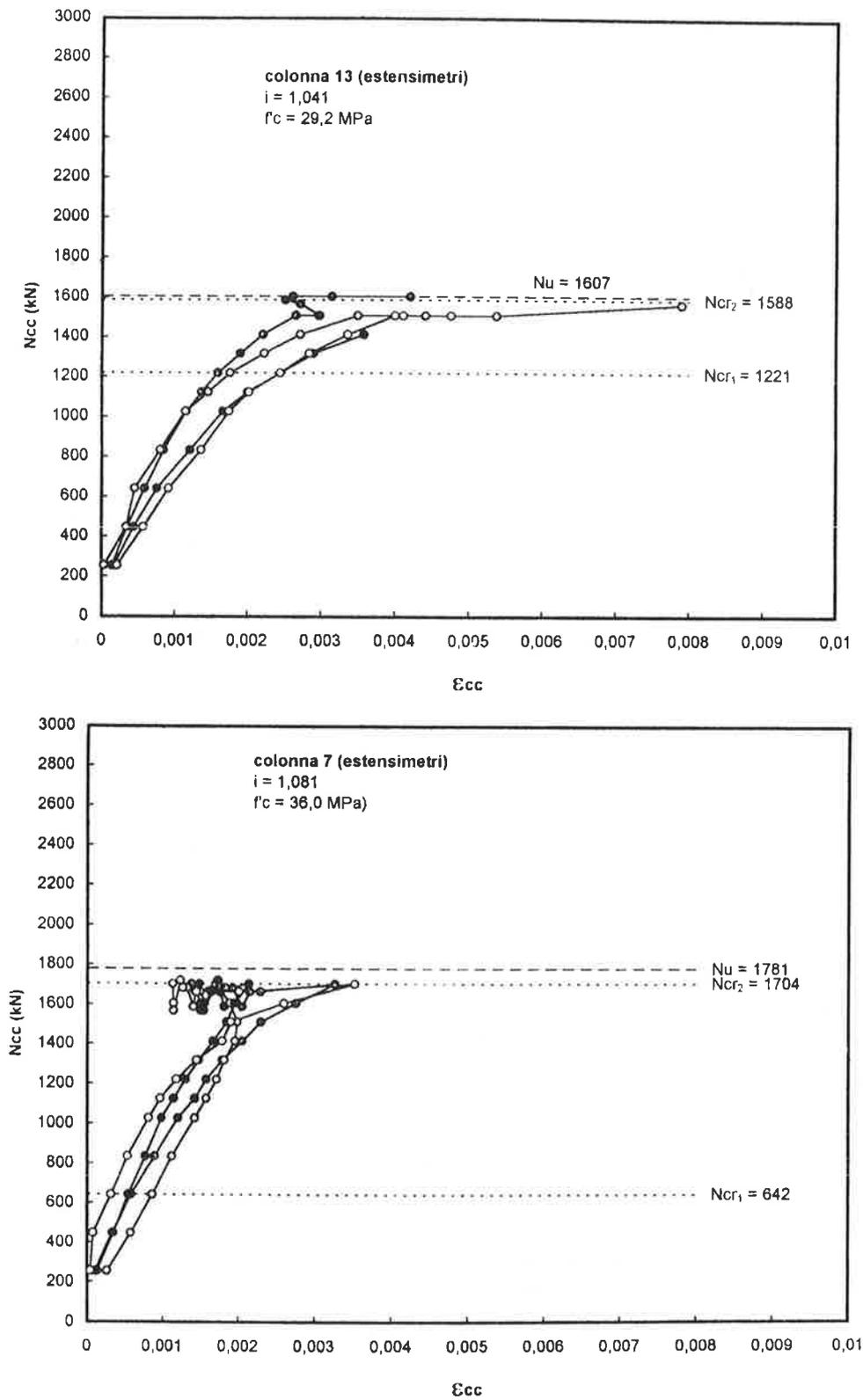


Fig. 1-2 Diagrammi sperimentali carichi-deformazioni assiali per due colonne in c.a. con differenti indici di confinamento



Figg. 3-4 Diagrammi sperimentali carichi-deformazioni longitudinali del copriferro per due colonne in c.a. con differenti indici di confinamento

avevano subito incurvamenti dell'asse troppo vistosi che ne precludessero il recupero.

Le colonne sono state introdotte, così come risultavano dalle precedenti prove, in casseforme di PVC e il copriferro è stato ripristinato con un getto di malta speciale, ottenuta da una miscela preconfezionata, disponibile in commercio, formata da cementi modificati con polimeri, microsilica, inerti selezionati e microfibre sintetiche.

Per l'impasto sono stati impiegati 3.5 litri di acqua per 25 kg di materiale e il getto è stato vibrato per migliorarne il costipamento.

Sono stati realizzati anche cubi dello stesso materiale per derivarne le caratteristiche meccaniche della malta.

La stagionatura è avvenuta in ambiente protetto e in condizioni di temperatura e umidità costanti.

La malta ha fornito una resistenza a compressione di 52.5 MPa, una resistenza a trazione da prova Brasiliana di 2.58 MPa ed un modulo tangente all'origine, da compressione, di 25000 MPa. Il modulo a trazione è stato assunto uguale a quello a compressione, allo stesso modo di quanto è stato fatto per il conglomerato.

4.2 Comportamento sotto carico

Le colonne così restaurate sono state provate a compressione assiale, allo stesso modo di quelle

originarie, con rilievo delle deformazioni secondo quanto descritto in precedenza.

Il comportamento sotto carico è stato analogo a quello delle colonne originarie. Si è notata, in particolare, una aderenza molto accentuata della malta al manufatto primitivo. In particolare, la colonna 17 ($i=1.32$) ha subito la rottura della spirale, provocando la brusca espulsione del copriferro che risultava già interamente lesionato.

Le figure 5-6 e 7-8 mostrano, rispettivamente, l'andamento carichi-deformazioni assiali e carichi-deformazioni nel copriferro per colonne con i inferiore e superiore a 1.

4.3 Analisi dei risultati

Nella Tabella 3 sono riportate le stesse grandezze descritte in Tab. 2 e, inoltre, il rapporto tra i carichi ultimi delle colonne restaurate e di quelle originarie.

Dall'esame dei risultati si rileva quanto segue:

- il rapporto N_u / N_{cc1} risulta inferiore a 1 per $i < 1$ e superiore a 1 (mediamente 1.2) per $i > 1$. Nel suo insieme tale rapporto vale in media 1.11.

Il risultato risente, ovviamente, delle condizioni in cui si trovavano le colonne prima di essere restaurate dopo le prime prove.

Tabella 3 COLONNE RESTAURATE
Valori Sperimentali e Calcolati di Carico e di Deformazione e Confronti

N.o colonna	f _c (Mpa)	i (ρ_t/ρ_t^*)	N _{cr2} (kN)	N _u (kN)	ϵ_u	N _{cc1} (kN)	ϵ_{cc1}	$\frac{N_u}{N_{cr2}}$	$\frac{N_{cr2}}{N_{cc1}}$	$\frac{N_u}{N_{cc1}}$	$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_{cc1}}$	$\frac{N_u}{N_{cc1}}$ II Nu I	
1*	37.4	0.651	1398	1398	0.00333	1582.27	0.003558	1.000	0.884	0.884	0.936	0.989	
4	35.1	0.651	1398	1494	0.00990	1530.65	0.00532	1.069	0.913	0.976	1.861	1.134	
8	38.9	0.705	1398	1494	0.00800	1630.12	0.00560	1.069	0.858	0.916	1.428	0.930	
11	54.9	0.705	1588	1588	0.00553	1991.92	0.00659	1.000	0.797	0.797	0.839	0.760	
20	19.5	1.137	1109	1683	0.01149	1167.51	0.00416	1.518	0.950	1.441	2.762	1.166	
13	32.8	1.232	1494	1962	0.00345	1563.46	0.00515	1.313	0.956	1.255	0.670	1.221	
2	37.4	1.302	1494	1776	0.00700	1749.52	0.00549	1.189	0.854	1.015	1.275	1.042	
17	47.7	1.321	1683	2925	0.01658	1958.23	0.00625	1.738	0.859	1.494	2.651	1.386	
10	54.7	1.347	1832	2054	0.00501	2270.29	0.00677	1.121	0.807	0.905	0.739	0.798	
7	38.8	1.411	1494	2145	0.00470	1812.10	0.00559	1.436	0.824	1.184	0.840	1.204	
22	52.2	1.411	1588	2072	0.00600	2144.93	0.00659	1.305	0.740	0.966	0.911	0.805	
23	52.0	1.478	1588	3366	0.01100	2194.77	0.00658	2.120	0.723	1.534	1.673	1.160	
24	51.9	1.478	1683	2236	0.00854	2192.18	0.00657	1.329	0.768	1.020	1.300	0.979	
Valori medi per $i < 1$											0.893	1.266	0.953
Valori medi per $i > 1$											1.202	1.425	1.085
Valori medi generali											1.107	1.376	1.044

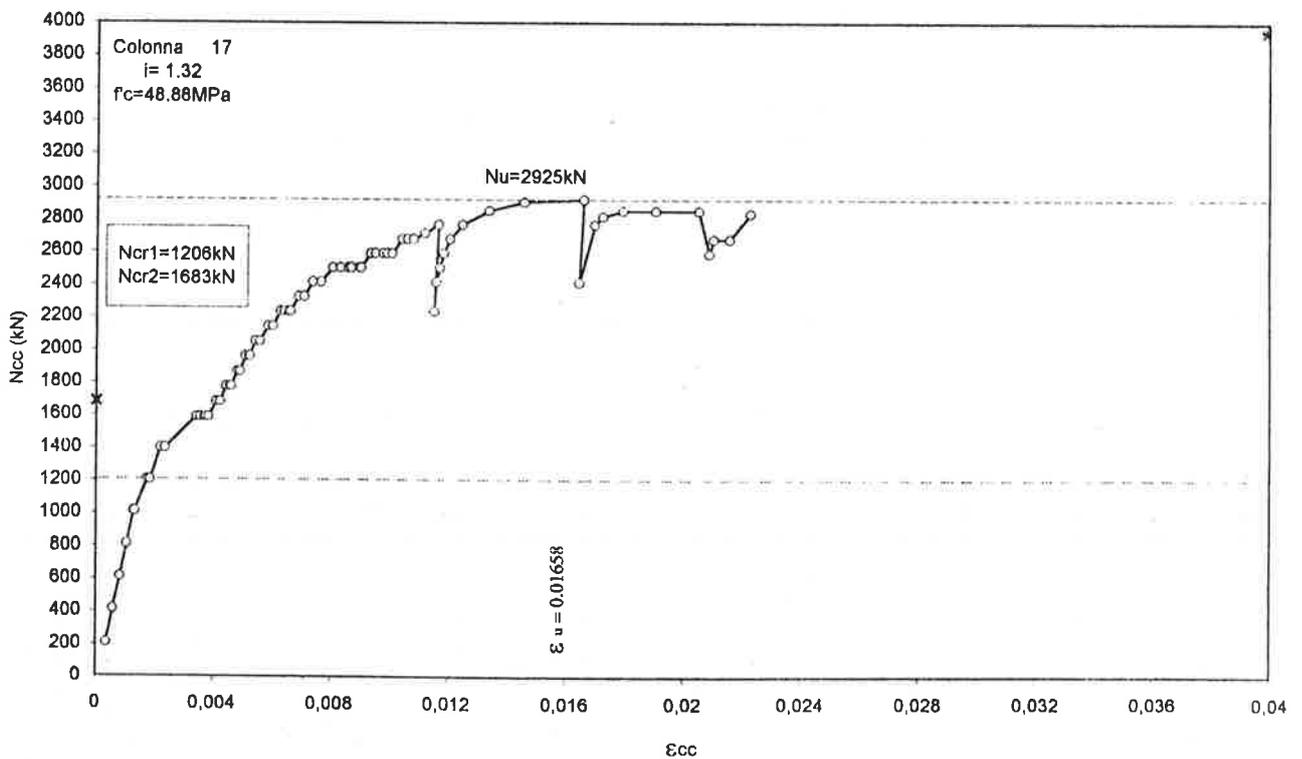
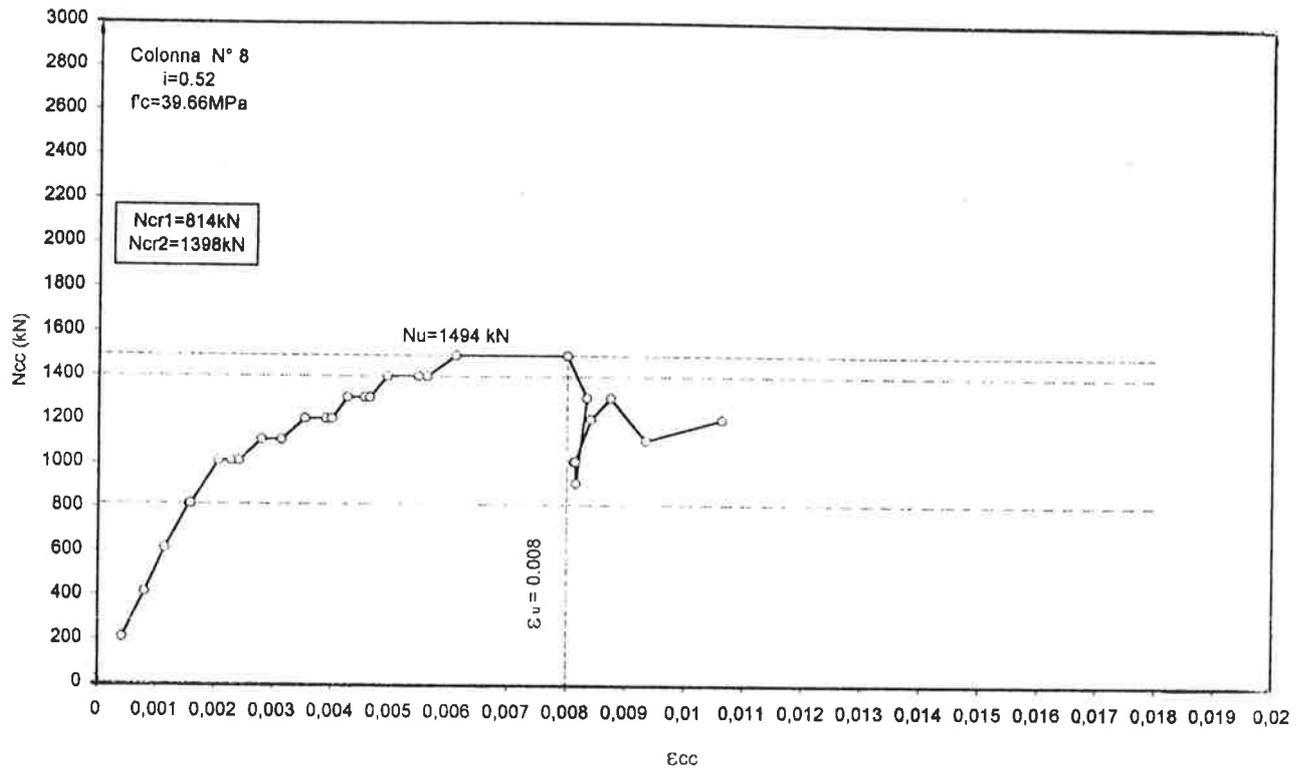


Fig. 5-6 Diagrammi sperimentali carichi-deformazioni assiali per due colonne restaurate aventi differenti indici di confinamento

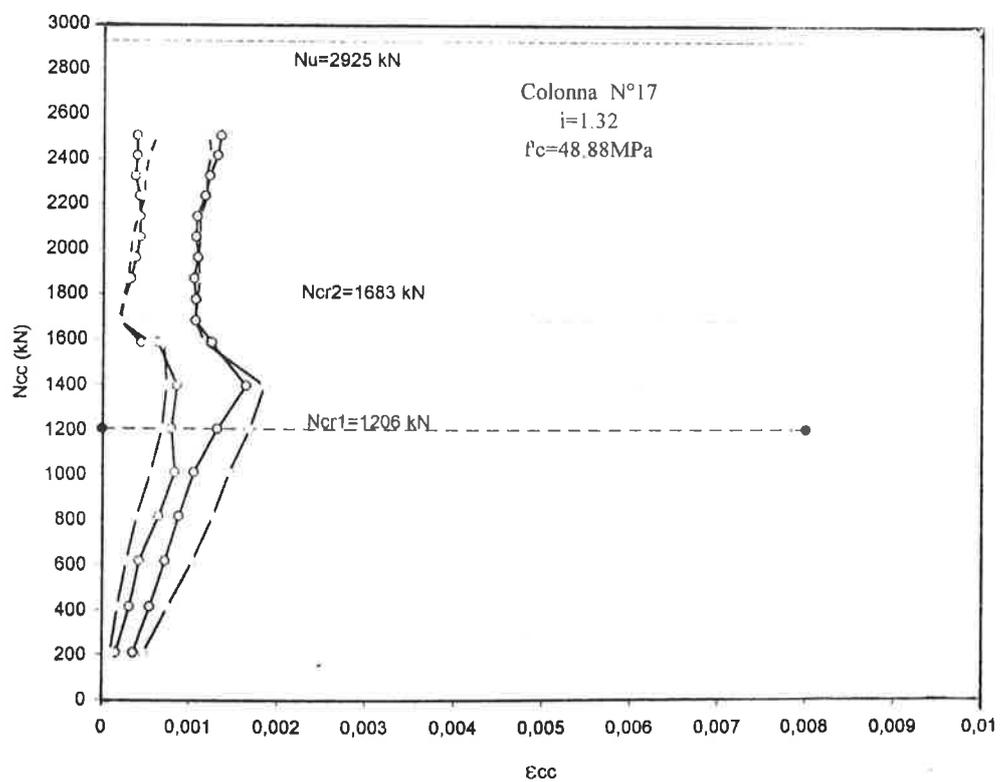
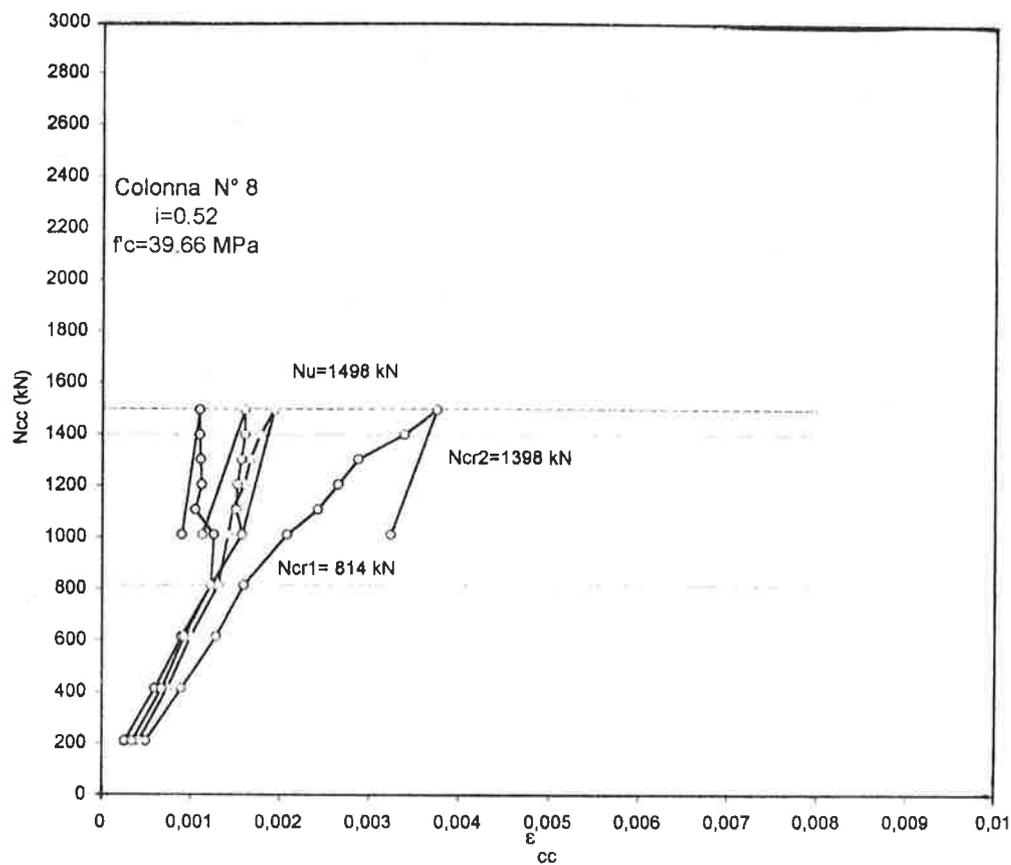


Fig. 7-8 Diagrammi sperimentali carichi-deformazioni longitudinali del copriferro per due colonne restaurate aventi differenti indici di confinamento

- Il rapporto N_u / N_{cr2} mostra che per $i > 1$ vi è un conveniente margine tra carico di fessurazione generalizzata e carico ultimo;
- il rapporto $\varepsilon_u / \varepsilon_{cc1}$ mostra valori inferiori a quelli ottenuti nei test precedenti, in quanto si risente delle deformazioni permanenti acquisite in precedenza;
- il confronto tra carichi ultimi dopo (II) e prima (I) del restauro mostra che il loro rapporto è leggermente inferiore a 1 (0.95) per $i < 1$, mentre per $i > 1$ è superiore all'unità (mediamente 1.085). Considerando il complesso dei valori, le colonne restaurate hanno fornito una resistenza non inferiore a quella delle colonne originarie.

Tuttavia, nel campo $i < 1$, se escludiamo il valore pertinente alla colonna 11, cui fu asportata una spira nella zona di testa per facilitarne l'introduzione nella cassaforma nell'operazione di ripristino integrale del copriferro, il valore medio del rapporto diventa 1.02.

- Le colonne con $i > 1$ forniscono un sufficiente preavviso tra fessurazione e collasso (valori di N_u / N_{cr2} superiori all'unità e mediamente 1.45), mentre per $i < 1$ fessurazione e collasso praticamente coincidono.

Ancora una volta, l'indicazione che se ne trae è che è opportuno dimensionare le colonne in maniera da conferirle valori dell'indice i convenientemente superiori a 1 (almeno 1.2) e di utilizzare il carico N_{cc1} come valore di riferimento per stabilire il carico di esercizio.

5. CONCLUSIONI

I risultati conseguiti consentono di concludere che il restauro delle colonne, praticato con malte cementizie speciali, è stato molto efficace, sia per le spiccate doti di aderenza riscontrate tra materiale nuovo di apporto e quello primitivo, sia per quanto concerne il comportamento sotto carico, essendo stati ottenuti valori di resistenza non inferiori a quelli conseguiti sulle colonne originarie.

In fase di dimensionamento di colonne confinate, è consigliabile utilizzare, come carico di riferimento quello teorico N_{cc1} e adottare valori dell'indice i superiori all'unità con i quali si consegue un consistente margine di sicurezza tra fessurazione e rottura e una considerevole duttilità assiale indicizzabile con il rapporto $\varepsilon_u / \varepsilon_{cc1}$.

6. BIBLIOGRAFIA

Bortolotti, L., "Influence of Concrete Tensile Ductility on Compressive Strength of Confined Columns," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 4, Nov., 1994, pp 542-563.

7. RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia: la Calcestruzzi SpA di Ravenna, sede di Cagliari, per il contributo offerto nella realizzazione dei campioni delle colonne; la SIKA SpA di Milano, sede di Cagliari, per il materiale di ripristino fornitoci.

ANALISI SPERIMENTALE DEI PARAMETRI DI PROGETTO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO DI UNA CIMINIERA

Enrico BRIGNOLI

Responsabile controllo
opere di fondazione
ISMES S.p.A.
Bergamo

Massimo CESTELLI GUIDI

Consigliere delegato
E.C.S. S.r.l.
Roma

Pierfranco VENTURA

Dip. Ing. Strutt. e Geotecnica
Facoltà di Architettura
Università "La Sapienza"
Roma

SOMMARIO

Nella presente memoria vengono analizzati i risultati ottenuti dal monitoraggio della ciminiera ENEL utilizzata per lo smaltimento dei fumi dell'impianto termoelettrico di Montalto di Castro (VT). I risultati forniscono utili indicazioni circa la deformata della piastra di fondazione unitamente alla distribuzione dei carichi prodotti dalla struttura in elevazione sui pali in condizioni statiche. Vengono inoltre presentati i risultati di una prova ad eccitazione forzata dinamica con vibrodina, al fine di valutare la frequenza propria e gli effetti sulla struttura prodotti dal vento previsti dalla recente normativa.

SUMMARY

Soil structure interaction during static and dynamic loading conditions is always a difficult task either from the scientific or engineering point of view. The paper presents the results obtained from a comprehensive monitoring program during the construction stage and service of a 200 m height chimney. The structure is part of an ENEL (Italian National Electricity Board) thermoelectric power plant located in Montalto di Castro (Viterbo). The predicted pile load distribution is in reasonably good agreement with the observed behavior during the construction stage. As part of the proofing activities of the structure, dynamic experimental tests using a vibrodine located in the top level of the chimney has been performed. The results obtained from the monitoring activities provide an interesting case history for future design of similar structures.

1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La ciminiera per lo smaltimento dei fumi dell'impianto termoelettrico di Montalto di Castro dell'ENEL è destinata a servire quattro gruppi policombustibili da 600 MW.

La struttura presentata in figura 1 risulta costituita dalle seguenti parti:

- *Camino* : realizzato con una struttura anulare cilindrica in cemento armato, alta 191.3 m con

diametro esterno alla base di 29 m ed in sommità di 25 m. Gli spessori della parete risultano variabili da 0.90 m a 0.30 m. Il peso risulta di 211 MN, pari a circa il 40 % del carico complessivo dell'opera.

Canne fumarie : n. 4 realizzate in muratura di mattoni antiacidi, del diametro di 6.7 m disposte all'interno del camino in nove tronchi. Il peso totale, compreso quello dei ripiani, risulta di 109 MN, pari a circa il 20 % del carico complessivo della struttura.

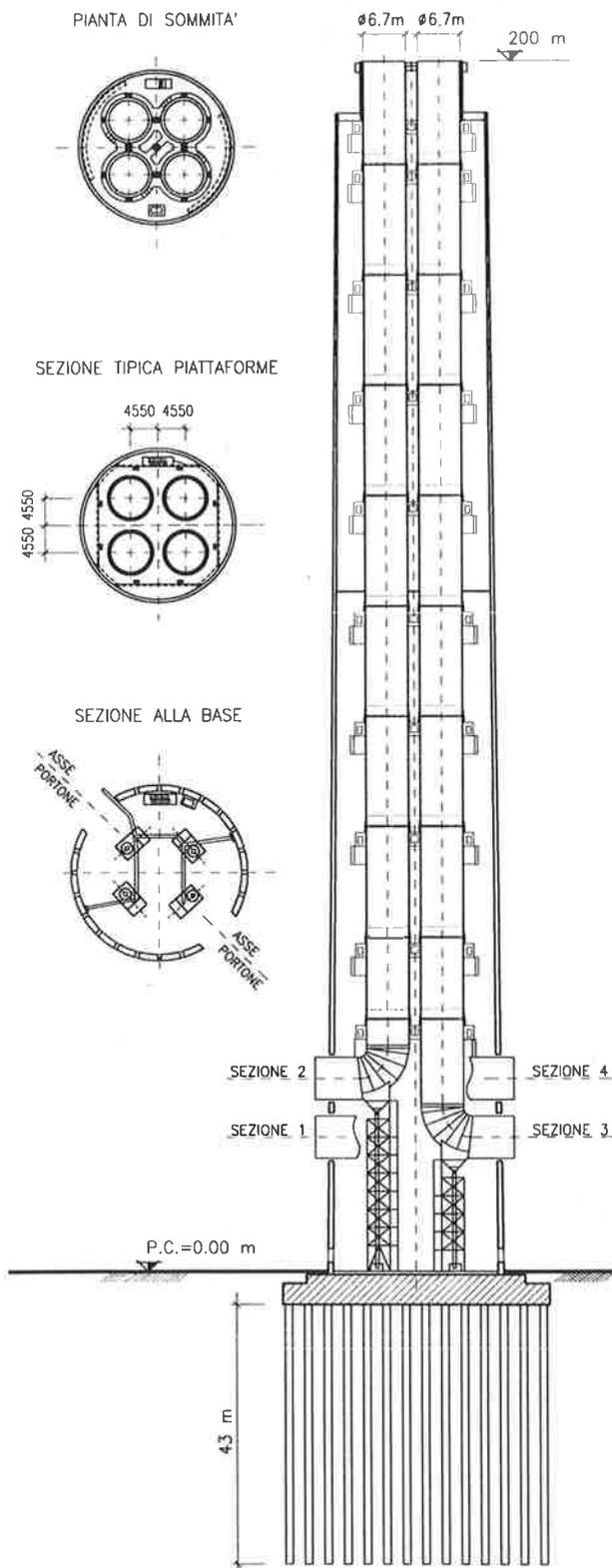


Figura 1 - Assieme della ciminiera.

- *Piastra di fondazione* : realizzata in cemento armato, di forma quadrata con lato di 43.8 m e spessore di 5 m salvo una fascia di bordo di larghezza 4 m che presenta uno spessore di 3.5 m. Il peso risulta di 215 MN pari a circa il 40 % del carico totale.

- *Palificata di fondazione* : costituita da 196 pali trivellati della lunghezza di 43 m e diametro di 1.20 m, intestati per una congrua altezza nelle argille pleistoceniche della formazione di base.

La realizzazione della platea di fondazione è avvenuta in 20 fasi di getto successive, su tre strati di calcestruzzo in un periodo di tempo di circa tre mesi e mezzo. Il camino è stato realizzato con la tecnologia dei casseri rampanti in circa quattro mesi mentre nei successivi sei mesi è avvenuta la realizzazione delle opere interne.

2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO

Per rilevare il comportamento del sistema fondazionale nel tempo, ISMES S.p.A. di Seriate (BG) ha progettato e realizzato un sistema di monitoraggio interessante sia la piastra che il terreno ed i pali di fondazione in grado di consentire l'acquisizione automatica dei dati durante le fasi realizzative e di esercizio (fig. 2).

L'insieme dei sensori, atti a rilevare ciascuno una singola grandezza, è risultato costituito dalla seguente strumentazione:

- *Barrette estensimetriche* : inserite in prossimità della testa dei pali hanno consentito la misura della deformabilità assiale dei pali e conseguentemente una stima del carico verticale.
- *Celle di pressione* : disposte nel terreno naturale tra i pali di fondazione e l'intradosso della piastra in cemento armato.
- *Inclinometri* : disposti sulla superficie superiore della piastra per misurarne le eventuali rotazioni.
- *Termoresistenze* : annegate nel getto della piastra per la misura delle temperature del calcestruzzo durante le fasi di maturazione.

Sono state utilizzate otto unità di acquisizione remote per la registrazione e memorizzazione delle letture dei sensori secondo una cadenza temporale programmata.

Ad integrazione del sistema di monitoraggio automatico è stata installata una rete di controllo topografico, per la rilevazione dei cedimenti della piastra mediante livellazioni di precisione (fig. 3).

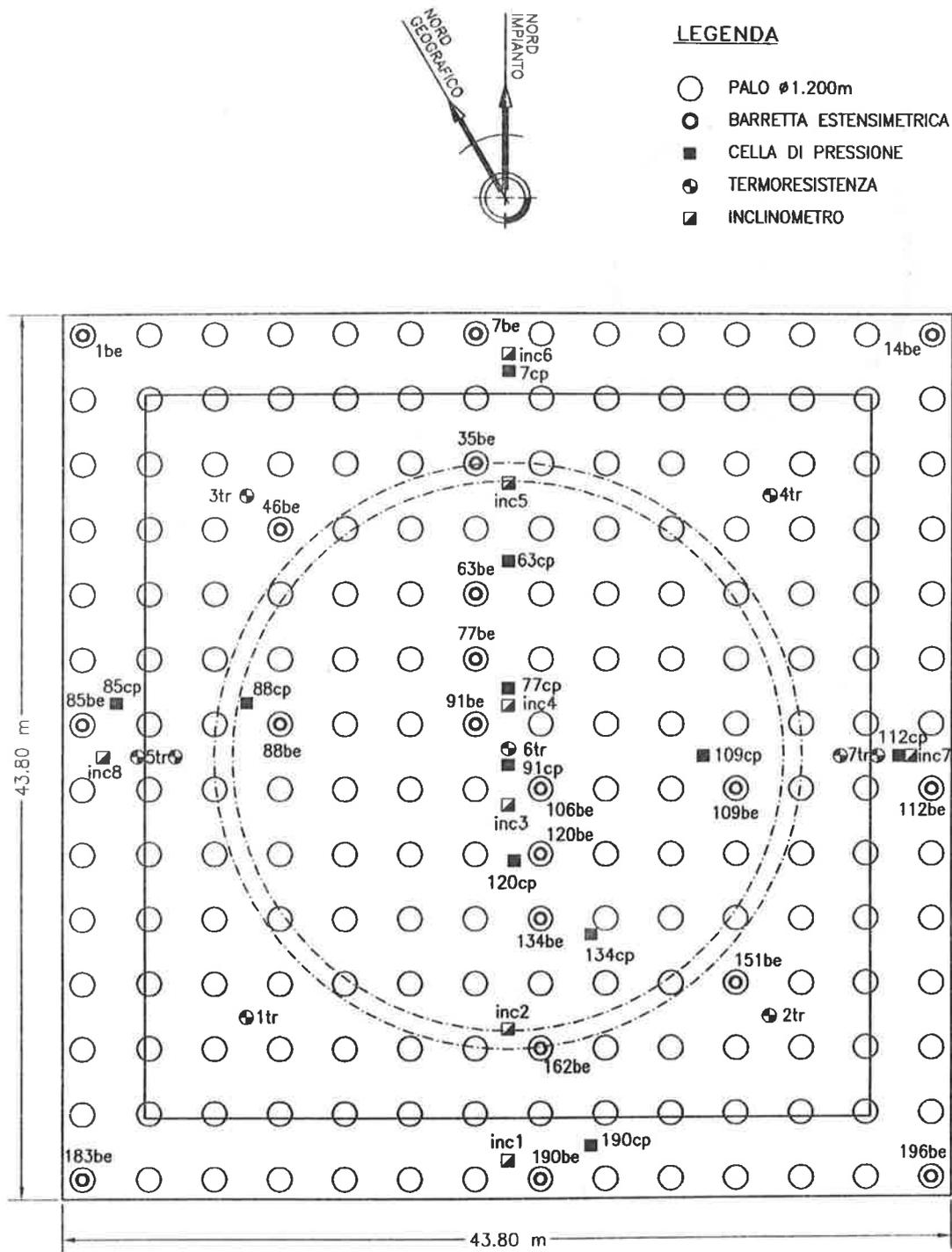


Figura 2 - Disposizione planimetrica della strumentazione geotecnica installata nella fondazione.

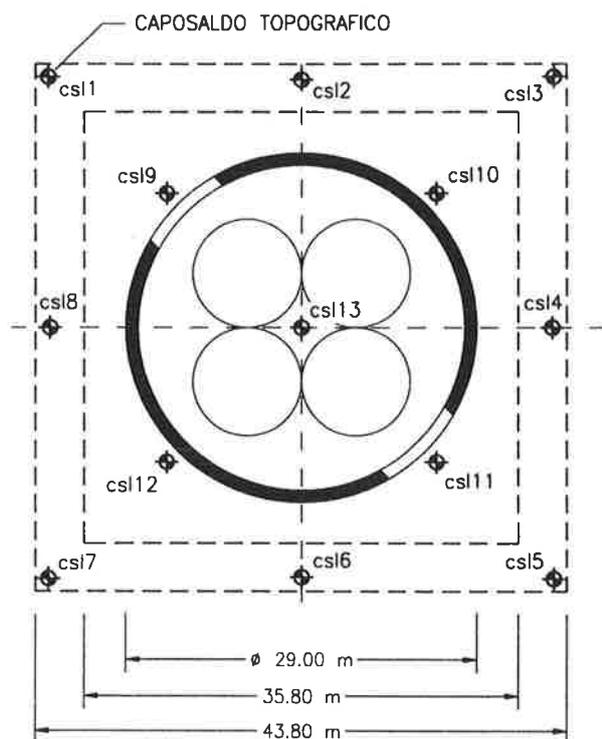


Figura 3 - Ubicazione in pianta dei capisaldi topografici.

CAPOS.	CEDIMENTO A FINE COSTRUZIONE [FEBBRAIO '95] (mm)	CEDIMENTO A APRILE '96 (mm)	POSIZIONE
1	6.10	6.00	angolo NW
2	10.70	10.80	lato N
3	6.90	6.60	angolo NE
4	10.00	10.00	lato E
5	6.10	5.80	angolo SE
6	10.20	10.50	lato S
7	5.70	5.70	angolo SW
8	8.60	8.80	lato W
9	12.70	--	base cim. NW
10	13.20	13.60	base cim. NE
11	12.10	--	base cim. SE
12	12.20	12.60	base cim. SW
13	13.90	14.00	centro platea

Tabella 1 - Cedimenti misurati ai capisaldi topografici.

3. ATTIVITÀ SPERIMENTALE DINAMICA

L'indagine sperimentale dinamica è stata condotta dall'ISMES [2] nell'ambito delle attività relative al collaudo dell'opera, utilizzando una vibrodina ubicata in sommità della ciminiera. La sperimentazione ha consentito la determinazione della risposta dinamica della struttura ossia l'individuazione delle frequenze proprie con le associate deformate modali e gli smorzamenti relativi ai principali modi di vibrare. Durante le fasi di prova, oltre alla strumentazione di tipo accelerometrico distribuita lungo la ciminiera, si è ritenuto opportuno acquisire la risposta delle barrette estensimetriche presenti nei pali di fondazione al fine di valutare le deformazioni verticali e quindi pervenire ad una ragionevole stima dei carichi sui pali prodotti da una sollecitazione di tipo dinamico (fig. 4).

4. ANALISI DEI DATI SPERIMENTALI

I dati più significativi rilevati durante i circa quattro anni di monitoraggio [3] sono risultati quelli relativi ai valori dei cedimenti topografici della piastra e delle deformazioni dei pali rilevati mediante le barrette estensimetriche.

Nella fig. 5 sono diagrammati i valori degli spostamenti in funzione dei tempi realizzativi dell'opera unitamente ad una visualizzazione grafica dei carichi permanenti agenti sulla fondazione. I cedimenti misurati per mezzo di rilievi topografici sulla platea di fondazione sono relativi al carico del camino e delle canne, mentre le deformazioni delle barrette estensimetriche considerano anche la realizzazione della piastra di fondazione.

Come si può notare i cedimenti più significativi si verificano durante la realizzazione del camino mentre risultano trascurabili i cedimenti misurati nei successivi 18 mesi e relativi alle attività di completamento interno della ciminiera.

Dalla sintesi dei dati topografici riportati in tab. 1 risulta che i capisaldi posti in corrispondenza degli spigoli della platea subiscono un cedimento di circa 6 mm; quelli posti nella zona mediana del perimetro evidenziano assestamenti di 10 mm. La zona centrale della platea cede mediamente di 12-14 mm.

Le misure indicano una lieve rotazione in direzione NE indice di fenomeni di assestamento differenziale della piastra di fondazione. Questo comportamento è risultato confermato anche dalle misure inclinometriche eseguite automaticamente durante la realizzazione dell'opera.

Le deformazioni verticali dei pali misurate dalle barrette estensimetriche sono riportate in fig. 5.

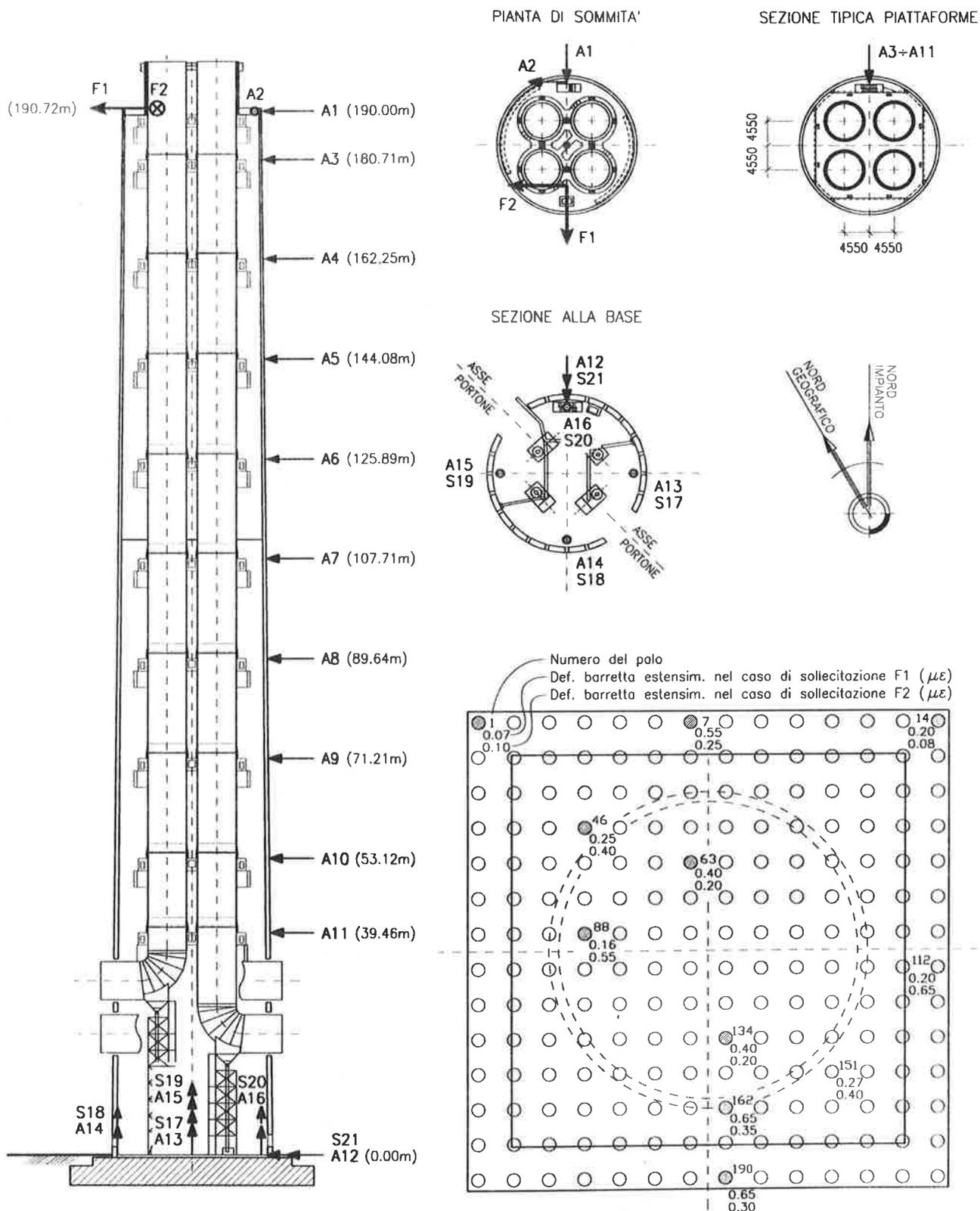


Figura 4 - Indagine strutturale dinamica. Ubicazione delle postazioni di misura e deformazioni prodotte sui pali di fondazione.

Si notano andamenti che risentono di fenomeni di coazione termica, soprattutto durante le fasi di getto della piastra, e di effetti termici stagionali particolarmente evidenti nei pali 14 e 112. Nel complesso si rilevano livelli di deformazione dei pali congruenti con l'ubicazione degli stessi nella platea e variabili con gli incrementi del carico in fondazione prodotti dall'opera in costruzione.

Dalle misure di deformazione sintetizzate in tab. 2 risulta che le barrette estensimetriche poste in corrispondenza dei lati esterni della piastra evidenziano deformazioni medie minori di 60 $\mu\epsilon$; quelle poste in zona mediana 120-130 $\mu\epsilon$ mentre quelle relative ai pali posti nella zona centrale della platea presentano deformazioni di circa 120 $\mu\epsilon$. Le maggiori deformazioni si sono registrate in corrispondenza dei pali 46 e 63 posti nella zona di appoggio della ciminiera con una deformazione totale di circa 175 $\mu\epsilon$.

Le celle di pressione dopo aver segnalato un valore di contatto iniziale, durante il getto della piastra, non hanno più fornito valori attendibili. Peraltro la carenza di segnale trova una plausibile giustificazione nella elevata rigidità deformazionale dei pali di fondazione in grado quindi di assorbire la maggior parte del carico verticale trasferendone al terreno naturale tra i pali una piccolissima aliquota.

Infine, le termoresistenze disposte all'interno della platea hanno registrato innalzamenti di temperatura (fino a 40-45 °C) dovuti al calore di idratazione del calcestruzzo durante le fasi di maturazione. Dall'analisi puntuale dei dati si è inoltre potuto stimare in circa 20 mesi il periodo per la completa dissipazione del calore di idratazione.

5. RISULTATI DELLE PROVE DI SOLLECITAZIONE DINAMICA

Le prove eseguite con vibrodina posta in sommità alla ciminiera hanno prodotto, in corrispondenza dei picchi di risonanza osservati durante la sollecitazione forzata di tipo armonico applicata nelle due direzioni ortogonali orizzontali F1-NS e F2-EW, i seguenti risultati:

- deformate caratteristiche dei due modi vibratorii fondamentali flessionali NS e EW centrate a 0.48 Hz e 0.45 Hz, come riscontrato anche teoricamente;
- i corrispondenti secondi modi flessionali di vibrazione centrati a 1.88 Hz, 1.84 Hz;
- il modo torsionale fondamentale di vibrare, indotto dall'eccentricità della forzante, alla frequenza di 2.94 Hz;
- valori di smorzamento, espressi in termini percentuali rispetto al valore critico di

PALO	DEFORMAZIONE TOTALE ($\mu\epsilon$)	ESCURSIONI ANNUALI ($\mu\epsilon$)	POSIZIONE BARRETTA ESTENSIM.
7	75	25	medio N
14	50	50	angolo NE
46	175	25	centro N
63	175	10	centrale
88	100	25	centro W
91	50	25	centro
112	50	50	medio E
120	150	15	centrale
134	100	15	centro S
151	125	25	medio S
162	100	15	medio S

Tabella 2 - Deformazioni misurate dalle barrette estensimetriche a termine costruzione del camino.

smorzamento, dell'ordine di 1-2 %.

Durante le prove si sono inoltre acquisite le deformazioni delle barrette estensimetriche ubicate in prossimità della testa di alcuni pali. I relativi valori massimi di accorciamento registrati, per le due direzioni di sollecitazione, sono riportati in tabella 3, espressi in $\mu\epsilon$.

Dai valori riportati emerge che i pali situati lungo gli assi principali della piastra di fondazione risentono del cambiamento di direzione della forzante (fig. 4), al contrario di quelli di spigolo. Si evidenzia inoltre come le deformazioni siano pari a circa 1-2 % delle deformazioni misurate durante la realizzazione del camino.

6. CONFRONTO DEI DATI SPERIMENTALI CON QUELLI DI PROGETTO

6.1. Distribuzione dei carichi sui pali di fondazione

Nella figura 6 sono riportati i valori dei carichi sui pali di fondazione, derivanti dal calcolo ad elementi finiti eseguito per la platea di fondazione interagente con i pali. Il passaggio da zone chiare a quelle via via più scure denuncia un aumento del carico calcolato sui pali.

Se si considera che il carico sui pali dovuto al solo peso della platea risulta di 1.40 MN (quello della fascia perimetrale circa 0.84 MN) si nota come il carico dovuto al camino non raggiunga praticamente le zone

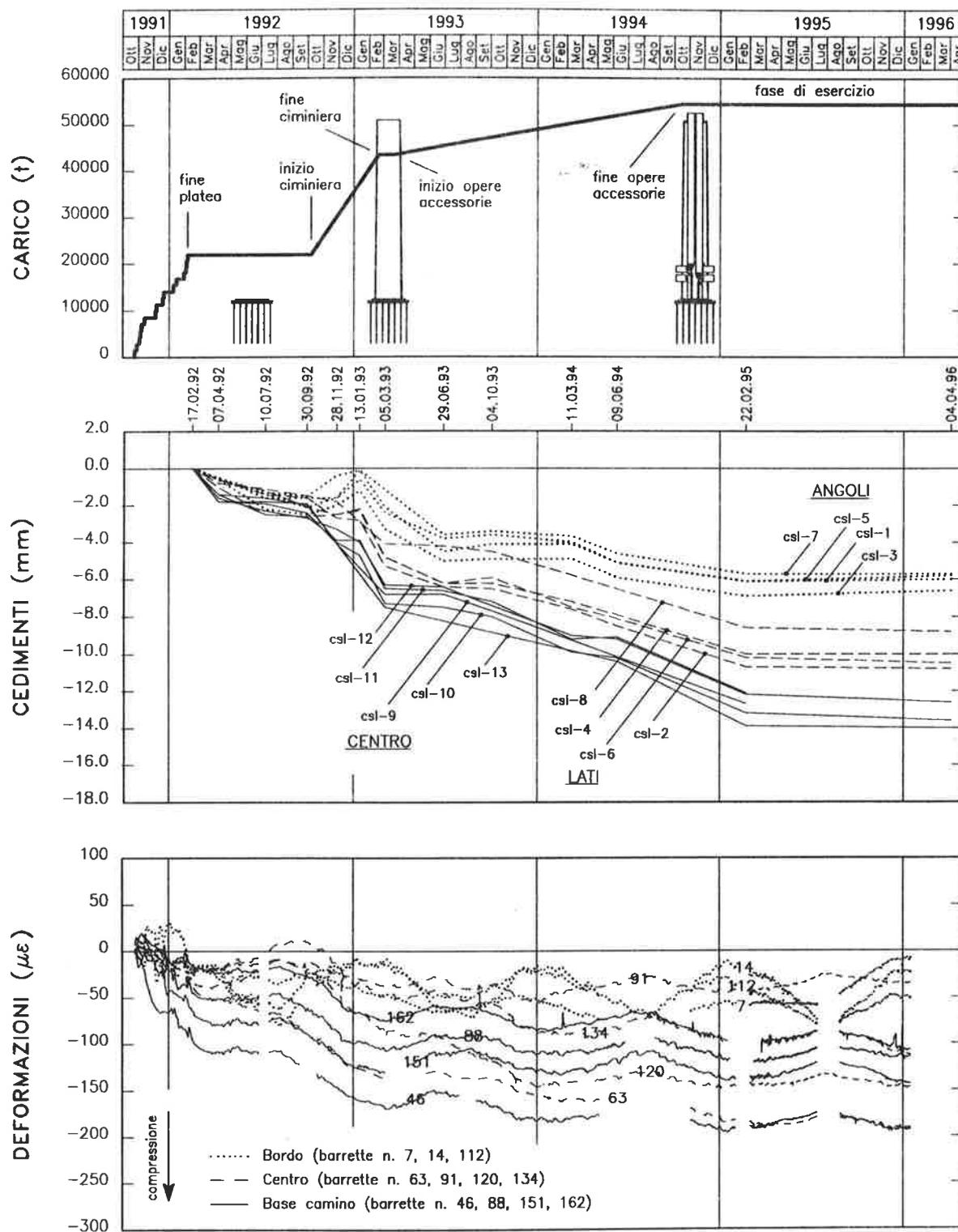


Figura 5 - Rilievi topografici e misure di deformazione estensimetrica nei pali durante il periodo di realizzazione della ciminiera.

PALO	DEFORMAZIONI ($\mu\epsilon$)	
	F1-NS	F2-EW
1	0.07	0.10
7	0.55	0.25
14	0.20	0.08
46	0.25	0.40
63	0.40	0.20
88	0.16	0.55
112	0.20	0.65
134	0.40	0.20
151	0.27	0.40
162	0.65	0.35
190	0.65	0.30

Tabella 3 - Deformazioni estensimetriche dei pali prodotte dalla sollecitazione dinamica.

d'angolo della palificata sottostante l'impronta del camino, e larga circa il doppio dello spessore della platea (ripartizione a 45° del carico trasmesso dalla parete). Nella stessa figura sono riportati i valori finali delle deformazioni registrate dalle barrette estensimetriche. Per un confronto con i risultati del calcolo è possibile ricavare un valore medio equivalente del modulo elastico del calcestruzzo dei pali, dal rapporto fra il carico totale in fondazione di circa 539 MN ed il valore medio degli accorciamenti massimi della testa dei pali, pari a circa 100 $\mu\epsilon$.

Di conseguenza il valore di modulo elastico equivalente da attribuire all'insieme palo barretta estensimetrica può essere stimato intorno a 25000 MPa. Pertanto il palo d'angolo n. 14 risulterebbe sollecitato da un carico di circa 1.37 MN, mentre il carico massimo ($\mu\epsilon = 175$) risulterebbe di circa 4.80 MN.

Il valore medio del carico entro la corona di pali più sollecitati (pali n. 46, 63, 88, 134, 151, 162) risulta di circa 3.14 MN molto prossimo, in difetto, al valore risultante dal calcolo. Quanto sopra riportato mette in evidenza la considerazione, già effettuata in sede di progettazione, riguardo alla forma da attribuire alla platea di fondazione [5].

La scelta della pianta quadrata della palificata e della platea è stata dettata unicamente da esigenze costruttive (velocità di realizzazione, prefabbricazione delle gabbie di armatura, ecc.) pur sapendo che la capacità portante di alcuni pali non sarebbe stata in pieno sfruttata.

6.2. Caratterizzazione dinamica della fondazione

I valori di deformazione rilevati durante la prova dinamica sulle barrette estensimetriche (tabella 3) forniscono incrementi di carico sui pali di 10-20 kN. Il modesto valore di carico non consente la determinazione della distribuzione dei carichi sui pali prodotta dal momento dinamico alla base del camino.

L'analisi dinamica ha consentito infine di valutare una rigidità alla rotazione della fondazione [3] di valore medio $k\phi = 2 \times 10^7$ MN m/rad, cui corrisponde un modulo di elasticità dinamica della fondazione (palificata e terreno di fondazione) pari a circa $E_{fd} = 5000$ MPa, valore che si può ritenere costante e indipendente dalla frequenza fino a circa 2 Hz.

Dal modulo di elasticità della fondazione, calcolato in condizioni dinamiche, si può ricavare un valore del modulo elastico statico equivalente pari a circa $E_{fs} = 3000-3500$ MPa, che conferma il parametro relativo al complesso platea-palificata-terreno nell'ipotesi di rigidità omogeneizzata.

Le azioni del vento sono in termini statici equivalenti ben maggiori e pari a ± 1.18 MN in base alla pressione cinetica di norma, temperata dalla resistenza della fondazione allo stato limite di esercizio.

6.3. Rigidezza flessionale della platea

La platea di fondazione alta 5.0 m ha consentito una valida ripartizione "a biella" del carico sui pali della predetta corona anulare mentre il suo comportamento nei riflessi complessivi della ripartizione dei carichi sui pali non è di tipo "rigido".

I pali perimetrali infatti sarebbero dovuti risultare più caricati di quelli centrali [6], ripartizione che invece non si è verificata.

La notevole rigidità della ciminiera è infatti ben maggiore di quella pur rilevante della platea per cui le sue quattro angolate fuoriuscendo dalla sagoma cilindrica della ciminiera sono di fatto flessibili.

Ciò è ben evidenziato dai cedimenti differenziali prima descritti (fig. 5) dalla portanza misurata e calcolata specie tra i pali prossimi alle angolate. Peraltro tali zone hanno consentito di realizzare i tratti di ancoraggio per aderenza delle barre resistendo a flessione, oltre che la citata semplificazione per il posizionamento delle armature.

6.4. Analisi delle sollecitazioni

La complessa analisi della pressione cinetica del vento [1] è stata basata sulla distribuzione statico-

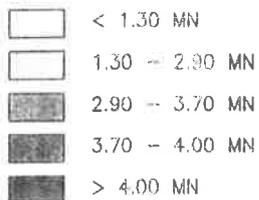
LEGENDA

○ PALO Ø1.200m

Ⓝ PALO STRUMENTATO CON BARRETTA ESTENSIMETRICA

1.25 CARICO SUL PALO (MN) [ANALISI AD ELEMENTI FINITI]

LIVELLO DI CARICO SUI PALI STIMATO MEDIANTE ANALISI AD ELEMENTI FINITI :



PALO	DEF. TERMINE COSTRUZIONE (μE)
7	75
14	50
46	175
63	175
88	100
91	50
112	50
120	150
134	100
151	125
162	100

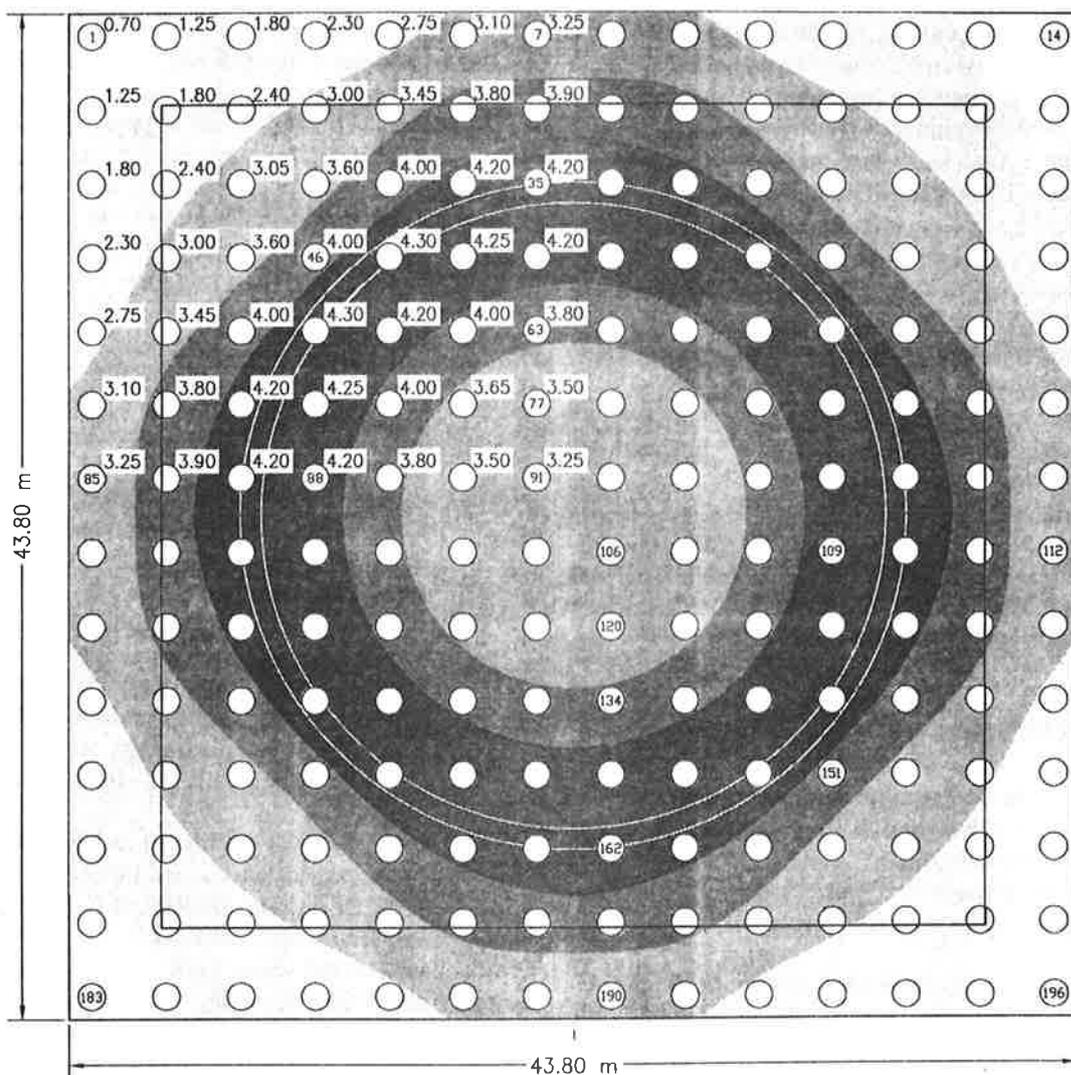
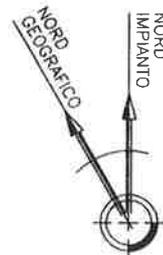


Figura 6 - Carichi sui pali derivanti dall'analisi ad elementi finiti (carichi verticali) e deformazioni estensimetriche.

equivalente proposta dalla normativa francese [4], più severa, ma consimile a quella recente italiana del '96.

Il coefficiente dinamico che maggiora i valori statici è stato assunto $C_d = 1.2$, valore limite superiore reperibile nella letteratura tecnica, assumendo il vento contemporaneo su tutta l'altezza della ciminiera ed un coefficiente di pulsazione massima sempre lungo l'intera altezza.

Tale ipotesi è suffragata dai seguenti fatti:

- gli effetti dinamici e di stabilità amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali si verificano per snellezze $h/d \geq 7$, valore proprio raggiunto dalla ciminiera;
- l'eccentricità della risultante peso, indotta dal vento, rientra nel nocciolo d'inerzia specie in fondazione;
- il periodo proprio sia teorico che sperimentale è $T_0 = 2.05$ s, ovvero $f = 0.5$ Hz, per cui la velocità critica del vento per instaurare l'effetto Karman proprio della ciminiera risulta $V_{cro} = 4 d/T_0 = 54$ m/s ≈ 200 km/h ben maggiore di quella per innescare i fenomeni di risonanza pari a $V_{cro} = 25$ m/s ≈ 90 km/h di vento teso perdurante nel tempo;
- il rilievo anemometrico ha fatto riscontrare un vento con velocità massima $V = 12$ m/s = 43 km/h. L'intensità di progetto del vento è stata comunque assunta pari a $V = 30$ m/s = 108 km/h, corrispondente all'esposizione in mare aperto.

Con tale ipotesi le tensioni massime allo spiccato della ciminiera risultano di progetto $\sigma_c = 6.5$ N/mm² con armature doppio ϕ 26/20 cm.

Le sollecitazioni massime alla sommità dei pali risultano per $N = 550$ MN, $T = 8.7$ MN, $M = 1050$ MN che comportano uno sforzo normale massimo nei pali pari a 4.12 MN \pm 1.18 MN (2.94÷5.40 MN) per la predetta rilevante azione del vento.

7. CONCLUSIONI

L'analisi dei dati sperimentali rilevati durante le fasi realizzative ed il collaudo dell'opera, hanno consentito un approfondimento delle variabili responsabili delle complesse problematiche di interazione terreno-struttura di fondazione tipo "pile raft" in condizioni statiche e dinamiche.

L'analisi dei dati ha inoltre consentito di giungere con un sufficiente grado di affidabilità alla determinazione della distribuzione dei carichi tra i pali sia nell'area centrale direttamente sottesa ai carichi del camino sia nei pali sottesi alle angolate. In particolare i risultati sperimentali acquisiti durante la realizzazione del camino confermano i dati ottenuti da modellazioni numeriche del sistema fondazionale.

Le prove dinamiche con vibrodina, ubicata in sommità alla ciminiera ed in posizione eccentrica, con

due direzioni ortogonali della forzante, confermano la frequenza propria della struttura rilevata teoricamente e pari a 0.5 Hz. A tale frequenza corrisponde una velocità critica del vento teso di oltre 200 km/h molto superiore al valore massimo di velocità del vento registrato durante il periodo di monitoraggio.

L'analisi dei risultati sperimentali ha infine validato le assunzioni progettuali concernenti gli stati di sollecitazione nei pali di fondazione definiti sulla base della vigente normativa.

8. RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano l'ENEL per l'autorizzazione alla pubblicazione dei risultati e gli Ingg. Antonio Luciani e Marco Bologna per la proficua collaborazione durante l'esecuzione dei lavori. Un particolare ringraziamento è indirizzato al personale ISMES Ing. E. Da Rin, Ing. G. La Barbera, Ing. A. Masera, Ing. A. Zattoni ed a M. Gotti che in diverso modo hanno contribuito alla realizzazione lo sviluppo e il completamento dell'attività sperimentale.

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] AUGUSTI, G., BONI, C., SPINELLI, P. - 1984, "Interazione dinamica vento struttura. Impostazione del problema ed alcuni risultati", Associazione Italiana per l'Analisi delle Sollecitazioni, XV Congresso Napoli 1984 e studi successivi con l'Associazione Nazionale sulle Azioni del Vento.
- [2] ISMES - 1995, "Ciminiera di Montalto di Castro. Indagine sperimentale dinamica", Doc. RAT-DIS 1352/95.
- [3] ISMES - 1996, "Ciminiera di Montalto di Castro. Analisi del comportamento della struttura di fondazione", Rapporto di sintesi Doc. RAT-STR 779/96.
- [4] N.V. 76 Regles definissent les effects de la neige e du vent sur le construction Ed Eyrolles 1976.
- [5] POULOS, H.G., DAVIS, E.H. - 1974, "Elastic solution for Soil and Rock Mechanics", John Wiley and Son Inc., New York.
- [6] RANDOLPH, M.F., CLANCY, P. - 1993, "Efficient design of piled raft", Proc. 2nd Inter. Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles, Ghent, Balkema.

IMPALCATI A CASSONE TRICELLULARE PER PONTI FERROVIARI DI LINEE AD ALTA VELOCITA'

Enrico CAMPA
Consorzio "Pegaso"
ROMA

Cesare POCCI
RPV Strutture
ROMA

Emanuele F. RADOGNA
Università di Roma "La Sapienza"

Giovanni VIA
Università di Roma Tre

SOMMARIO

La tratta Roma-Napoli del progetto Alta Velocità è in fase avanzata di costruzione. Dopo la direttissima Roma-Firenze, è la prima esperienza italiana di linea ferroviaria veloce e, quindi, costituisce un interessante banco di prova per tutti gli operatori: committenti, progettisti, costruttori, collaudatori.

Il progetto degli impalcati è stato, fra i tanti, uno dei temi più appassionanti. Sulla base delle proposte contenute nel progetto di massima, i diversi progettisti hanno sviluppato nuove soluzioni: il cassone tricellulare è una di queste e presenta alcune novità che meritano di essere illustrate.

SUMMARY

The Rome-Naples section of the High-Speed Railways project is at the advanced construction stage. Following the non-stop Rome-Florence train, this represents the final Italian high-speed rail line, and is thus a highly interesting testing ground for all operators: contractors, designers, manufacturers, inspectors.

The design of the decks has been one of the most fascinating topics. Based on the proposal contained in the preliminary design, the different designers have developed new solutions: the three-cell box beam is one of these, offering several innovations which deserve closer examinations.

1. PREMESSA

Gran parte dei viadotti della linea ferroviaria ad Alta Velocità Roma-Napoli sono del tipo a campate semplicemente appoggiate su pile e spalle con luci comprese tra 25 e 45 metri.

Nella fase di avvio del programma dell'Alta Velocità furono delineati i criteri da seguire nella progettazione dei ponti ferroviari [1], sia sotto il

profilo della normativa di riferimento, sia a proposito delle strutture tipiche da utilizzare.

In quella occasione venivano indicate per gli impalcati cinque tipologie: più travi a doppio T, più travi a cassoncino, trave unica a V, cassone monolitico, solettone alleggerito.

Di ogni soluzione erano evidenziati i pro e i contro dal punto di vista della costruzione e del funzionamento, anche in relazione alla luce. Da

notare che in tutte le soluzioni si faceva riferimento ad impalcati distinti per ogni binario, allo scopo di facilitare gli interventi di manutenzione straordinaria.

Successivamente nel progetto esecutivo sono state proposte per gli impalcati, non più suddivisi per ciascun binario, due soluzioni, una costituita da due cassoni accostati integralmente prefabbricati, l'altra da quattro cassoncini prefabbricati con soletta realizzata in opera.

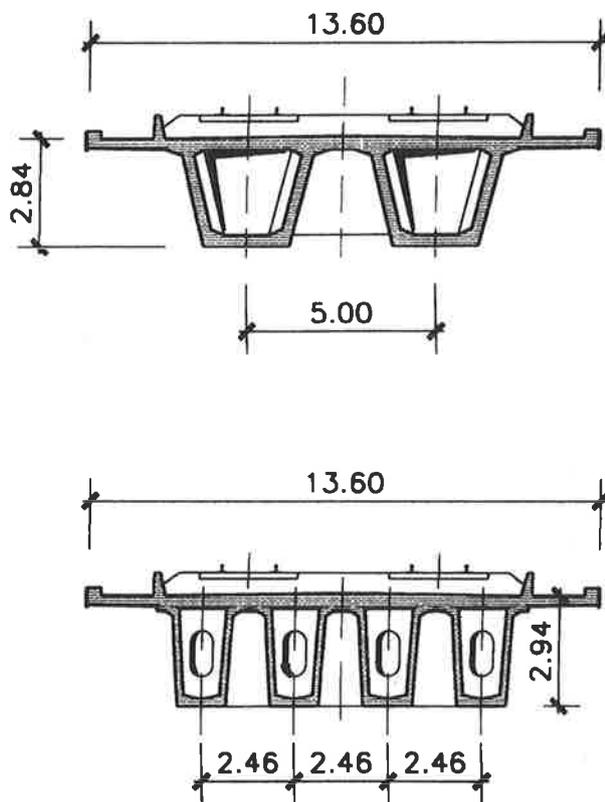


Fig. 1 Sezioni degli impalcati previste nel progetto esecutivo

Entrambe le soluzioni si basano sulla prefabbricazione di elementi in calcestruzzo precompresso, con la differenza, dal punto di vista del peso, che l'impalcato a cassoncini ha elementi di 130 tonnellate trasportabili su strada, mentre il doppio cassone richiede che il singolo prefabbricato, del peso di 380 tonnellate e di dimensioni superiori alla sagoma consentita dalle norme stradali, venga varato facendolo passare lungo la sede ferroviaria già eseguita.

I viadotti con l'impalcato a doppio cassone non possono quindi essere completati fino a quando non sia percorribile la linea ferroviaria nel tratto compreso tra il cantiere di prefabbricazione e la zona del singolo viadotto.

Questa condizione così vincolante, che incide notevolmente sui tempi di costruzione, ha indotto gli scriventi a studiare per la fase di progettazione costruttiva una soluzione alternativa con prefabbricati di peso (124 t) e dimensioni tali da poter essere trasportati su strada e poi assemblati in opera, in modo da ottenere un unico cassone tricellulare, che sotto certi aspetti migliora le qualità delle due tipologie di base.

Infatti il monocassone possiede caratteristiche che meglio rispondono ai requisiti di rigidità e resistenza alla fatica richiesti agli impalcati di ponti ferroviari per linee ad alta velocità; d'altra parte l'impiego quasi esclusivo di impalcati a cassone unico è riscontrabile nelle numerose opere realizzate in quei paesi che già da tempo hanno affrontato questo tema.

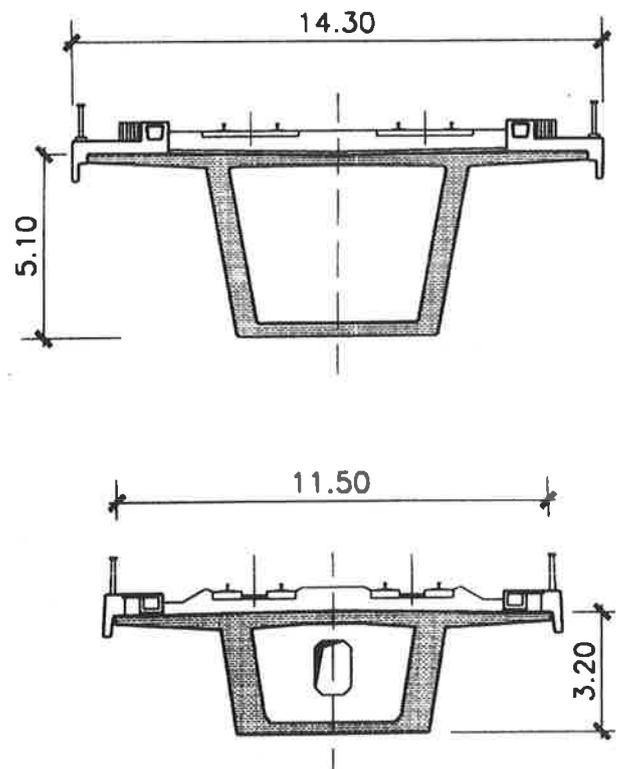


Fig. 2 Impalcati per l'A.V. tedesca e francese

L'impalcato a cassone unico tricellulare progettato per i viadotti compresi tra Roma e Frosinone, la cui costruzione è affidata al Consorzio "Pegaso", è costituito da quattro elementi prefabbricati in cemento armato precompresso, che vengono posti in opera e poi uniti tra loro a livello dalla controsoletta e delle testate con getti di calcestruzzo e precompressione.

Tra le caratteristiche positive sono da segnalare:

- la distribuzione ottimale del materiale tra soletta, nervature e controsoletta: a parità di area della sezione, il numero più limitato di nervature del cassone unico consente di adottare maggiori spessori;
- l'ottima ripartizione trasversale conferita dall'elevata rigidità torsionale ed affidata alle tensioni tangenziali di torsione che, in relazione agli spessori delle nervature, risultano generalmente di entità modesta;
- la conseguente assenza di trasversi in campata che evita pericolose concentrazioni di tensioni nelle zone di intersezione con le nervature, che sono spesso sede di difetti costruttivi e di possibili danneggiamenti;
- l'agevole ispezionabilità delle zone interne della struttura, che risulta completamente percorribile;
- la minore superficie esposta agli agenti atmosferici, con conseguente beneficio per la durabilità.

2. I PONTI PER LA FERROVIA AD ALTA VELOCITÀ

Come si è detto nella premessa, la soluzione strutturale prevista dalle Ferrovie per i ponti e per i viadotti della linea ad Alta Velocità è per lo più costituita da impalcati in c.a.p. appoggiati su pile in c.a.; le campate isostatiche vengono preferite, specie in presenza di lunga rotaia saldata (LRS), in quanto vengono così a ridursi gli effetti dell'interazione binario-struttura dovuti alla temperatura.

Gli impalcati sono generalmente larghi 13.60 m. e sostengono la massicciata (ballast), le traverse (armamento) e il doppio binario.

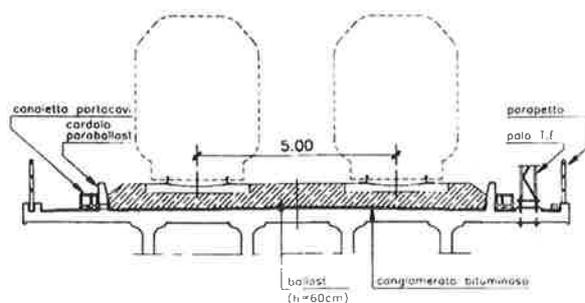


Fig. 3 Sezione ferroviaria

A proposito delle azioni da considerare e dei criteri da seguire nella progettazione dei ponti l'Ente Ferrovie dello Stato, in attesa che entri in vigore la normativa europea (ENV 1991-3 'Eurocodice n.1'), ha ritenuto opportuno definire le specifiche tecniche [2] cui devono attenersi queste opere.

Per i carichi dei convogli si fa ancora riferimento ai treni tipo A e B definiti nella circolare del 1945 [3], in attesa che venga adottato uno schema unico europeo.

Nelle specifiche vengono, invece, introdotte delle novità per le azioni di frenatura e avviamento, per la forza centrifuga, per le variazioni termiche differenziali e vengono inoltre date indicazioni per le azioni dovute alla rottura della catenaria, al deragliamento, alla sovrappressione e depressione dinamica causata dai convogli in movimento, ecc.

Particolare attenzione è posta, sia a livello di criteri generali, che di regole pratiche di progettazione, sulle limitazioni delle deformazioni che possono provocare disagio ai passeggeri ed esaltare le interazioni tra struttura e veicolo e sui provvedimenti da adottare nei riguardi della durabilità e della fatica.

Proprio in relazione a questi due ultimi problemi, nelle specifiche viene segnalata una certa preferenza per la precompressione ad armature pre-tese rispetto a quella realizzata con cavi scorrevoli.

Su tale argomento il dibattito in questi ultimi anni è stato molto acceso, v. per es. [4], [5]; c'è da ritenere però che nel generare preoccupazioni sul sistema a cavi post-tesi abbiano avuto in molti casi un ruolo determinante l'impiego di ancoraggi mal concepiti e la non corretta esecuzione delle iniezioni.

Si deve invece tener conto dei grandi passi avanti fatti in questo campo dal progresso tecnologico, per esempio con l'introduzione delle testate compatte pressofuse, con la messa a punto delle tecniche di iniezione sottovuoto e con l'adozione di opportune modalità esecutive e di accurati dettagli costruttivi [6].

Di contro vanno considerati i molti vantaggi che in certi casi la post-tensione offre e che nell'impalcato a cassone tricellulare sono stati sfruttati appieno: la libertà di disporre i cavi secondo il tracciato ottimale, la possibilità di applicare la precompressione longitudinale in più fasi secondo le diverse caratteristiche delle sezioni, la possibilità di "cucire" tra loro gli elementi prefabbricati tramite la precompressione trasversale.

Più recentemente, ma non ancora adottate per il progetto qui illustrato, sono state emanate dalle Ferrovie dello Stato delle nuove istruzioni [7] allo scopo "di riunire ed armonizzare la normativa tecnica emessa nel corso degli anni per i ponti ferroviari e di recepire i contenuti della norma europea ENV 1991-3".

3. L'IMPALCATO A CASSONE TRICELLULARE

Le caratteristiche dell'impalcato descritto nella presente nota sono riportate in figura 4.

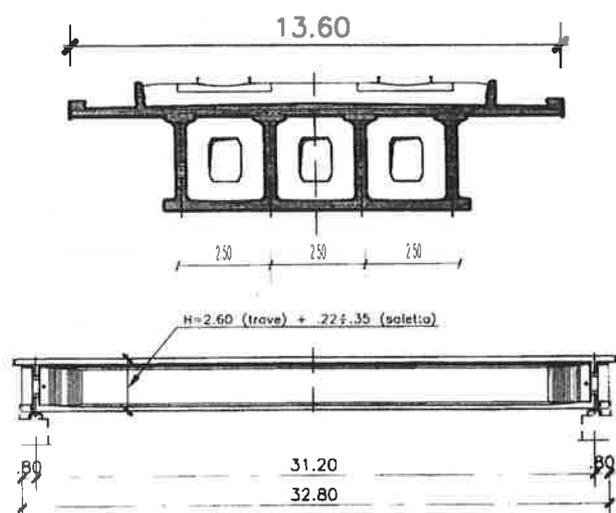


Fig. 4 Impalcato a cassone tricellulare

La soluzione studiata prevede l'impiego di quattro elementi prefabbricati in calcestruzzo precompresso con sezione a doppio T formata da un'ala superiore delle dimensioni minime necessarie per la costruzione in opera della soletta e un'ala inferiore molto ampia che comporta un getto in opera della controsoletta molto ridotto. Data la modesta dimensione dell'ala superiore, la sezione dei due elementi interni si configura come simmetrica a T rovescia, quella dei due elementi esterni come asimmetrica ad L.

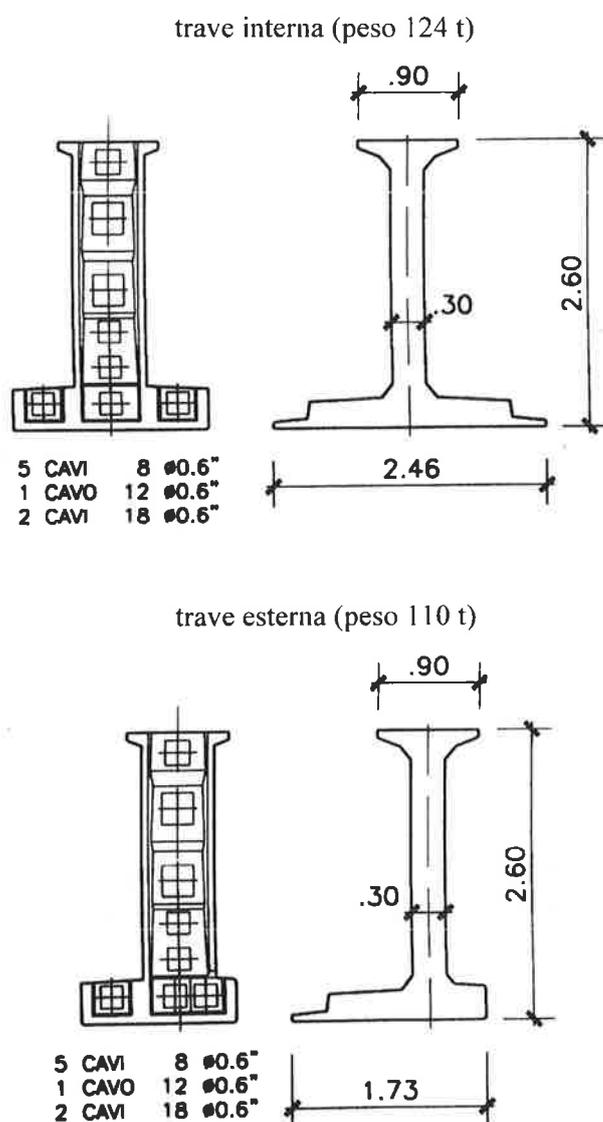


Fig. 5 Gli elementi prefabbricati dell'impalcato

I quattro elementi, debolmente precompressi nel cantiere di prefabbricazione, vengono posti in opera e uniti tra loro a livello della controsoletta; dopodiché si effettua la seconda precompressione, si getta la soletta superiore e si completa l'impalcato.

Alle estremità, in corrispondenza degli appoggi, vengono realizzati due trasversi che, insieme alla controsoletta, sono precompressi trasversalmente.

Come si può intuire, la struttura così concepita, pur nella semplicità dello schema statico adottato, presenta la particolarità di essere un impalcato a cassone unico realizzato mediante l'assemblaggio di elementi prefabbricati e il getto di completamenti in opera; infatti sono previste le seguenti fasi di costruzione, studiate al fine di garantire la qualità necessaria per il comportamento d'insieme dell'impalcato finito:

1) Costruzione, precompressione e stoccaggio delle travi longitudinali nel cantiere di prefabbricazione.

2) Trasporto in opera con carrelloni modulari e varo mediante autogru.

3) Getto di completamento e precompressione dei trasversi di testata.

4) Getto di completamento e precompressione della soletta inferiore.

5) Precompressione longitudinale del cassone tricellulare aperto, formato dalle quattro travi solidarizzate.

6) Getto della soletta superiore su predalle disposte tra le travi e su ponteggi laterali per gli sbalzi.

7) Completamento dell'impalcato con ballast, armamento e finiture.

Per una maggiore sicurezza nei riguardi della durabilità, le iniezioni dei cavi, eseguite con malta espansiva antiritiro subito dopo ognuna delle quattro fasi di precompressione, sono realizzate con la tecnica del controllo sotto vuoto e, ad operazioni terminate, gli ancoraggi vengono protetti con un carter di lamierino impermeabilizzato; sono stati inoltre adottati particolari accorgimenti per evitare che le acque piovane e di condensa possano raggiungere le zone delle testate.

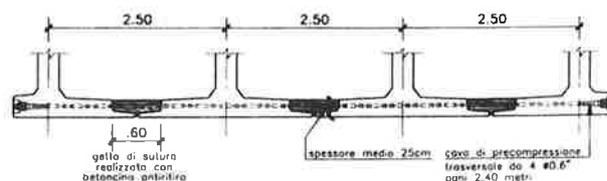


Fig. 6 Precompressione trasversale

Data l'importanza dell'unione degli elementi prefabbricati, particolare cura è stata posta nel progetto e nella esecuzione del collegamento in controsoletta tra le travi, adottando una opportuna disposizione delle armature ed eseguendo il getto di sutura con calcestruzzo preparato con cemento espansivo reoplastico.

4. IL CANTIERE DI PREFABBRICAZIONE E LA REALIZZAZIONE IN OPERA

La scelta di realizzare gli impalcati dei viadotti della tratta A.V. Roma-Napoli con la metodologia del monocassone tricellulare, oltre che per le ragioni statiche precedentemente illustrate, discende dai seguenti aspetti operativi:

- con tale tecnica si devono realizzare 15 viadotti per complessive 139 campate, ubicati in un tratto di linea ferroviaria che si estende per circa 30 km.
- la realizzazione di tale tratto di linea è fortemente condizionata da vincoli di carattere archeologico, ambientale ed esecutivo che rendono necessario il ricorso a soluzioni costruttive che consentano la realizzazione dell'impalcato indipendentemente dalla disponibilità del corpo stradale ferroviario; tra i vincoli a carattere esecutivo si segnala che interposte a tali viadotti si presentano alcune opere particolari e comunque di complessa realizzazione, quali cinque gallerie e due gallerie artificiali di incrocio.

Il ricorso alla soluzione illustrata consente la realizzazione degli impalcati mediante l'assemblaggio di prefabbricati trasportati su strada e varati dal basso, ottenendo così lo scopo prefissato anche in termini temporali.

Occorre però specificare che, trattandosi della prima applicazione di tale tipologia strutturale in

campo ferroviario, il processo progettuale ha comportato tempi molto lunghi per essere portato a termine, anche perché l'ottimizzazione delle risorse, imposta dal sistema qualità, ha richiesto, in fase di progettazione, l'esame e la soluzione di tutte le problematiche caratteristiche delle fasi costruttive e di cantiere, con il totale coinvolgimento di tutti i soggetti interessati alla realizzazione (progettisti, prefabbricatori, trasportatori, operatori di cantiere, ecc.).

Dal punto di vista organizzativo si è deciso di operare su due cantieri di prefabbricazione in contemporanea, in modo da minimizzare i tempi di produzione delle travi.

Il primo cantiere, ubicato in prossimità dello svincolo di Colleferro dell'Al (Roma-Napoli), realizzerà le travi di un certo numero di viadotti in prossimità degli stessi.

Il secondo cantiere, ubicato nell'ambito di uno stabilimento di prefabbricazione, produrrà la rimanente parte delle travi.

Ogni cantiere è organizzato con due linee parallele di produzione. La prima linea realizzerà le travi interne, la seconda quelle esterne, aventi caratteristiche geometriche diverse.

Ogni linea di produzione prevede quattro diverse postazioni di lavorazione in linea in cui si succedono le seguenti operazioni:

- 1: montaggio armature di precompressione;
- 2: montaggio armature ordinarie;
- 3: getto del calcestruzzo;
- 4: maturazione e tesatura dei cavi di prima fase.

Dopo la tesatura le travi vengono sollevate e portate nell'area di stoccaggio adiacente alle postazioni di lavoro, dove le varie fasi di lavorazione si alternano, succedendosi a ritmo continuo (vedi Fig. 8).

In tal modo su ogni postazione si esegue la completa lavorazione di ogni singola trave e si prevede di completare a regime due travi al giorno.

Eseguito il varo si passerà al completamento in opera degli impalcati, prevedendo di completare a regime circa due campate a settimana. Un quadro complessivo dei tempi di costruzione è riportato nel programma allegato (Tabella 3).

Le attrezzature e macchine previste per la realizzazione degli impalcati sono:

- autogru per carpenteria esterna e posa predalle;
- gruppo elettrogeno;
- centralina idraulica;
- carrelloni per trasporto travi;
- n°2 gru da 100 t;
- n°2 gru da 160 t e 300 t per varo;
- gru di servizio.

Si è eseguita un'apposita campagna di studi e prove con diverse miscele di calcestruzzo, finalizzata a definirne la composizione ottimale da impiegare per la realizzazione degli impalcati. Tali miscele hanno le caratteristiche riassunte nelle Tabelle 1 e 2.

5. GLI ASPETTI PIU' SIGNIFICATIVI DELL' ANALISI STRUTTURALE

La successione delle fasi previste e il notevole numero di combinazioni di carico da dover considerare hanno comportato una certa complessità nelle analisi, che è stata sviluppata considerando il comportamento longitudinale e trasversale.

L'analisi dell'impalcato a cassone è stata condotta schematizzando la struttura con elementi finiti bidimensionali al fine di coglierne il comportamento complessivo; infatti con il modello adottato è stato possibile valutare sia gli effetti di flessione longitudinale, sia gli effetti di torsione, che gli effetti dovuti alla deformazione trasversale della sezione.

Per quanto concerne il dimensionamento delle armature trasversali della sezione è stata adottata una tensione limitata al fine di aumentare la sicurezza nei confronti della fessurazione; per lo stesso motivo nelle verifiche della soletta inferiore non è stata considerata la presenza della precompressione trasversale.

Particolare impegno è stato dedicato allo studio delle parti terminali ("testate"), dove il trasferimento degli sforzi di precompressione e delle reazioni vincolari avviene in zone di estensione limitata e dove per lo studio tensionale non si può utilizzare la teoria della trave, ma è necessario fare riferimento più in generale alla teoria della elasticità.

Procedimenti di verifica semplificati sono stati proposti dal Leonhardt [8], sulla base di risultati di analisi numeriche e prove sperimentali svolte principalmente su lastre di piccolo spessore e di sezione rettangolare.

La situazione reale delle testate delle travi degli impalcati si discosta però fortemente dalle condizioni considerate dal Leonhardt: la forma geometrica è ben lontana da quella di una lastra, la sezione cambia forma tra la prima e la seconda fase di getto, la precompressione viene applicata in due tempi.

In base a queste considerazioni si è ritenuto che i criteri proposti dal Leonhardt mal si adattassero al caso trattato e che fosse opportuno analizzare la testata con un modello più completo agli elementi finiti, che permettesse di considerare più accuratamente la situazione reale.

Il procedimento seguito per la verifica e per il progetto delle armature delle testate si è basato quindi sulla determinazione delle tensioni secondo un reticolo molto fitto di elementi tridimensionali a 8 nodi.

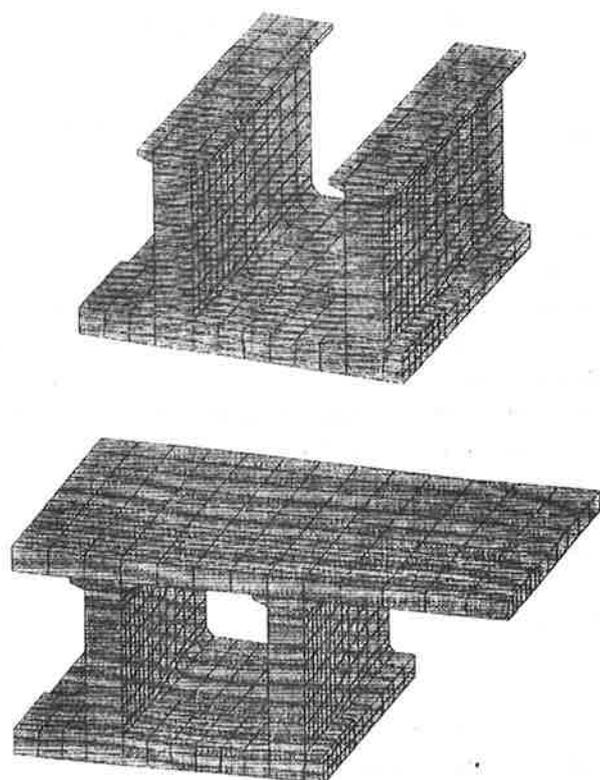


Fig. 7 Modelli numerici agli elementi finiti per lo studio delle testate

6. SVILUPPI FUTURI

L'impalcato a cassone tricellulare presentato in questa nota si basa su una precedente idea, che è stata poi lievemente modificata: in origine si era infatti previsto di realizzare la precompressione longitudinale in parte con trefoli aderenti negli elementi prefabbricati, completandola in opera con cavi "esterni" disposti all'interno del cassone. Questo procedimento avrebbe permesso di ottimizzare le caratteristiche dei due sistemi, consentendo da un lato la riduzione dei tempi in stabilimento e dall'altro il controllo in esercizio e l'eventuale sostituzione dei cavi principali.

D'altro canto tale soluzione non risultava, nella fase di avvio del progetto, ancora confortata da un numero sufficiente di informazioni sul comportamento in servizio di opere ferroviarie con caratteristiche e tipologie analoghe: ci si augura che in futuro si presenti l'occasione per realizzare l'impalcato tricellulare nella sua concezione originaria, fornendo così un ulteriore contributo allo sviluppo dell'ingegneria italiana.

CONCLUSIONI

Si è presentata la fase di progettazione di un processo organico che comprende la costruzione, il collaudo, il controllo in condizioni di esercizio (manutenzione intelligente).

Il comportamento in esercizio fornirà come di regola utili informazioni atte a migliorare le qualità del progetto di opere similari.

RINGRAZIAMENTI

Il contributo dell'ing. Enrico Casalotti è stato fondamentale per lo sviluppo del progetto: l'accurato controllo numerico dei modelli, l'approfondimento delle analisi e i suggerimenti progettuali hanno concorso in maniera determinante alla definizione della soluzione strutturale.

Costante e molto accurata è stata la supervisione degli ingegneri Giuseppe Traini e Luigi Evangelista dell'ITALFERR, che hanno

seguito le fasi del progetto in tutta la sua evoluzione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] PETRANGELI M.P., VILLATICO C., 1991, Criteri di progettazione per i ponti ferroviari delle nuove linee A.V., Atti delle Giornate AICAP '91, Spoleto.
- [2] ITALFERR SIS. T.A.V., 1992, Sistema Alta Velocità, Manuale di progettazione esecutiva.
- [3] FERROVIE DELLO STATO, 1945, Nuovi sovraccarichi per il calcolo dei ponti metallici, Circ. n.54 del Servizio Lavori e Costruzioni.
- [4] CALZONA R., GORETTI A., CALZONA V., 1993, Pre e post tensione nella precompressione. Pro e contro, Atti delle Giornate AICAP '93, Pisa.
- [5] AICAP, 1996, Giornata di studio sulla "Precompressione e cavi scorrevoli", Roma
- [6] CONCRETE SOCIETY, 1996, Durable bonded post-tensioned concrete bridges, Technical Report No 47.
- [7] FERROVIE DELLO STATO, 1997, Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione l'esecuzione e il collaudo, Istruzioni ASA Servizi di Ingegneria
- [8] LEONHARDT F., MOENNIG E., 1978, C.a. e c.a.p. - Calcolo di progetto e tecniche costruttive, vol.II, Edizioni Tecniche ET.

Tabella 1 - Mix design per getti di elementi prefabbricati

- numero di mix	MX 237
- resistenza caratteristica a 28gg.	Rck 45
- marca, tipo e classe di cemento	UNICEM - Guidonia I 52,5 R (pt)
- rapporto A/C	A/C 0,39
- slump	23 cm
- consistenza	S5
- presenza o meno di additivo (S=standard; A=additivato)	A
- diametro massimo dell'inerte	16 mm
- classe di esposizione	2A
- tipo, proven. % e quantità di sabbia 0-5	S03 50% - 870 kg/mc
- tipo, proven. % e quantità di sabbia 5-8	M03 10% - 174 kg/mc
- tipo, proven. % e quantità di sabbia 8-15	G03 40% - 696 kg/mc
- quantità di cemento	450 kg/mc
- quantità di acqua prevista	176 l/mc
- marca, tipo e quantità di additivo	MAPEI X404 4,95 l/mc

Tabella 2 - Mix design per getti in opera

- numero di mix	MX 087
- resistenza caratteristica a 28gg.	Rck 35
- marca, tipo e classe di cemento	UNICEM - Guidonia I 52,5 R (pt)
- rapporto A/C	A/C 0,43
- slump	24 cm
- consistenza	S5
- presenza o meno di additivo (S=standard; A=additivato)	A
- diametro massimo dell'inerte	16 mm
- classe di esposizione	2A
- tipo, proven. % e quantità di sabbia 0-5	S03 50% - 898 kg/mc
- tipo, proven. % e quantità di sabbia 5-8	M03 10% - 180 kg/mc
- tipo, proven. % e quantità di sabbia 8-15	G03 40% - 718 kg/mc
- quantità di cemento	400 kg/mc
- quantità di acqua prevista	172 l/mc
- marca, tipo e quantità di additivo	MAPEI X404 4,80 l/mc

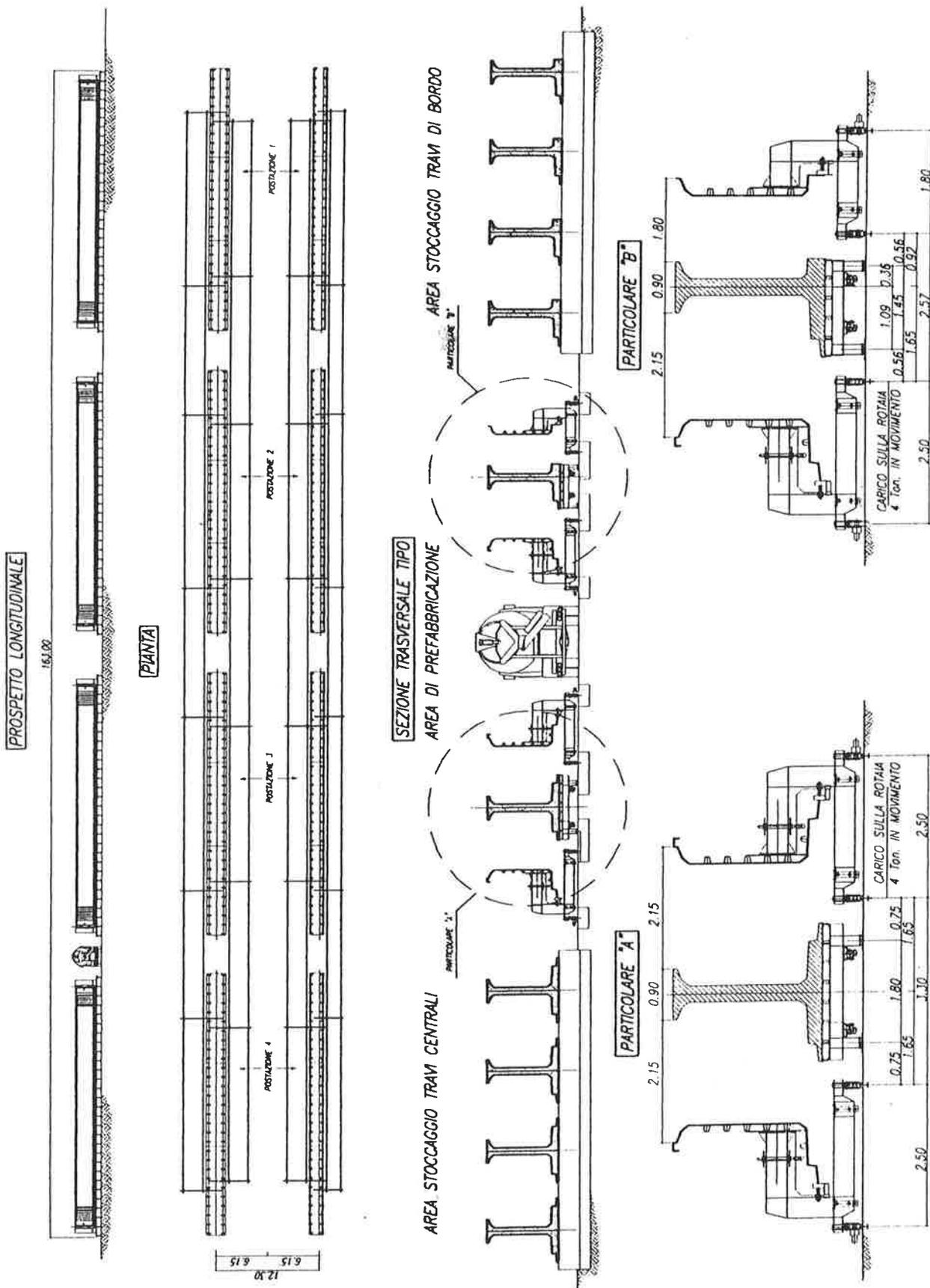


Fig. 8 Schema cantiere di prefabbricazione

MESI	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16		17		18		19																																																
	20	30	40	20	30	40	90	130	40	40	170	40	210	40	250	40	290	40	330	370	40	410	450	40	480	40	46	40	14	544																																																							
PRODUZIONE																																																																																					
TRAVI																																																																																					
VARO																																																																																					
DURATA COMPLESSIVA : 14 MESI																																																																																					
DURATA COMPLESSIVA : 16 MESI																																																																																					
DURATA COMPLESSIVA : 16 MESI																																																																																					
COMPL. IMPALCATI																																																																																					
TOTALE																																																																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROTE</th> <th>Camp</th> <th>Travi</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>V. FICO</td> <td>8</td> <td>32</td> </tr> <tr> <td>V. ARIANA</td> <td>7</td> <td>28</td> </tr> <tr> <td>V. C. PASTENA</td> <td>14</td> <td>56</td> </tr> <tr> <td>V. COLLEFFERRO A</td> <td>3</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td>V. COLLEFFERRO B</td> <td>10</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>V. COLLEFFERRO C</td> <td>7</td> <td>28</td> </tr> <tr> <td>V. LA MASONA</td> <td>16</td> <td>64</td> </tr> <tr> <td>V. LA MOLA</td> <td>14</td> <td>56</td> </tr> <tr> <td>V. C. NOCE A</td> <td>3</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td>V. C. NOCE C</td> <td>2</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>V. SACCO I</td> <td>19</td> <td>76</td> </tr> <tr> <td>V. SACCO II</td> <td>6</td> <td>24</td> </tr> <tr> <td>V. S. MARIA</td> <td>7</td> <td>28</td> </tr> <tr> <td>V. SACCO III</td> <td>11</td> <td>44</td> </tr> <tr> <td>V. SACCO IV</td> <td>9</td> <td>36</td> </tr> <tr> <td>TOTALE</td> <td>136</td> <td>544</td> </tr> </tbody> </table>																																			PROTE	Camp	Travi	V. FICO	8	32	V. ARIANA	7	28	V. C. PASTENA	14	56	V. COLLEFFERRO A	3	12	V. COLLEFFERRO B	10	40	V. COLLEFFERRO C	7	28	V. LA MASONA	16	64	V. LA MOLA	14	56	V. C. NOCE A	3	12	V. C. NOCE C	2	8	V. SACCO I	19	76	V. SACCO II	6	24	V. S. MARIA	7	28	V. SACCO III	11	44	V. SACCO IV	9	36	TOTALE	136	544
PROTE	Camp	Travi																																																																																			
V. FICO	8	32																																																																																			
V. ARIANA	7	28																																																																																			
V. C. PASTENA	14	56																																																																																			
V. COLLEFFERRO A	3	12																																																																																			
V. COLLEFFERRO B	10	40																																																																																			
V. COLLEFFERRO C	7	28																																																																																			
V. LA MASONA	16	64																																																																																			
V. LA MOLA	14	56																																																																																			
V. C. NOCE A	3	12																																																																																			
V. C. NOCE C	2	8																																																																																			
V. SACCO I	19	76																																																																																			
V. SACCO II	6	24																																																																																			
V. S. MARIA	7	28																																																																																			
V. SACCO III	11	44																																																																																			
V. SACCO IV	9	36																																																																																			
TOTALE	136	544																																																																																			

Tabella 3 Programma temporale costruzione impalcati

**NUOVO TERMOUTILIZZATORE PER RIFIUTI SOLIDI URBANI
AZIENDA SERVIZI MUNICIPALIZZATI DI BRESCIA**

LAMBERTO CREMONESI

Ingegneri Civili - Progettisti
Studio Tecne s.r.l. - Consulenze e Progettazioni di Ingegneria
BRESCIA

FRANCESCO BERLUCCHI

DANILO CAMPAGNA

Ingegnere Civile - Collaudatore
Studio tecnico M.S.C. e Associati s.r.l.
MILANO

ANTONIO MIGLIACCI

Professore Ordinario - Consulente
Politecnico di Milano
MILANO

SOMMARIO

Il progetto delle strutture del nuovo Termoutilizzatore per R.S.U., in fase di realizzazione a Brescia, è stato caratterizzato da particolari esigenze nei riguardi degli aspetti funzionali e dei tempi di costruzione dell'opera.

In particolare l'imponente edificio per lo stoccaggio dei rifiuti ha richiesto per i calcestruzzi elevate caratteristiche di durabilità, di resistenza agli agenti chimici aggressivi e di impermeabilità.

La memoria tratta anche le notevoli problematiche strutturali correlate alla complessità dell'edificio, alle azioni di progetto considerate, alla situazione geologica dell'area ed alle richieste impiantistiche.

SUMMARY

The structural design project of the new Heat Converter Power Station using solid urban waste, which is presently under construction in the city of Brescia, had encountered specific demands with respect to its functional characteristics and also with respect to the construction schedule. Particularly, the impressive building designed for storing the waste material, demanded high strength and durability for the concrete against the action of aggressive chemical agents and also required watertightness qualities. The article also discusses of the structural design choices made with respect to the complexity of the building from the point of view, of the loading criteria, of the geological conditions of the ground in the construction zone and of the services constraints.

1. PREMESSA

Il problema della salvaguardia dell'ambiente, in particolare quello del corretto smaltimento dei rifiuti, ha acquistato in Italia, per molteplici ragioni, sempre maggiore rilevanza nell'ultimo decennio.

Da un lato si è verificato un fortissimo incremento quantitativo dei rifiuti prodotti, dovuto all'aumento del reddito pro-capite, alla conseguente minore necessità di risparmiare, alla progressiva crescita dei prodotti "usa e getta"; dall'altro assistiamo ad un evoluzione qualitativa dei rifiuti, dovuta al passaggio da una

società di tipo prevalentemente agricolo ad una di tipo industriale, con produzione di nuove sostanze, il cui smaltimento o recupero diventa sempre più difficoltoso, in relazione sia alla loro possibile pericolosità per l'ambiente che alla loro eterogeneità di composizione.

In Italia, solo a livello domestico, ogni cittadino produce ogni giorno circa 800 grammi di rifiuti solidi urbani, che complessivamente equivalgono a circa 17 milioni di tonnellate all'anno. A questa quantità bisogna aggiungere tutti gli altri tipi di rifiuti provenienti da attività commerciali e industriali la cui produzione si stima oscilli fra i 35 e 50 milioni di tonnellate all'anno.

Pertanto, se si considerano solo i rifiuti solidi urbani e quelli commerciali e industriali assimilabili agli urbani, si ha una produzione di oltre 1000 kg all'anno per ogni cittadino.

Questa enorme quantità di rifiuti non sempre viene smaltita correttamente; solo una parte viene conferita in impianti o discariche idonei, il resto viene abbandonato abusivamente in luoghi inadeguati.

Nella provincia di Brescia i rifiuti solidi urbani (R.S.U.) e assimilabili (R.S.A.), hanno superato nel 1995 le 800.000 tonnellate, e negli ultimi vent'anni la quantità di rifiuti affluiti nelle discariche della A.S.M. di Brescia è aumentata da 60.000 tonnellate nel 1973 a 387.000 nel 1995.

Sono state proprio l'entità di queste cifre e la competenza acquisita nella gestione dei problemi connessi ai rifiuti, a spingere la A.S.M. di Brescia ad elaborare il progetto per una soluzione globale del "problema rifiuti".

Ridurre la produzione dei rifiuti, separarli, riciclarli, recuperarne il contenuto energetico ed alla fine smaltirne correttamente i residui: sono queste le parole cardine del sistema sviluppato per dare attuazione agli indirizzi della comunità europea, peraltro espressi anche nella legislazione italiana ed in quella della regione Lombardia.

La presenza di un Azienda Municipalizzata tra le prime ad avviare la raccolta differenziata, ma soprattutto in possesso di una rilevante esperienza in impianti di produzione energetica, oltre alla preesistenza di una estesa rete di teleriscaldamento, che offrivà la possibilità di un impiego ottimale dell'energia termica recuperata, garantiva, nell'area Bresciana, condizioni particolarmente favorevoli alla realizzazione di un Termoutilizzatore per la combustione dei rifiuti non utilmente recuperabili.

2. DESCRIZIONE DEL PROCESSO TECNOLOGICO DI TRATTAMENTO DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI ED ASSIMILABILI

L'impianto di Termoutilizzazione, completamente funzionante entro fine '97, sorge su un'area di circa 150.000 mq con una volumetria complessiva di circa 500.000 mc ed è destinato a divenire una preziosa fonte di energia per la città di Brescia. Infatti, grazie alla presenza della rete di teleriscaldamento, sarà possibile non solo produrre energia elettrica, ma anche recuperare energia termica in quantità rilevanti, convogliando il calore, generato dal raffreddamento delle turbine, nella rete del teleriscaldamento fino alle abitazioni dei singoli utenti.

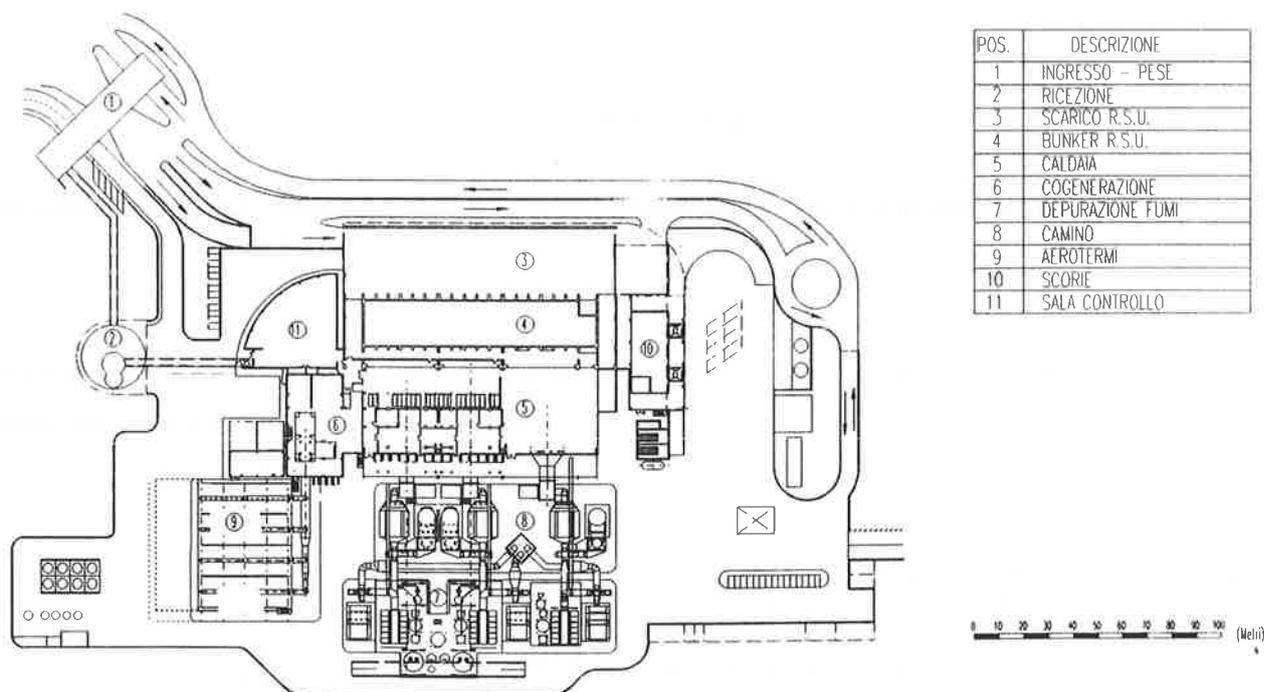


Fig.1 Planimetria dell'impianto

Qualche cifra può evidenziare l'importanza di questo processo.

Immaginando l'impianto funzionante al pieno della sua potenzialità, sarà possibile ricavare 200 milioni di kw/h l'anno di elettricità e 350 milioni di kw/h l'anno di calore, con un risparmio annuale di 80.000 tonnellate equivalenti di petrolio.

Qualora venisse realizzata la terza linea di combustione, per ora solo prevista a livello di progetto e di opere civili, il recupero energetico sarebbe pari a 120.000 tonnellate equivalenti di petrolio.

L'impianto tecnologico, fornito da parte del R.T.I. avente Ansaldo Industria quale capogruppo, per conto del quale lo studio Tecne ha svolto le attività di progettazione, coordinamento e direzione lavori delle opere civili, che risulta allineato con i più avanzati standard europei, è composto da due linee di combustione rifiuti, ciascuna con una potenzialità massima pari a 88 Mgw termici corrispondente ad una portata di rifiuti di circa 23 tonn l'ora per ogni linea.

I rifiuti di cui si prevede la combustione variano da rifiuti solidi urbani a valle dei processi di raccolta differenziata, rifiuti speciali, fanghi da depuratore di acque reflue e civili o similari.

Il processo tecnologico si articola nelle seguenti fasi:

- Raccolta rifiuti;
 - Combustione;
 - Gestione prodotti di combustione;
- ed avviene in sequenza in diversi edifici che sono illustrati nella planimetria generale di Fig. 1.

2.1 Raccolta rifiuti

All'ingresso dell'impianto i rifiuti vengono pesati, controllati in funzione della tipologia, ed avviati al punto di scarico. Sono previste tre linee di pesatura dei veicoli in ingresso e due linee di pesatura per i veicoli in uscita.

Il piazzale di scarico dei rifiuti solidi urbani, adiacente al bunker di stoccaggio, è un locale di dimensioni in pianta m 100x28 completamente coperto e mantenuto in depressione così da prevenire l'immissione all'esterno di odori e di polvere.

In questo piazzale, in cui potranno muoversi simultaneamente almeno dodici veicoli, sono state previste diciotto bocche per permettere lo scarico dei rifiuti all'interno del bunker.

L'apertura e la chiusura delle porte di scarico è comandata da un sistema di controllo completamente computerizzato. Da qui i rifiuti vengono scaricati nel locale bunker di raccolta, una grande vasca in

calcestruzzo armato, che consente uno stoccaggio di 30.000 mc di rifiuti.

Anche questo locale è sempre mantenuto in depressione attraverso l'aspirazione continua di aria che viene utilizzata per la combustione.

Per mezzo di tre carri-ponte i rifiuti vengono quindi caricati nelle tramogge e da qui, attraverso spintori idraulici, avviati sulla griglia di combustione.

Ogni carro-ponte, che è dotato di benna della capacità di 8 mc, lavora in modo continuo e completamente automatizzato in modo da alimentare, su base oraria, per 40 minuti le linee di combustione, mentre nei rimanenti 20 minuti esso è utilizzato continuamente per mescolare, spostare ed ammucciare il rifiuto nel locale di stoccaggio.

L'utilizzo del carro-ponte è previsto continuativamente ventiquattr'ore al giorno per sette giorni alla settimana.

2.2 Combustione

I rifiuti che giungono sulla griglia di combustione, vi permangono per circa 40 minuti ed in questo periodo con una temperatura media di 950° si ottiene una completa combustione degli stessi. Tutto il processo è possibile senza l'impiego di bruciatori ausiliari, semplicemente utilizzando la capacità calorifera del materiale e pre-riscaldando a 200° l'aria comburente che viene insufflata continuamente al di sotto della griglia di combustione.

Tutti i parametri di combustione: temperatura, tempo e contenuto di ossigeno dei gas, sono rilevati in continuo da sensori e da telecamere a raggi infrarossi, al fine di garantire una completa combustione del rifiuto in ogni zona della griglia.

2.3 Gestione prodotti di combustione

Il vapore, generato dal surriscaldamento dell'acqua mediante cessione di calore dai fumi di combustione, raggiunge la temperatura di 400° e 60 bar di pressione; viene poi immesso nella turbina che, collegata rigidamente all'alternatore, è in grado di produrre una potenza netta di 50 Mwe. Nel normale funzionamento dell'impianto, il vapore esausto di turbina, dopo aver lavorato e prodotto energia elettrica, esce dallo stadio di bassa pressione della turbina ad una temperatura di 170° e va agli scambiatori acqua-vapore che alimentano l'acqua del teleriscaldamento. La temperatura di ingresso dell'acqua del teleriscaldamento è variabile da un minimo di 30° ad un massimo di 90°, la temperatura di uscita dell'acqua del teleriscaldamento è regolabile automaticamente tra i

60° ed i 120°. In caso di carenza di richiesta termica o di indisponibilità della rete di teleriscaldamento il vapore esausto proveniente dalla turbina viene condensato in condensatori ad aria.

I fumi di combustione, prima di giungere al camino, subiscono un trattamento di depurazione e filtrazione sia venendo additivati con reagenti chimici, che passando attraverso catalizzatori e filtri a maniche così da eliminare ed abbattere il contenuto in polveri, in ossidi di azoto NO_x , SO_2 , ecc. Una particolare attenzione è posta ai limiti di emissione dell'impianto, per cui sono stati adottati valori di progetto ampiamente al di sotto delle normative italiane ed europee vigenti.

Le scorie di combustione, rese inerti e pari a circa il 10% in volume dei rifiuti trattati, sono trasferite in discariche autorizzate, mentre le polveri raccolte dai filtri vengono convogliate in appositi sili di stoccaggio, inertizzate e quindi avviate alla collocazione finale.

Tra i diversi edifici, nei quali avviene il suddetto processo tecnologico, qui di seguito vengono trattate le particolari problematiche incontrate nella progettazione dell'edificio bunker.

3. EDIFICIO BUNKER

L'edificio bunker dal punto di vista delle opere civili, è certamente l'edificio più imponente del complesso, sia per le sue dimensioni che per le sue particolarità strutturali.

L'edificio ha pianta rettangolare con dimensioni globali 100x30 m e altezza complessiva 43.5 m, diviso in 3 blocchi costruttivi da giunti strutturali.

La parte interrata, con piano fondazionale posto a m -9.5 rispetto al piano campagna, è caratterizzata da una vasca, che deve risultare perfettamente impermeabile per un battente di falda di progetto di 6 m.

La parte fuori terra, che si eleva fino a quota +34.00 m dal piano campagna, è stata progettata per le sollecitazioni derivanti dallo stoccaggio di rifiuti fino a quota +22.0 m, per un'altezza complessiva degli stessi di 30.5 m. Questa vasca è il vero polmone dell'impianto di R.S.U.: essa deve garantire con una capacità di stoccaggio di 30.000 mc continuità di combustibile per le tre linee di incenerimento.

Come è illustrato in Fig.2, all'edificio bunker si collegano e si sostengono, da un lato, le imponenti tramogge di scarico dei rifiuti in caldaia e la copertura dell'edificio caldaia, in travi reticolari in acciaio con 45 m di luce; dall'altro lato, l'impalcato da ponte di 28 m di luce e di 100 m di lunghezza, che viene utilizzato quale piazzale di manovra dagli automezzi per accedere alle 18 bocche di scarico del R.S.U.

L'elevato impegno delle opere strutturali è completato dalla presenza di tre carri-ponte di processo automatizzati e dall'esigenza di resistere ad un sisma per zone di 3° categoria ($S=6$).

La ristrettezza dei tempi di consegna contrattuali, meno di 24 mesi lavorativi per il completamento di 300 miliardi di opere, di cui 60 miliardi di opere civili, ha

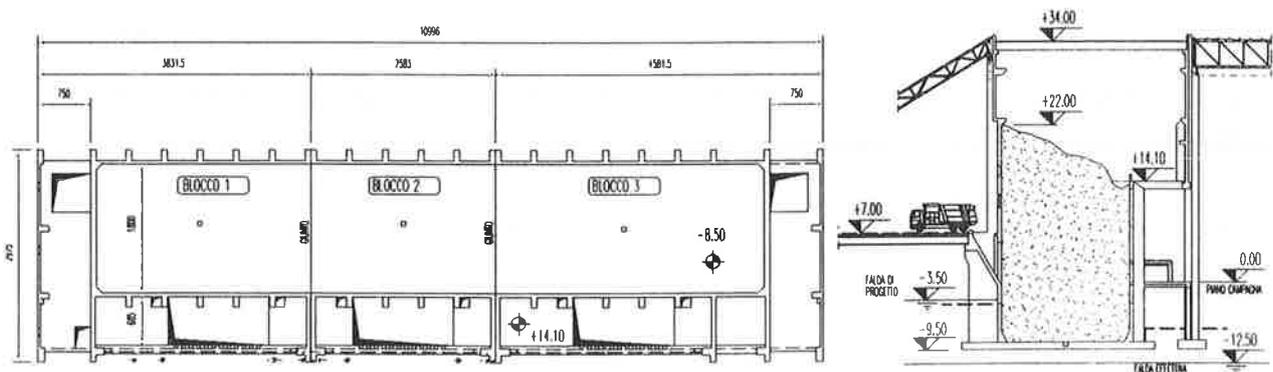


Fig.2 Pianta e sezione edificio Bunker

comportato un notevole condizionamento all'organizzazione del cantiere, al programma dei lavori ed anche alla progettazione civile che si è sviluppata avendo sempre presenti le forti esigenze di standardizzazione e ripetitività dei componenti.

Pur dovendo realizzare una struttura principalmente costruita in opera si è posta particolare attenzione ai particolari costruttivi così da poter realizzare una elevata quota di prefabbricazione delle gabbie di armatura ed una elevata operatività delle casseforme.

3.1 Problematiche fondazionali

L'area destinata alla realizzazione dell'impianto è situata nella zona sud della città di Brescia, in fregio alla tangenziale.

Proprio al fine di garantire una facile accessibilità al nuovo impianto, e una parallela riqualificazione dell'ambiente, è stata scelta un'area particolarmente degradata in quanto prima utilizzata come cava d'inerti, poi parzialmente ricolmata con detriti provenienti da scavi e da demolizioni.

L'accurata campagna di indagini geognostiche ha messo in luce come l'edificio principale, il bunker, si doveva fondare per circa 2/3 su terreno naturale e circa 1/3 su materiale di riporto (vedi Fig. 3).

In particolare, nell'estremità est del bunker il terreno naturale, costituito da ghiaia, ghiaietto e ciottoli in abbondante matrice sabbiosa, con elevato grado di addensamento (SPT 40-50colpi/30cm), si poteva trovare solo a -12.5 m dal piano campagna e quindi a 3 m al di sotto del previsto piano di imposta delle fondazioni.

E' evidente che la scelta progettuale doveva garantire cedimenti differenziali minimi tra i tre blocchi costruttivi dell'edificio; ciò al fine di evitare, da un lato, la disorganizzazione dei giunti strutturali con perdita della loro impermeabilità e, dall'altro, il non corretto funzionamento degli impianti tecnologici (planarità delle vie di corsa, garantiti collegamenti tramoggia - griglia - caldaia, ecc.).

Per i due corpi di fabbrica fondati su terreno naturale, si sono previsti cedimenti assoluti massimi di $\cong 4$ mm e, di conseguenza, analoghi valori dovevano essere garantiti per il terzo corpo di fabbrica interessante la zona con materiale di riporto.

Dopo aver valutato le diverse possibilità di consolidamento del terreno, attraverso jet-grouting o l'infissione di pali in ghiaia, e la soluzione fondazionale di tipo profondo con pali battuti, sia per motivi di tempistica e di costi, sia per garantire cedimenti quanto più possibile omogenei con quelli dei corpi di fabbrica fondati su terreno naturale, si è scelta la soluzione di bonifica del terreno, consistente nell'asportazione del materiale di riporto, reinterrando con terreno idoneo (classe A1/A1_a) costipato a strati di 50 cm fino ad ottenere una densità pari al 95% della prova Proctor modificata.

Il grado di costipamento è stato poi verificato con prove di carico su piastra eseguite su ogni strato e comparate con la risposta del terreno naturale nelle zone prive di bonifica.

Nella tabella seguente sono riportati i cedimenti del terreno naturale e del terreno bonificato.

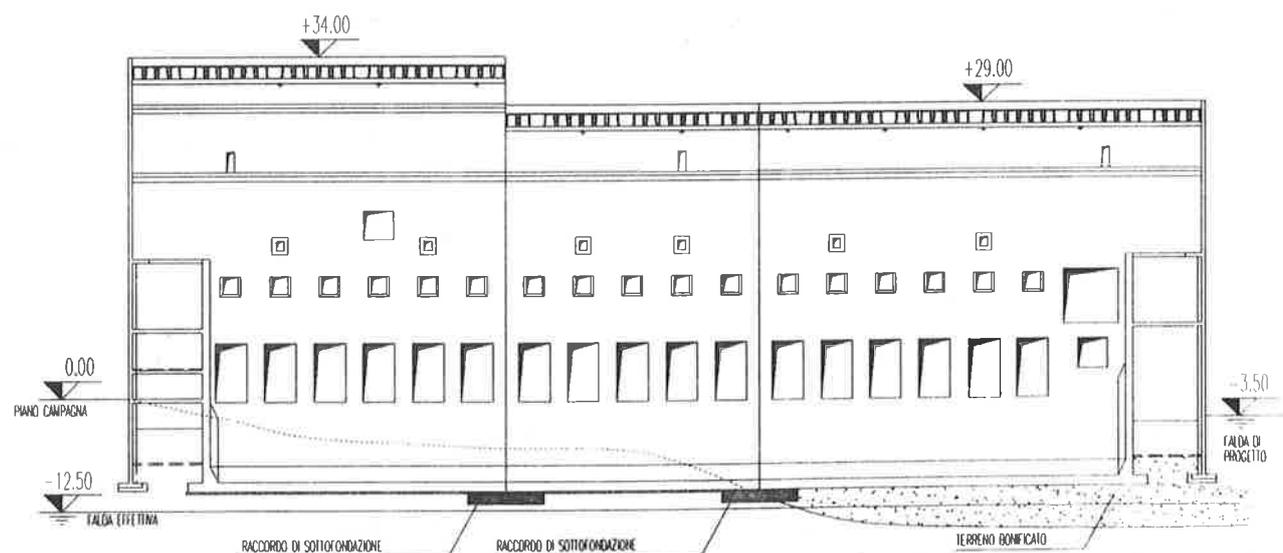


Fig. 3 Sezione longitudinale del Bunker

Prova di carico su piastra (ASTM D1194)

Gradino di carico kg/cm ²	Terreno naturale cedimento mm	Terreno bonificato cedimento mm
0.5	0.48	0.87
1.5	2.00	2.38
2.5	3.18	3.45
3.5	4.26	4.30
4.5	-	4.90

Ad ulteriore garanzia nei confronti di cedimenti differenziali in corrispondenza dei due giunti strutturali tra i tre blocchi di edificio, si è previsto un raccordo di sottofondazione alla platea tale da imporre la congruenza dei cedimenti verticali, pur garantendo la funzionalità del giunto nei riguardi delle deformazioni longitudinali (vedi Fig. 3).

3.2 Problematiche di tenuta idraulica e di durabilità

Particolarmente severe sono risultate le specifiche tecniche di progetto in termini di durabilità e di tenuta idraulica della vasca.

Si fa notare come attualmente la falda freatica sia stabile ad una quota di $\cong -10.5$ m al di sotto del piano di campagna, ossia un metro al di sotto del piano di imposta della fondazione.

Al fine di garantire una elevata sicurezza dell'impianto, la Committenza ha richiesto che tutti gli edifici, ed in particolare la vasca stoccaggio rifiuti, fossero verificati nell'ipotesi di risalita della falda fino a 6 m al di sopra del piano di fondazione.

Un analoga tenuta della vasca era comunque richiesta al fine di evitare qualsiasi rilascio di eventuali percolati dei rifiuti nella falda sottostante.

Particolare cura è stata quindi posta nella messa a punto di un calcestruzzo che, oltre ad essere poco permeabile, fosse anche resistente alla aggressione di liquidi contenenti solfati fino a 500 mg/l, cloruri fino a 3200 mg/l, nonché azoto ammoniacale fino a 4400 mg/l.

Per quanto riguarda il legante è stato previsto l'uso di un cemento pozzolanico, che è notoriamente resistente alla penetrazione degli ioni solfato.

Per migliorare la resistenza chimica del calcestruzzo e ridurre la permeabilità, si è deciso di fare ricorso al fumo di silice nella quantità del 10% sul peso del cemento.

La finezza di questo materiale estremamente elevata (0.1-0.2 micron) consente di ottenere un calcestruzzo molto compatto (effetto filler) ed inoltre, trattandosi di silice amorfa, ne risulta una attività pozzolanica estremamente elevata che consente di aumentare sia la

resistenza meccanica che la resistenza chimica del calcestruzzo.

La necessità di confezionare calcestruzzo poco permeabile, quindi a bassissimo rapporto acqua cemento, nel caso specifico 0.43, ha imposto l'uso di un additivo super fluidificante per ottenere la necessaria lavorabilità dell'impasto fresco.

Date le grandi masse di calcestruzzo, si è scelto un super fluidificante di tipo ritardante, dosato all'1.5 % rispetto al peso del cemento più silice fume, ottenendo una classe di consistenza al getto S4, partendo da un calcestruzzo praticamente senza slump iniziale. Con questa accortezza si è ottenuto il rispetto del richiesto coefficiente di permeabilità (Darcy fissato in 10^{-9} cm/sec), senza pregiudizio per la lavorabilità.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte e delle prove preliminari di laboratorio, attuate allo scopo, la composizione del calcestruzzo utilizzata in cantiere è stata la seguente:

- cemento pozzolanico Cem 4/a 32.5 350 kg/mc
- fumo di silice 35 kg/mc
- super fluidificante 5.8 kg/mc
- sabbia 0/3 95 kg/mc
- sabbia 0/6 190 kg/mc
- sabbia pietrisco 1125 kg/mc
- ghiaia 15/32 500 kg/mc

Particolarmente curata è stata la posa in opera del calcestruzzo: da alcune carote prelevate è risultata una massa volumica pari al 97% della massa volumica dello stesso calcestruzzo compattato a rifiuto.

In presenza delle rilevanti dimensioni delle platee fondazionali dei tre corpi di fabbrica, da realizzare ciascuna in getto monolitico di 1500 m³, il mix design sopra riportato ha consentito di limitare il calore di idratazione conseguente alla presa.

Specifici provvedimenti sono stati assunti per migliorare la stagionatura del calcestruzzo durante il periodo invernale, quando la temperatura esterna è risultata spesso inferiore a 0°, anche in ore diurne, e di conseguenza si richiedevano accorgimenti volti ad evitare ritardi nella presa e nell'indurimento dello stesso, con conseguenti effetti negativi sulle resistenze meccaniche, sulla durabilità e sulla tenuta idraulica (formazioni di eventuali cavillature).

Per limitare i gradienti termici nello spessore della platea si sono protette le superfici del getto nelle prime 72 ore con fogli di poliuretano espanso e con telo in polietilene.

L'obiettivo di garantire una quanto più possibile uniforme temperatura all'interno del getto durante la fase di maturazione è stato controllato effettuando misurazioni di temperatura a diversi livelli dello spessore per i dieci giorni successivi al getto riscontrando una temperatura al centro della massa

poco inferiore ai 50° con differenze di soli 10° rispetto alle zone più superficiali.

Per quanto riguarda il getto dei muri in elevazione, secondo il medesimo mix design della platea, ma eseguito in periodo estivo, i provvedimenti per la stagionatura, resi più gravosi dalla presenza del vincolo iperstatico causato dalla platea, si sono concretizzati in uno scasso accelerato ed i getti sono stati nebulizzati per circa 48 ore con acqua in modo da asportare per evaporazione il calore di idratazione del cemento, così da limitare gli stati tensionali dovuti ad un ritardato raffreddamento in presenza di un calcestruzzo con maggiore modulo elastico.

La conseguenza di tutti i provvedimenti di mix design e di stagionatura sopra indicati è stata quella di ottenere sui provini di prequalificazione resistenze caratteristiche superiori a 45 MPa.

Tale valore, pertanto, è stato assunto quale resistenza caratteristica di progetto Rck, anche se esuberante nei confronti dei soli fini statici.

Passando al problema della ripresa dei getti, particolarmente evidenti nei muri in elevazione all'attacco con la platea, si è seguita la seguente procedura:

- posizionamento di un cordone in gomma additivata idroespansiva;
- messa in opera del sistema "Infiltra-Stop" della Levocell che ha permesso, dopo alcuni mesi dal getto, l'iniezione a bassa pressione di una resina poliuretana a completa sigillatura della ripresa, secondo lo schema di Fig. 4.

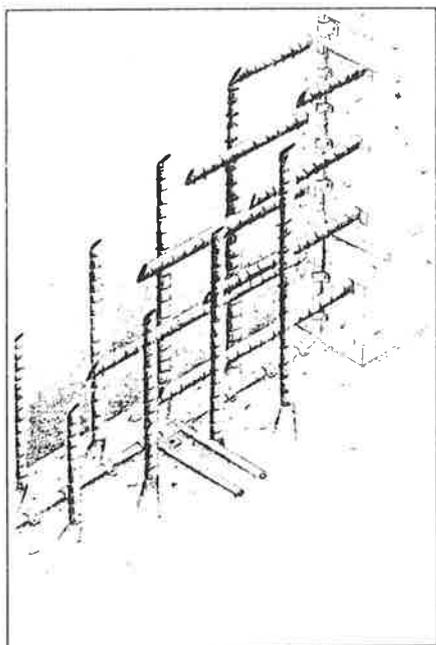


Fig. 4 Sistema "Infiltra-stop"

Ulteriori punti di possibili infiltrazioni, attraverso lo spessore dei muri risultavano essere i fori per i tiranti dei casseri sospesi.

Tali fori sono stati realizzati con tubetti in calcestruzzo fibro-rinforzato $\varnothing 35$, con foro interno $\varnothing 20$, successivamente sigillati con tappi cilindrici in calcestruzzo e resina epossidica bicomponente.

Le prove di permeabilità, eseguite in fase di collaudo, hanno confermato l'affidabilità del sistema, peraltro già qualificato all'origine per una tenuta fino a 7 bar.

La ridondanza dei sistemi di tenuta idraulica è stata mantenuta anche nei 2 giunti di dilatazione fra i tre blocchi strutturali dell'edificio. Allo scopo si sono usati 2 water-stop in PVC in grado di assorbire elevati movimenti relativi assiali e trasversali.

L'uso dei due profilati in PVC, uno superficiale esterno ed uno intermedio, ha permesso in fase costruttiva il collaudo del giunto stesso iniettando nella intercapedine acqua in pressione.

Quale ulteriore e finale garanzia di tenuta idraulica, le pareti esterne della vasca sono state impermeabilizzate con telo in PVC, compartimentato, fissandolo alla struttura ogni 5 m mediante opportuni adesivi.

3.3 Problematiche strutturali

Tra i diversi problemi affrontati, si illustrano con due esempi quanto si è dovuto studiare nel corso della progettazione strutturale: il primo esempio riguarda una trave parete, realizzata tra quota +14.0 e +34.0, di notevoli dimensioni, avendo una luce di calcolo di 31 m, una altezza di 20 m, con uno spessore di 40 cm più elementi irrigidenti di varia geometria. La trave è caratterizzata dalla presenza di aperture aventi posizioni e dimensioni tali da rendere difficoltosa l'interpretazione dell'effettivo comportamento della struttura sotto l'effetto delle diverse condizioni di carico.

I carichi applicati sono costituiti da:

- la copertura in tegoli prefabbricati su una luce di 28 m appoggiati al lembo superiore;
- i carriponte con portata 20 tonn agenti a metà altezza;
- la tramoggia del peso di 150 tonn appesa nella parte inferiore a quota +14 m.

Si è optato per un'analisi con il metodo agli elementi finiti, al fine di poter valutare l'effettivo comportamento delle strutture nei confronti dei carichi citati e delle coazioni per gradiente termico o dovuto al ritiro, e alle variazioni termiche stagionali. Si sono inoltre considerate le sollecitazioni transitorie in fase di

getto per l'effetto portante della parte inferiore nei confronti dei getti successivi.

Tale analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo di elementi bidimensionali a lastra, caricati nel proprio piano, ipotizzando un materiale omogeneo, isotropo ed a comportamento elastico lineare avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned} \gamma &= 2500 \text{ kg/m}^3 \\ E &= 364.000 \text{ kg/cm}^2 \\ G &= 158.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \nu &= 0,15 \end{aligned}$$

ben corrispondenti a quelle di un calcestruzzo Rck 400.

In Fig. 5 si riporta lo schema della parete e la stress-map sotto la più gravosa combinazione di carico.

Dall'analisi dei risultati si è ricavato che la presenza delle aperture nella zona inferiore della parete altera il consueto modo di impostazione del meccanismo resistente "arco-tirante", inducendo il formarsi di una catena all'intradosso ed una all'estradosso delle suddette aperture, sia per effetto dei carichi applicati, sia per effetto delle dilatazioni termiche.

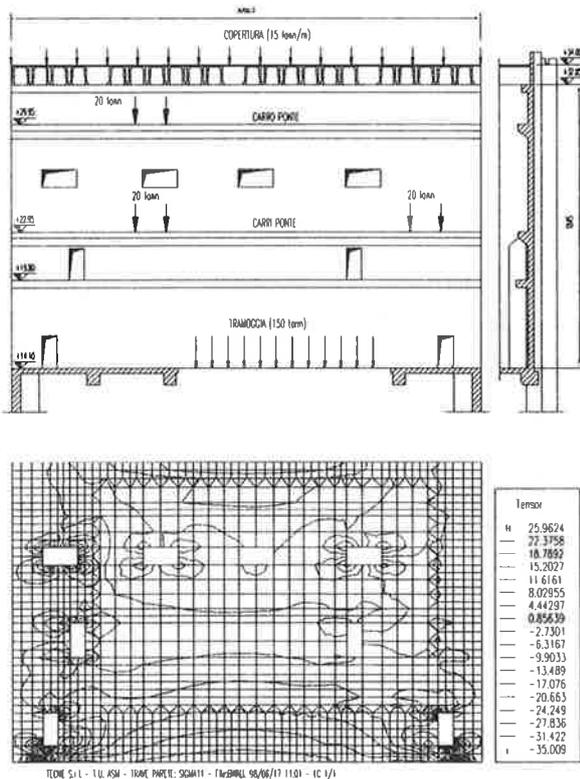


Fig. 5 Trave parete - Schematizzazione ad elementi finiti

Il secondo esempio strutturale riguarda la parete di testata del bunker di contenimento rifiuti (vedi Fig. 6).

Le dimensioni del manufatto sono, altezza 22.60 m, larghezza 18.00 m, spessore 0.80 m.

I vincoli sono forniti dal ritegno delle pareti laterali longitudinali del bunker e dai contrasti orizzontali (di diversa rigidezza) costituiti dalla suola di fondazione e dai due solai intermedi.

Le azioni gravanti su tale struttura, oltre ai carichi permanenti, sono la spinta orizzontale con un battente di 23 m di rifiuti, per la quale si sono considerati i seguenti parametri di spinta: $\gamma = 300 \text{ kg/m}^3$, $\phi = 35^\circ$ per i primi 10 m; $\gamma = 500 \text{ kg/m}^3$, $\phi = 45^\circ$ per i successivi 13 m.

Dall'analisi si sono ottenuti stati deformativi e tensionali di entità paragonabile, ma generalmente inferiori a quella deducibile dalle schematizzazioni classiche semplificate.

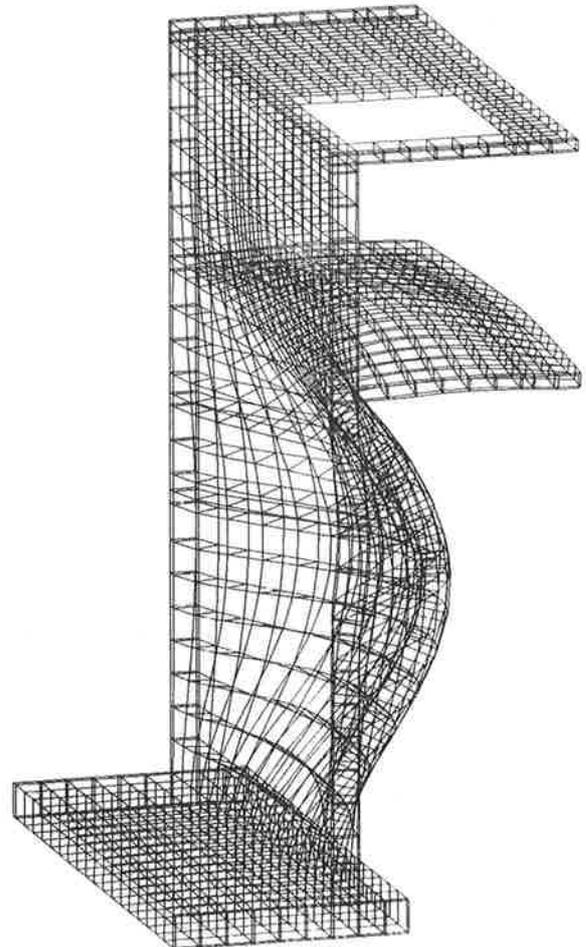


Fig. 6 Parete di testata del Bunker - Schematizzazione ad elementi finiti

3.4 Problematiche realizzative

Fin dal primo esame del progetto è risultato evidente ai progettisti, all'impresa costruttrice, ed alla società Peri, fornitrice delle casseforme, che per poter rispettare i programmi contrattuali era necessario cercare di industrializzare il più possibile la produzione in cantiere con una programmazione scientifica dei cicli di lavoro, ottimizzando al massimo le risorse.

E' stato necessario pianificare a priori la produzione, tramite dettagliati diagrammi dei cicli di lavorazione, che hanno consentito di visualizzare la decomposizione delle attività elementari in unità di produzione: la rotazione delle due dotazioni di casseforme, la posa in opera del ferro d'armatura e del calcestruzzo, i cicli di impiego dei mezzi di sollevamento a servizio.

Alle singole attività sono stati assegnati tempi minimi, presupponendo che l'evento finale, ovvero la sezione di getto della parete a quota +34 m, non potesse essere differito nel tempo. Ai fini della riduzione della durata del programma di produzione si è ritenuto opportuno agire da un lato sulla rotazione delle casseforme e sulla dotazione in funzione dei ritmi di avanzamento lavori, e dall'altro lato sulla prefabbricazione delle gabbie di armatura.

Le pareti del bunker sono state suddivise planimetricamente in 5 settori, che hanno consentito di lavorare con un numero minimo di unità modulari di casseforme per pareti. La dotazione delle casseforme è stata stabilita in funzione del massimo reimpiego delle unità-casseforme nei vari settori.

Su ogni settore le squadre si sono succedute secondo un'identica cadenza prestabilita, con identiche lavorazioni e quindi con una produzione in serie che ha consentito un notevole risparmio in termini di tempo, di costi e di risorse logistiche ed umane. In particolare, con due sole dotazioni di casseforme a telaio TRIO a ripresa, ciascuna di 400 mq, si è potuto procedere contemporaneamente sui due fronti delle pareti del bunker, completando due conci di parete con sviluppo 130 m e altezza 3 m ogni 7 giorni.

La scelta del sistema di casseforme è risultata determinante non solo per poter ottenere la massima razionalizzazione della produzione e delle risorse in cantiere, bensì anche per poter conseguire la finitura superficiale ottimale richiesta e le tolleranze dimensionali delle strutture. Specificamente per le strutture verticali si è scelta una cassaforma modulare componibile per i muri da -8.50 m a -3.00 m, con una dotazione complessiva di circa 1000 mq; i muri da quota -3.00 m a quota +34.00 m sono invece stati realizzati utilizzando un sistema di cassaforma a telaio

traslabile sulle passerelle di ripresa. Il sistema a ripresa, tipo TRIO, di cui in Fig.7 si riporta lo schema, offre indiscutibili vantaggi in termini di sicurezza e stabilità (la cassaforma a ripresa rimane infatti ancorata alla sezione di struttura eseguita nella fase precedente ed è in grado di resistere ad elevate spinte di esercizio del vento), e di movimentazione (la cassaforma e la passerella di ripresa vengono spostate come unica unità monolitica).

Altrettanto importante è stata la scelta del materiale a rivestimento delle casseforme, tenendo conto che eventuali gradienti termici conseguenti allo sviluppo del calore di idratazione del cemento possono comportare formazione di fessurazioni sulla superficie del calcestruzzo. Di qui la necessità di ridurre tali gradienti termici evitando la dissipazione del calore verso l'ambiente esterno proteggendo la superficie esterna del getto; ciò quantomeno nelle prime ore di maturazione necessarie per il raggiungimento della resistenza di scasso.

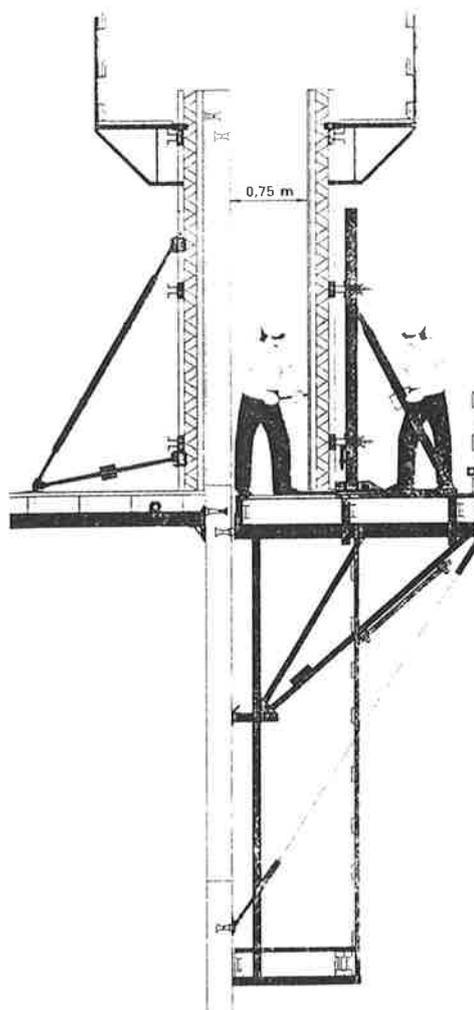


Fig. 7 Cassaforma a ripresa tipo PERI - TRIO

A questo riguardo, un valido contributo è stato offerto dall'impiego di casseforme che adottano materiali di rivestimento a bassa conduttività termica, come, nel caso in esame, dei pannelli multistrato di legno.

Il sistema impiegato ha peraltro consentito la minimizzazione dei tiranti di contrasto della cassaforma, pur in presenza di un elevato battente di spinta idraulica conseguente alla necessità di gettare fino a 6 m di altezza, con calcestruzzi realizzati con additivi fluidificanti e cementi con caratteristiche ritardanti.

A tale proposito, si riporta in Fig. 8 il diagramma che correla la pressione del calcestruzzo sulla cassaforma in funzione dell'altezza, della consistenza del calcestruzzo fresco e della velocità di innalzamento del getto, estrapolato dal progetto di "Norma casseforme - requisiti di sicurezza" in fase di emanazione.

Partendo da tutti questi presupposti, perseguendo come obiettivo principale l'aumento della produttività in cantiere per il corretto rispetto dei tempi di esecuzione, è stato dimostrato che organizzando adeguatamente e razionalizzando i cicli di lavorazione, con una produzione "industrializzata" ed una dotazione minima di unità di casseforme reimpiegabili, nulla va a discapito della qualità finale.

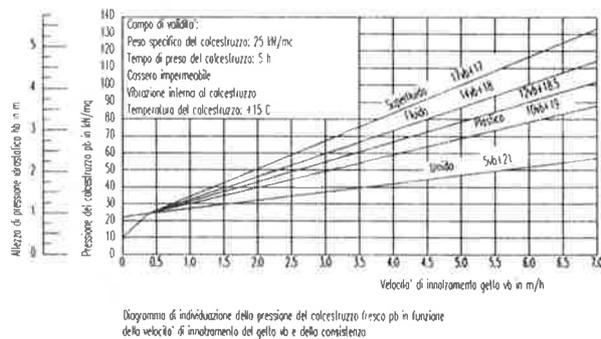


Fig. 8 Diagramma delle pressioni del calcestruzzo sulla cassaforma

4. CONCLUSIONI

Il progetto e la realizzazione del termoutilizzatore per R.S.U. della A.S.M. di Brescia, attualmente in fase di completamento, sono risultati particolarmente impegnativi per complessità, dimensione, e tipologia degli edifici costituenti il complesso.

Ciò anche in relazione ai ristretti tempi intercorsi, 24 mesi, tra l'inizio e la fine lavori.

Con tali premesse si è dimostrata vincente una strategia di approccio interdisciplinare del progetto che ha visto subito coinvolti, fin dalla fase di appalto-concorso internazionale, i progettisti civili, strutturali, impiantistici, nelle loro specifiche competenze.

Inoltre, nelle linee essenziali, sono stati illustrati nel presente lavoro alcuni aspetti di un certo interesse, relativi sia al progetto delle strutture, che alle elevate richieste prestazionali delle opere civili di un impianto che, per il processo tecnologico di trattamento dei rifiuti, risulta certamente il più avanzato ad oggi realizzato in Italia.

RINGRAZIAMENTI

A tutti coloro che hanno collaborato allo sviluppo del progetto, va il più vivo ringraziamento.

Gli autori esprimono un vivo apprezzamento per la collaborazione fornita da A.S.M. di Brescia.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEB-FIP Model Code 1990, Final Draft, Bullentin d'Information, N° 203-204-205, July 1991.
- [2] Eurocode N.2 : Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules and Rules for Buildings. October 1989.
- [3] NEVILLE A.M. - Properties of concrete - Pitman Publishing, 1975.
- [4] KREIJGER - Protection of concrete. Proceeding of International Conference. Dundee, Scotland, 1990.
- [5] COLLEPARDI M. - Scienza e tecnologia del calcestruzzo - Hoepli, 1980.
- [6] ACI Committee Report, "Silica Fume in Concrete", Materials Journal, ACI, Vol.84, N.2, March-April 1987, pp. 158-166.
- [7] ZIENCKIEWICZ O.C.: "The Finite Element Method in Engineering Science" - McGraw Hill, Londra, 1971.
- [8] TCHGEANOGLIOUS - TWEISEN : "Solid Wastes - Engineering principles and management issues"- McGraw Hill, Londra, 1984.

SU DI UN CRITERIO DI RINFORZO ANTISISMICO REALIZZATO CON NUCLEO DI C.A. ARTICOLATO AL PIEDE

Pier Paolo DIOTALLEVI* – Paola FERRARI**

*Professore Straordinario di Tecnica delle costruzioni

**Dottore di Ricerca in Meccanica delle strutture

Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni,
Viale Risorgimento 2, 40136, Bologna.

SOMMARIO

Viene ripreso e generalizzato il criterio di progetto per il miglioramento del comportamento sismico di edifici di muratura mediante l'inserimento di un nucleo di c. a. dotato di vincolo cedevole per non creare gravi ripercussioni sulle fondazioni. Sono riportati grafici per stabilire rapidamente il grado di efficienza dell'irrigidimento. Il criterio ha già avuto favorevoli riscontri sperimentali su modelli provati su tavola vibrante.

SUMMARY

A design criterion for masonry building strengthening with RC walls or core is proposed. The efficiency of coupled system is investigated with respect to the degree of constraint given by the wall foundation. The results are given in parametric form. The effectiveness of the results has been already confirmed through shaking table experimental test.

1. PREMESSA

Il progetto degli interventi di adeguamento e di miglioramento sismico delle costruzioni di muratura è in generale prevalentemente guidato dalla necessità di aumentare la resistenza degli elementi strutturali principali (maschi murari); ad essa si accompagna di frequente il rinforzo dei collegamenti fra le parti resistenti, muri e solai, al fine di conferire all'insieme strutturale un comportamento scatolare in grado di raggiungere prefissati livelli di sicurezza.

Un criterio alternativo all'intervento diretto sulle murature, ma che non comporta importanti ed onerosi lavori sulle stesse, è l'associare alla struttura esistente opportuni elementi di c.a. che contribuiscano con la muratura ad assorbire l'azione sismica. Ad esempio l'inserimento di un vano scala o ascensore, giustificato spesso anche da esigenze di carattere funzionale, costituito da un nucleo di c.a. o di singole pareti di c.a.

appartiene a questa categoria di opere di rinforzo antisismico.

Sebbene le normative vigenti non permettano di considerare nelle verifiche sismiche sistemi strutturali misti, costituiti da elementi resistenti di muratura e di conglomerato cementizio armato, analisi sperimentali condotte di recente [1][2] hanno mostrato come di fatto queste due tipologie possano efficacemente collaborare fra loro.

Si ricorda che l'attuale normativa prevede la possibilità di adottare, in zona sismica, costruzioni realizzate con muratura armata le cui singole pareti sono caratterizzate da comportamenti simili a quelli di setti di c.a. manifestando, per lo stesso carico, deformazioni affini. Le rispettive rigidzze possono essere paragonabili e sostanzialmente identici sono i modelli di interpretazione dei meccanismi di rottura e i metodi di verifica per le due citate tipologie strutturali.

Risulta dunque di grande interesse individuare un

modello che interpreti in maniera corretta il comportamento dell'insieme strutturale.

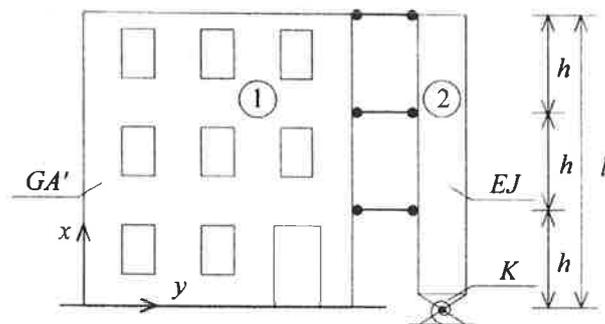
La ricorrente ipotesi di incastro perfetto al piede per l'elemento resistente aggiuntivo di c.a. richiede, in generale, fondazioni caratterizzate da grandi dimensioni, per contenere entro limiti accettabili le pressioni sul terreno, e da notevole rigidezza; tali circostanze rendono a volte l'intervento difficoltoso dal lato esecutivo e molto oneroso dal lato economico.

Rilevanti benefici per la costruzione esistente sono riscontrabili anche nel caso in cui l'elemento irrigidente di c.a. risulti semplicemente incernierato al piede [1][3]; annullandosi la componente flessionale dello stato di sollecitazione trasmesso dall'elemento di c. a. alla fondazione è possibile limitare le dimensioni di quest'ultima. In questo caso l'intendimento di progetto è quello di inserire un elemento non per assorbire una quota parte del carico orizzontale, ma, e soprattutto, per modificare la deformata della muratura "ridistribuendo" così l'azione di taglio in maniera più prossima a quella uniforme su tutti i piani. Il vantaggio conseguente è quello di poter coinvolgere in maniera significativa nella resistenza complessiva della struttura le porzioni di muratura poste ai piani più alti alleviando contemporaneamente le membrature inferiori.

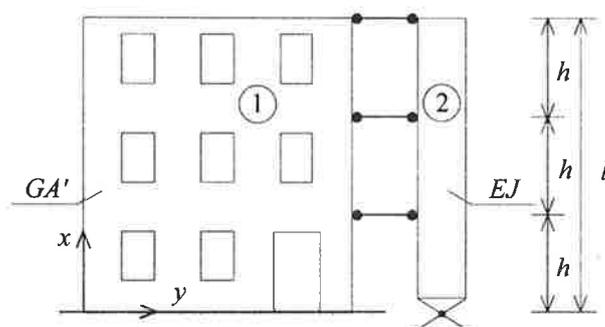
Nella nota sono indicati criteri per la valutazione del comportamento di complessi di elementi resistenti così caratterizzati nell'ambito di ipotesi di elasticità lineare per i materiali. La modellazione assunta per la struttura esistente di muratura e per l'associato elemento di c.a. fa riferimento sia ad uno schema continuo per i singoli elementi e per la relativa connessione, sia ad uno schema con collegamento al discreto fra gli elementi e posto al solo livello dei solai. Nel primo caso la struttura esistente è schematizzata con un elemento deformabile a taglio di caratteristiche costanti in altezza collegato con bielle indeformabili assialmente, che schematizzano gli orizzontamenti di piano, ad un elemento deformabile a flessione con caratteristiche costanti in altezza, che schematizza la parete o il nucleo di c.a.

Poiché le costruzioni di muratura che costituiscono la maggior parte del patrimonio edilizio esistente sono caratterizzate da un limitato numero di piani, in ottemperanza anche alle prescrizioni normative per le zone sismiche, e poiché in tali casi il riferimento a sistemi continui equivalenti può non essere sufficientemente preciso, si prendono in considerazione anche modelli "al discreto" in cui il collegamento muratura-elemento di c.a. è schematizzato da bielle inestensibili poste al livello degli n orizzontamenti di piano.

Nella nota si mostra inoltre come la soluzione per modelli con connessioni discrete (per 2, 3, 4 piani di altezza costante), possa essere determinata, con un buon



(1a)



(1b)

Figure 1a, 1b – Schema strutturale del sistema misto: muratura (1) – elemento di c.a. (2).

grado di approssimazione, a partire da quella relativa al modello con connessione continua (caso con infinito numero di connessioni di piano). Vengono esaminate condizioni di carico uniforme e lineare con valore nullo al piede; quest'ultimo caso è riferibile all'azione sismica valutata con criterio statico quando si possa fare riferimento ad una distribuzione uniforme di masse e rigidità. I risultati ottenuti sono riportati, in funzione di parametri adimensionali del sistema, sia sotto forma di espressioni della deformata elastica, dalla quale si deducono le sollecitazioni sugli elementi resistenti, sia sotto forma di diagrammi dai quali è possibile individuare immediatamente il beneficio risentito dalla muratura per la presenza dell'elemento di c. a.. Richiamati alcuni risultati relativi ai modelli con limitato numero di piani, si individuano i valori di coefficienti che consentono di passare dalla soluzione di struttura continua a quella di struttura discreta (e viceversa).

Nella seconda parte della nota l'elemento resistente di c.a. si suppone vincolato al piede con un'incastro cedevole di rigidezza elastica K tendente a simulare l'azione di una struttura di fondazione su terreno deformabile (fig. 1a). La condizione di cerniera perfetta ($K=0$) considerata precedentemente può essere interpretata come il caso limite di un complesso fondazione-terreno non in grado di fornire un vincolamento significativo alla rotazione (fig. 1b). Al contrario, quando $K \rightarrow \infty$, la rigidezza alla rotazione della struttura di fondazione è ritenuta tale da costituire un incastro perfetto.

Per le azioni orizzontali di cui sopra, sono riportate le soluzioni di riferimento del modello continuo. Il beneficio sulla muratura è desumibile rapidamente da diagrammi che in forma adimensionale tengono conto sia dei rapporti di rigidezza fra gli elementi resistenti, sia dei rapporti di rigidezza degli stessi con la fondazione dell'elemento di c. a..

Gran parte dei risultati ottenuti sono stati riportati in forma di diagrammi anche allo scopo di fornire utili e immediate indicazioni al progettista nelle fasi preliminari della progettazione e nel controllo di elaborazioni più complesse. Un semplice esempio che completa la nota illustra l'efficacia del criterio di rinforzo proposto, l'uso dei diagrammi e la notevole speditezza nella valutazione delle più opportune scelte progettuali.

Si osservi infine che il procedimento riportato e studiato può essere in linea di principio esteso a tutte le strutture piane (pareti di muratura, telai di c.a., ecc.) il cui comportamento possa essere schematizzato considerando, quale grandezza rappresentativa della

deformazione complessiva, il solo spostamento relativo di piano. In tale caso infatti, nel passaggio da una modellazione al discreto ad una modellazione al continuo, la deformabilità equivalente per solo taglio GA' può essere considerata come l'unico parametro caratteristico dell'elemento. La scelta effettuata nella presente nota di fare riferimento specificatamente a problemi di adeguamento e di miglioramento sismico di edifici di muratura è legata pertanto alla brevità nell'esposizione e non ad una limitazione del criterio di progetto proposto.

Con la presente nota si è inteso dare una impostazione analitica ad un criterio di progetto formulato nell'ambito di una Convenzione fra Regione Emilia-Romagna, Università degli Studi di Bologna ed Istituto IZIS di Skopje (Macedonia) coordinata dal prof. Roberto Alessi.

La sperimentazione di un modello in scala 1/3, eseguita su tavola vibrante, ha confermato l'intuizione secondo la quale anche un elemento irrigidente incernierato al piede può contribuire in maniera efficace (per definite tipologie strutturali) all'aumento della resistenza di una costruzione alle azioni orizzontali ed in particolare alle azioni sismiche.

2. CRITERIO DI PROGETTO: ALCUNE OSSERVAZIONI PRELIMINARI

a) Un modello semplificato ma efficace adottabile per rappresentare il comportamento della costruzione da rinforzare (si ipotizza un comportamento piano del complesso strutturale) consiste nell'attribuire alla stessa

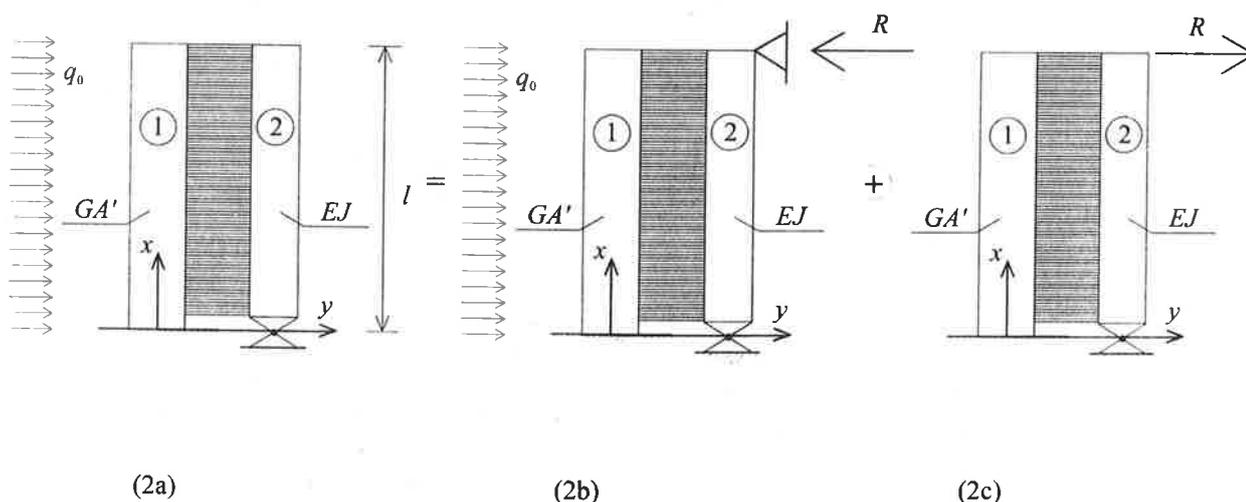


Figura 2a, 2b, 2c – Schema equivalente continuo della struttura e criterio risolutivo (con carico uniforme).

la sola deformabilità a taglio: in taluni procedimenti di calcolo infatti, ad esempio per le murature, si considera come grado di libertà del sistema il solo spostamento relativo di piano che può essere interpretato come l'effetto di uno scorrimento medio uniforme fra piano e piano. In questo senso, come già accennato in precedenza, qualunque struttura riconducibile con criteri di equivalenza [4], [5] a questo schema, può essere studiata con il criterio illustrato nel seguito. La grandezza GA' che individua la rigidità equivalente della struttura per effetto del taglio è assunta come parametro atto a caratterizzare il comportamento statico della costruzione preesistente. Per l'elemento di c.a. si ipotizza deformabilità solo flessionale e si considera come parametro caratteristico la grandezza EJ .

Nelle figure 1a, 1b è riportato lo schema strutturale al quale si farà riferimento nella nota come criterio per il miglioramento della resistenza: una parete di muratura viene rinforzata mediante l'accoppiamento ad una parete di c.a. vincolata al piede o con una cerniera o con un incastro cedevole elasticamente di rigidità K .

b) Per esaminare in forma sintetica gli effetti di tale accoppiamento quando $K=0$ (per $K=\infty$, corrispondente alla condizione di incastro perfetto al piede dell'elemento 2, si veda ad esempio [6][7]) si farà riferimento nel seguito alla situazione limite di collegamento diffuso ed inestensibile fra muratura e c.a., considerando la muratura (elemento 1) come un elemento continuo con caratteristica di rigidità GA' costante e l'elemento di c.a. (elemento 2) dotato di rigidità EJ , anch'essa costante nell'altezza, secondo lo schema di fig. 2.

Procedendo con il metodo dei vincoli ausiliari emergono direttamente alcune proprietà caratteristiche del criterio di progetto proposto. Posto un vincolo ausiliario in corrispondenza della sezione di sommità (fig. 2b) è immediato riconoscere che il carico esterno si ripartisce fra gli elementi resistenti 1 e 2 dando luogo ad uguali linee elastiche per i due elementi; tanto maggiore risulta essere la rigidità dell'elemento 2 rispetto a quella dell'elemento 1 tanto più, in questa fase, la muratura risente in maniera positiva della presenza dell'elemento di c.a. Rimuovendo in una seconda fase il vincolo ausiliario (fig. 2c), la reazione vincolare R cambiata di segno, pari a $q_0 \cdot l/2$ nel caso di carico uniforme, induce uno stato di sollecitazione sul solo elemento 1 (con taglio costante pari ad R), mentre l'elemento 2 resta indeformato (e non sollecitato) ruotando rigidamente intorno alla sezione di base.

Ne segue che se $EJ \rightarrow \infty$ la muratura (elemento 1) nella prima fase è non sollecitata mentre nella seconda fase risulta soggetta a taglio costante con valore $q_0 \cdot l/2$ a fronte del valore massimo $q_0 \cdot l$ che avrebbe al piede in

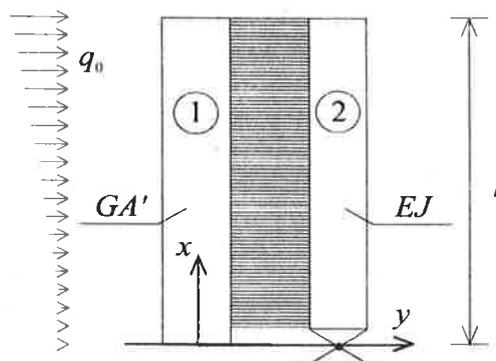


Figura 2d – Schema della struttura equivalente con carico lineare.

assenza dell'elemento 2. Viceversa l'elemento 2 risulta sollecitato solo nella prima fase mentre ruota rigidamente nella seconda. Dunque la presenza dell'elemento di c.a., seppure incernierato, può dimezzare il valore del taglio che sollecita la muratura portando quindi un rilevante beneficio. Con considerazioni analoghe si può immediatamente evidenziare che nel caso di carico variabile linearmente (fig. 2d) la riduzione del taglio massimo sulla muratura può raggiungere al più (per $EJ=\infty$) $1/3$ del taglio totale esterno. Si intende che per valori finiti di EJ le massime sollecitazioni saranno intermedie fra quelle definite dalle situazioni limite di $EJ=\infty$ ed $EJ=0$.

Per qualunque distribuzione del carico orizzontale lo spostamento della sommità della struttura non risulta alterato dalla presenza dell'elemento 2. Infatti avvalendosi ancora dei vincoli ausiliari si mostra che lo spostamento in sommità dipende, anche in assenza dell'elemento 2, dalla sola azione R applicata nella seconda fase, azione che si riversa comunque sul solo elemento 1. Si conclude quindi che la linea elastica dell'elemento 1 risente in generale della presenza dell'elemento 2, ma non il valore massimo dello spostamento.

In particolare l'elemento 2, nell'ipotesi di cerniera al piede, modifica la linea elastica dell'elemento 1 che tende, al crescere del valore di EJ , ad assumere un andamento lineare ovvero, in termini di deformazione locale, ad uno scorrimento costante; ne consegue che anche il taglio tende ad un valore costante. In questo senso si può affermare che l'elemento di c.a. incernierato al piede ha la funzione di "ridistribuire" il taglio sulla costruzione attenuandone il valore massimo al piede ed incrementandone i valori nelle parti più alte con conseguente migliore utilizzazione delle resistenze

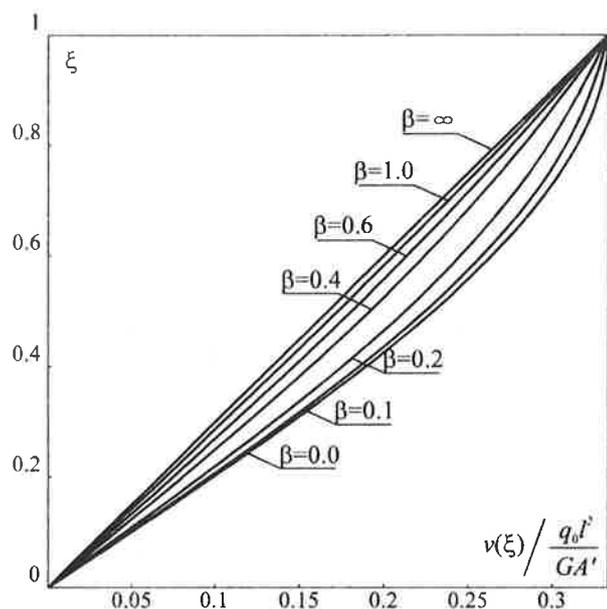


Figura 3 – Diagrammi delle deformazioni dell'elemento 1 (carico uniforme).

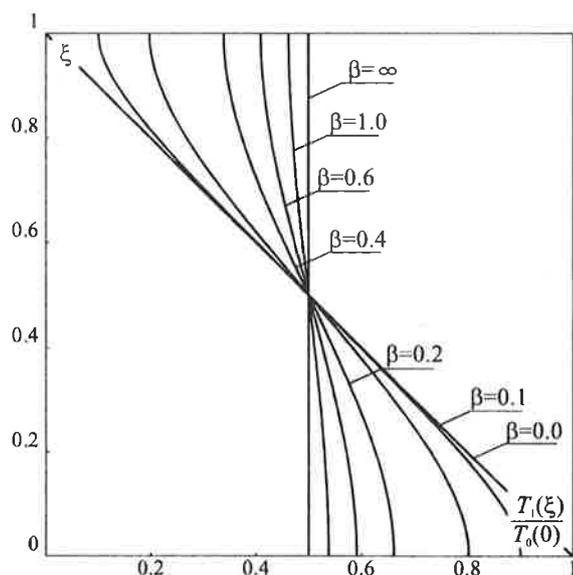


Figura 4 – Diagrammi dei tagli dell'elemento 1 (carico uniforme).

disponibili.

L'elemento 2 è sottoposto alle azioni mutue scambiate con l'elemento 1. Le condizioni di vincolo richiedono al piede un momento flettente nullo mentre non nullo invece sarà il taglio; dunque l'elemento 2 partecipa alla resistenza sopportando una quota parte del

taglio esterno.

Le osservazioni relative alla modellazione al continuo di strutture e carichi di cui sopra, non perdono di validità se si considerano modelli nei quali sia la connessione fra costruzione esistente (elemento 1) e nuovo elemento di c. a. (elemento 2) sia i carichi vengono imposti solo al livello dei solai (fig. 1b).

c) La presenza di un incastro cedevole elasticamente al piede dell'elemento 2 modifica il modello di comportamento sopra esposto attribuendo a tale elemento una maggiore importanza nella funzione resistente e sempre crescente con la rigidezza K del vincolo (fig. 1a). Per la soluzione della situazione limite con infinito numero di connessioni di piano e con $K=\infty$, che corrisponde all'incastro perfetto al piede dell'elemento 2, si vedano ad esempio [6][7].

3. SOLUZIONI E DIAGRAMMI CON ELEMENTO DI C. A. INCERNIERATO AL PIEDE

a) Per lo schema strutturale riportato in fig. 2a, cioè considerando costanti i parametri di rigidezza degli elementi 1 e 2 e la distribuzione del carico esterno, detto $v(x)$ lo spostamento orizzontale alla generica quota x vale la relazione

$$EJ v'''(x) - GA' v'(x) = -T_0(x) \quad (1)$$

ove con $T_0(x)=q_0(l-x)$ si indica il taglio esterno prodotto dai carichi.

Per le considerazioni che si intendono svolgere e per rendere agevole l'uso della soluzione proposta nella generalità dei casi, è opportuno riferirsi a parametri adimensionali. In particolare, scelta come variabile indipendente la quota adimensionale

$$\xi = \frac{x}{l} \quad (2)$$

ed introducendo il parametro, anch'esso adimensionale,

$$\beta^2 = \frac{EJ}{GA' l^2}, \quad (3)$$

l'equazione (1) risulta:

$$v'''(\xi) - \frac{1}{\beta^2} v'(\xi) = -\frac{q_0 l^2}{GA' \beta^2} (1 - \xi). \quad (4)$$

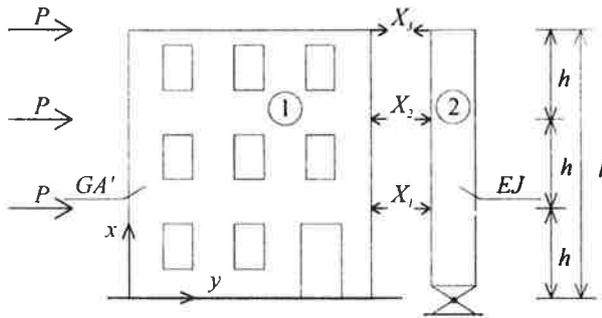


Figura 5 – Schema strutturale del sistema misto con carichi concentrati.

La soluzione, somma dell'integrale generale ($v_0(\xi)$) dell'equazione omogenea associata e dell'integrale particolare ($v_p(\xi)$) è dunque

$$v(\xi) = \beta C_1 \text{Cosh}(\xi / \beta) + \beta C_2 \text{Sinh}(\xi / \beta) + C_3 +$$

$$-\frac{q_0 l^2}{GA'} \left(\frac{\xi^2}{2} - \xi \right). \quad (5)$$

Le tre costanti di integrazione sono determinate sulla base delle seguenti condizioni al contorno:

- per $\xi=0$, essendo l'intera struttura rigidamente vincolata nei confronti dello spostamento orizzontale, deve risultare $v(0)=0$;
- per $\xi=0$ la presenza della cerniera impone il momento nullo sull'elemento 2 da cui ne consegue $v''(0)=0$;
- in sommità ($\xi=l$) l'annullamento del momento flettente (non essendo applicata una coppia esterna) impone $v''(l)=0$.

Imponendo tali condizioni risulta

$$v(\xi) = \frac{q_0 l^2}{GA'} \left[\beta^2 \text{Cosh}(\xi / \beta) + \beta^2 \frac{1 - \text{Cosh}(l / \beta)}{\text{Sinh}(l / \beta)} \text{Sinh}(\xi / \beta) - \frac{\xi^2}{2} + \xi - \beta^2 \right] \quad (6)$$

dalle cui derivate dipendono gli stati di sollecitazione degli elementi 1 e 2; in particolare:

– elemento 1

taglio $T_1(\xi) = v'(\xi) \frac{GA'}{l}, \quad (7a)$

– elemento 2

momento flettente $M_2(\xi) = v''(\xi) \frac{EJ}{l^2}, \quad (7b)$

taglio $T_1(\xi) = -v'''(\xi) \frac{EJ}{l^3}. \quad (7c)$

Nella fig. 3 viene riportato l'andamento della funzione spostamento $v(\xi)$ per valori di β compresi fra le situazioni limite $\beta=0$ (presenza del solo elemento 1) e $\beta=\infty$ (infinita rigidezza dell'elemento di c.a.). Dai diagrammi è immediato riconoscere che lo scorrimento al piede tende a diminuire all'aumentare della rigidezza dell'elemento di c.a. (quindi di β) con conseguente beneficio per il taglio sull'elemento 1. La conferma di quanto in precedenza osservato è data dal diagramma di fig. 4 nella quale è riportato il diagramma del taglio che sollecita l'elemento 1 (rapportato al taglio esterno massimo $T_0(0)$) per diversi valori di β . Si ricorda che il "taglio esterno" coincide con quello che sollecita la struttura in assenza dell'elemento 2.

Si può inoltre osservare che l'azione mutua che, come noto [6][7], gli elementi 1 e 2 si scambiano in sommità, riveste un ruolo benefico per l'elemento 1; infatti, ricevendo in sommità una azione di segno opposto a quello dei carichi esterni, esso subisce una modifica (favorevole) alla sollecitazione di taglio.

b) L'impostazione del problema secondo il modello al continuo precedentemente esposto risulta di semplice soluzione ed immediata applicazione; rimane tuttavia da verificare se e con quali approssimazioni tale criterio sia utilizzabile per strutture con un limitato numero di piani, situazione ricorrente, ad esempio, per fabbricati di muratura.

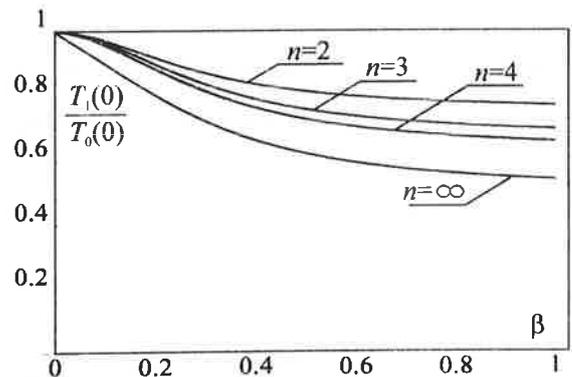


Figura 6 – Diagramma per la determinazione della riduzione percentuale del taglio al piede della muratura (carico uniforme).

Nella fig. 5 viene riportato l'esempio di un edificio a tre piani e sono evidenziate le azioni che gli elementi strutturali 1 e 2 si trasmettono mutuamente. Tali azioni possono essere determinate, per un edificio di n piani, con $n-1$ condizioni di congruenza delle linee elastiche dei due elementi in corrispondenza dei piani e con una condizione di equilibrio (alla rotazione) dell'elemento 2 intorno alla cerniera posta al piede.

Il rapporto tra taglio $T_1(0)$ al piede dell'elemento 1 e taglio esterno $T_0(0)$ alla stessa quota, risulta essere, per ogni n , una funzione del parametro β , secondo le espressioni

$$- n=2 \quad \left(\frac{T_1(0)}{T_0(0)} \right)_2 = 1 - \frac{3\beta^2}{12\beta^2 + 1}, \quad (8a)$$

$$- n=3 \quad \left(\frac{T_1(0)}{T_0(0)} \right)_3 = 1 - \frac{18\beta^2}{54\beta^2 + 5}, \quad (8b)$$

$$- n=4 \quad \left(\frac{T_1(0)}{T_0(0)} \right)_4 = 1 - \frac{3456\beta^4 + 36\beta^2}{9216\beta^4 + 960\beta^2 + 7}, \quad (8c)$$

Tale rapporto, riportato nella fig. 6 per diversi valori di n ($=2, 3, 4$) al variare di β , consente di quantificare il beneficio che la muratura risente per la presenza dell'elemento di c.a.. Nella stessa figura è riportato per confronto l'andamento del rapporto $(T_1(0)/T_0(0))_n$ relativo al sistema continuo interpretabile come $n=\infty$.

Si osserva che per $\beta \rightarrow \infty$ il rapporto $(T_1(0)/T_0(0))_n$, tende per ogni n ad un diverso valore asintotico cui corrisponde il massimo beneficio, deducibile agevolmente dalle (8).

Si può dimostrare che l'espressione generale del valore minimo del taglio al piede della muratura è, per $\beta \rightarrow \infty$:

$$\left(\frac{T_1(0)}{T_0(0)} \right)_n \rightarrow 1 - \frac{1}{2} \frac{n-1}{n} \quad (9)$$

Il valore di $(T_1(0)/T_0(0))_n$ può essere allora dedotto in via approssimata da quello relativo a $n=\infty$ mediante l'equazione

$$\left(\frac{T_1(0)}{T_0(0)} \right)_n = 1 - \left(1 - \left(\frac{T_1(0)}{T_0(0)} \right)_\infty \right) \frac{n-1}{n} \quad (10)$$

con evidente semplificazione del procedimento di calcolo che richiede la sola conoscenza della curva di

$(T_1(0)/T_0(0))_n$ per $n=\infty$.

c) Con considerazioni analoghe a quelle fino a qui riportate viene studiato il comportamento dell'accoppiamento strutturale di fig. 2d quando il carico è applicato con distribuzione lineare con valore massimo q_0 in sommità e nullo al piede; a tale schema di carico è possibile ricondurre gli effetti del sisma valutato come carico statico equivalente e nell'ipotesi che la massa della costruzione possa essere schematizzata come uniformemente ripartita nella direzione dell'asse verticale.

L'equazione (2) assume, con le ipotesi già formulate, la seguente forma:

$$v''''(\xi) - \frac{1}{\beta} v'(\xi) = - \frac{q_0 l^2}{2GA'} \frac{1}{\beta^2} (\xi^2 - 1) \quad (11)$$

per essa l'integrale particolare vale

$$v_p(\xi) = - \frac{q_0 l^2}{2GA'} \left[\frac{\xi^3}{3} + (1 - 2\beta^2) \xi \right] \quad (12)$$

Imponendo le condizioni al contorno già viste per il carico uniforme si perviene alla seguente espressione della linea elastica facendo riferimento, come in precedenza, ai parametri adimensionali riportati in (2) e (3):

$$v(\xi) = \frac{q_0 l^2}{2GA'} \left[2\beta^2 \frac{\text{Sinh}(\xi/\beta)}{\text{Sinh}(1/\beta)} - \frac{\xi^3}{3} + (1 - 2\beta^2) \xi \right] \quad (13)$$

da essa si ricavano le derivate rispetto a ξ da cui dipendono gli stati di sollecitazione degli elementi 1 e 2 secondo le relazioni (8).

Nella fig. 7 è rappresentata, in forma adimensionale, l'andamento della linea elastica al variare di β mentre nella fig. 8 (analoga alla fig. 4 relativa al carico uniforme) è rappresentato l'andamento del diagramma del taglio sulla muratura al variare di β . Si riscontra che, come anticipato in precedenza, nel caso di carico variabile linearmente il taglio massimo sulla muratura non può scendere al di sotto dei 2/3 del taglio esterno.

La soluzione relativa all'accoppiamento muratura-elemento di c.a. studiato con modellazione discreta della connessione e intensità delle forze orizzontali concentrate di piano legate da una legge lineare con valore nullo alla base, porta a definire valori di $(T_1(0)/T_0(0))_n$ che tendono ad un valore asintotico

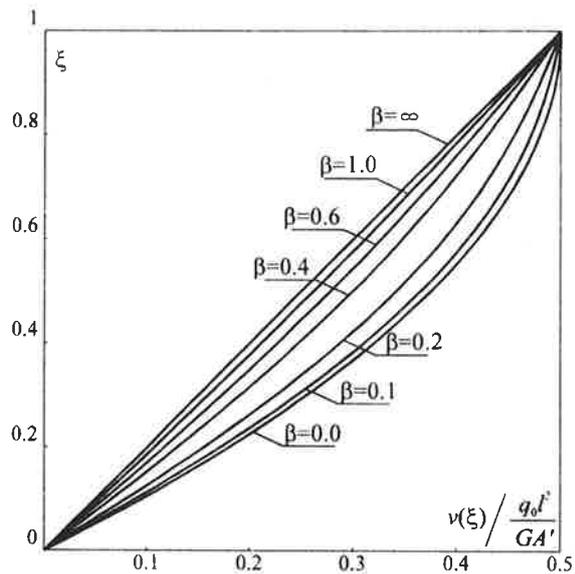


Figura 7 - Diagrammi delle deformazioni dell'elemento 1 (carico lineare).

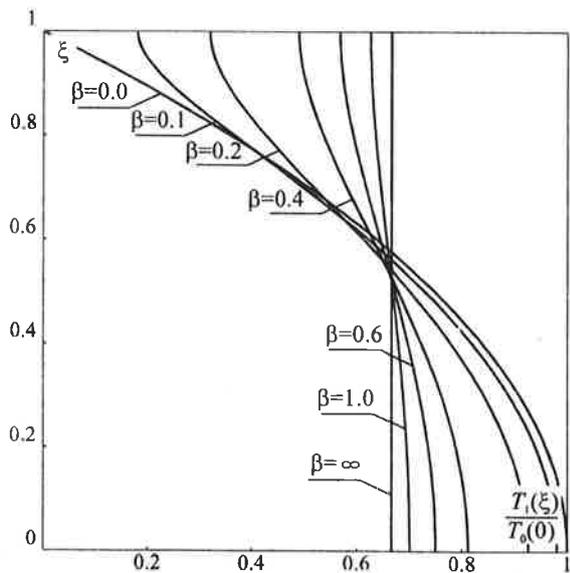


Figura 8 - Diagrammi dei tagli dell'elemento 1 (carico lineare).

sempre maggiore di quello ottenuto per la soluzione al continuo ($n=\infty$) (fig. 9). Anche in questo caso la stima di $(T_1(0)/T_0(0))_n$ per un generico valore n si ottiene con la (10) facendo riferimento all'espressione di detto rapporto per $n=\infty$.

4. IL CASO DELL'ELEMENTO IRRIGIDENTE CON VINCOLO ELASTICO

a) L'ipotesi di un vincolo cedevole elasticamente al piede dell'elemento 2, schematizzato da una "molla" dotata di rigidezza flessionale K (fig. 1a) rende lo schema strutturale maggiormente aderente alle possibili situazioni reali della struttura.

In pratica infatti non è sempre lecito ritenere che il comportamento della struttura di fondazione sia schematizzabile con un vincolo perfetto (incastro o cerniera) anche per l'inevitabile deformabilità del terreno sotto carico. Spesso la maggiore difficoltà, il cui studio esula dagli obiettivi del presente lavoro, consiste proprio nel valutare correttamente la rigidezza del vincolo, sia esso costituito dal solo terreno o da un dispositivo appositamente predisposto. Riconoscute le incertezze insite in tale valutazione, è allora importante conoscere la sensibilità del sistema strutturale alla variazione della rigidezza K . Anche in questo caso la soluzione al continuo, potendo dar luogo ad una soluzione in forma chiusa, permette di disporre di un quadro generale sull'influenza di tale parametro.

L'equazione differenziale (1) (o la corrispondente in forma adimensionale (2)), governa il comportamento del sistema accoppiato con molla al piede. Nell'integrazione occorre tenere presente la condizione di vincolo dell'elemento 2 (diversa rispetto al caso illustrato al paragrafo 3), che si traduce nel modificare, rispetto a quanto già detto, la seconda condizione al contorno ($v''(0)=0$) restando le altre due inalterate.

La presenza della molla di rigidezza K rende, in generale, non nullo il momento flettente al piede dell'elemento 2, pertanto per $\xi=0$ si deve imporre:

$$EJ v''(0) = K v'(0) \tag{14a}$$

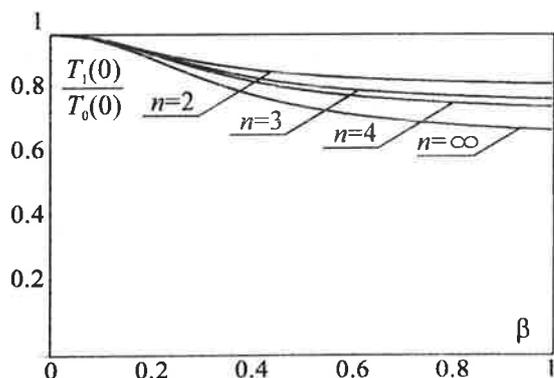
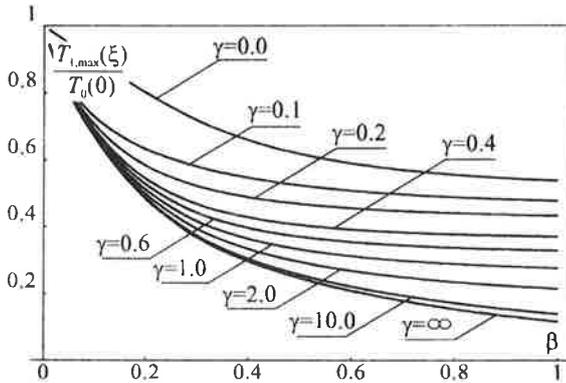
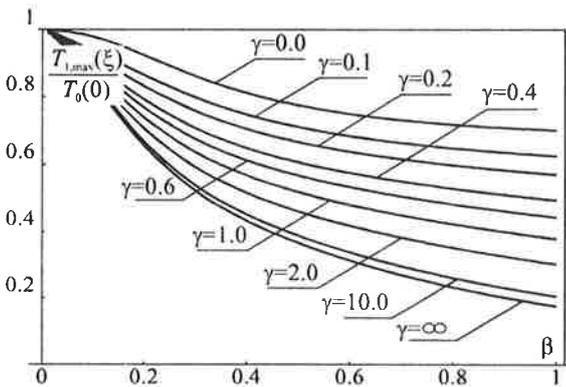


Figura 9 - Diagramma per la determinazione della riduzione percentuale del taglio al piede della muratura (carico lineare).



(10a)



(10b)

Figure 10a, 10b - Diagrammi del taglio massimo sulla muratura per carico uniforme (10a) e lineare (10b).

esprimibile anche nella forma adimensionale

$$v''(0) = \gamma v'(0) \quad (14b)$$

avendo posto

$$\gamma = \frac{K}{GA'l} \quad (15)$$

b) Per la condizione di carico uniforme, imponendo le già richiamate condizioni al contorno, si ricava che la funzione spostamento assume la seguente espressione:

$$v(\xi) = \frac{q_0 l^2}{GA'} [C_1 \text{Cosh}(\xi) + C_2 \text{Sinh}(\xi) + C_3 \xi^2 + C_4 \xi + C_5], \quad (16a)$$

ove

$$C_1 = \frac{(\beta^3 + \beta^2 \gamma) \text{Sinh}(1/\beta)}{\text{Cosh}(1/\beta) + \text{Sinh}(1/\beta)}, \quad (16b)$$

$$C_2 = \frac{\beta^3 (1 - \text{Cosh}(1/\beta)) - \beta \gamma \text{Cosh}(1/\beta)}{\text{Cosh}(1/\beta) + \text{Sinh}(1/\beta)}, \quad (16c)$$

$$C_3 = -1/2, \quad C_4 = 1, \quad C_5 = -C_1, \quad (16d,e,f)$$

in cui compare anche il parametro γ . Si può verificare che l'equazione (6) rappresenta un caso particolare della (16) quando $\gamma \rightarrow \infty$. Le equazioni (7) forniscono, come in precedenza, gli stati di sollecitazione delle mensole 1 e 2.

c) Per il carico applicato con legge di variazione lineare valgono le stesse considerazioni appena svolte e, dalla risoluzione della (4) si perviene alla seguente equazione:

$$v(\xi) = \frac{q_0 l^2}{2GA'} [C_1 \text{Cosh}(\xi) + C_2 \text{Sinh}(\xi) + C_3 \xi^3 + C_4 \xi + C_5], \quad (17)$$

con

$$C_1 = 2\gamma \frac{\beta^2 + (\beta/2 - \beta^3) \text{Sinh}(1/\beta)}{\text{Cosh}(1/\beta) + \text{Sinh}(1/\beta)},$$

$$C_2 = 2 \frac{\beta^2 - \gamma(\beta/2 - \beta^3) \text{Cosh}(1/\beta)}{\text{Cosh}(1/\beta) + \text{Sinh}(1/\beta)},$$

$$C_3 = -1/3, \quad C_4 = 1 - 2\beta^2, \quad C_5 = -C_1;$$

ancora con le (7) è possibile ottenere gli stati di sollecitazione degli elementi 1 e 2.

d) Per valori di $K \neq 0$ si rileva che il valore massimo del taglio non si manifesta nella sezione di base, ma in una sezione posta ad una quota più elevata; si ricorda infatti che nella situazione di $K = \infty$ il taglio sull'elemento 1 si annulla alla base poiché è nulla la rotazione spostandosi di conseguenza verso l'alto la quota della sezione con taglio massimo. Per una rapida valutazione del beneficio prodotto dall'associazione della struttura con l'elemento 2 nel caso di $n = \infty$, viene riportato nei diagrammi di fig. 10a, 10b il rapporto $(T_{1,max}(\xi)/T_0(0))$ al variare di γ .

5. ESEMPIO

Si consideri la parete di muratura riportata in fig. 11 avente spessore di 0,30m. Assegnando al materiale un modulo di elasticità $E=5000$ MPa ed un coefficiente di Poisson pari a 0,2 si calcola il parametro di rigidezza equivalente della struttura muraria considerando resistenti i tre maschi murari presenti ad ogni piano; con le dimensioni riportate in fig. 11 risulta $GA' = 551$ MN. Si prevede di associare alla muratura una parete di c.a. con sezione di $2 \times 0,3$ m²; assunto il modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 30000 MPa, si ottiene $\beta=0,34$.

Nell'ipotesi che l'azione sismica sia riconducibile ad un sistema equivalente di forze di pari intensità applicate staticamente alle quote degli orizzontamenti, con l'ausilio del diagramma di fig. 6 si deduce che il beneficio sulla muratura è tale da ridurre il taglio massimo a circa l'80% del valore che esso avrebbe in assenza dell'elemento irrigidente.

6. CONCLUSIONI

In questo studio si è fatto riferimento ad un comportamento elastico e lineare evidenziando, nell'ambito di tale schematizzazione, i benefici possibili; sono stati riportati diagrammi, utili nella progettazione anche nel caso di vincolo cedevole per l'elemento di irrigidimento.

Uno degli approfondimenti che si intende dare a questo studio è quello di esaminare il comportamento del sistema così accoppiato quando vengano superate le soglie del comportamento elastico. Nelle citate indagini sperimentali, condotte fino a collasso ed applicando con tavola vibrante accelerogrammi di effettive registrazioni di sismi violenti, si è evidenziato per una struttura di muratura irrigidita da un nucleo incernierato di c. a., un

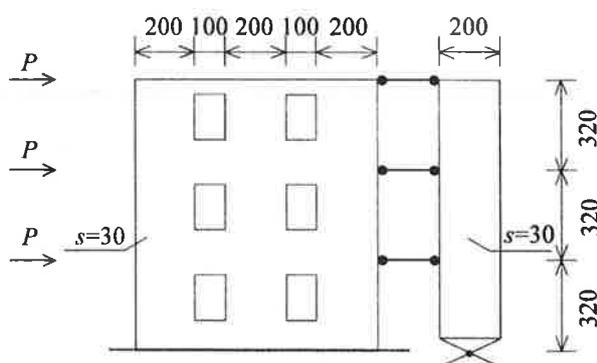


Figura 11 – Esempio di parete di muratura associata ad un setto di c.a..

incremento dell'accelerazione massima al piede in grado di provocare sia la prima plasticizzazione sia il collasso dell'ordine del 20 % confermando quindi i valori medi degli incrementi di resistenza evidenziati con il modello teorico proposto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] R. ALESSI, P.P. DIOTALLEVI, M. MERLI, F. ZARRI, D. JURUKOVSKI, L. KRSTEVSKA - 1993 - "Shaking table tests of three four-storey brick masonry models: original and strengthened by RC core and by RC jackets", Proceeding of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, pag 2795-2800.
- [2] R. ALESSI, P. P. DIOTALLEVI, M. MERLI, F. ZARRI, D. JURUKOVSKI, L. TASHKOV, M. BOJADZIEV - 1994 - "Comparison of dynamic properties of mixed reinforced concrete masonry building before and after strengthening", Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Wien, pag. 1693-1697.
- [3] R. ALESSI, P. P. DIOTALLEVI, M. MERLI - 1994 - "A particular criterium of seismic strengthening for masonry buildings", Proceeding of Italian-French symposium on 'Strengthening and repair of structures in seismic area', Acropolis, Nice, France, pag. 195-204.
- [4] P. P. DIOTALLEVI, P. FERRARI - 1994 - "Spatial stiffening systems: dynamic and seismic analysis of continuous equivalent systems", Tenth European Conference on Earthquake Engineering, Wien, pag. 1423-1428.
- [5] P.P. DIOTALLEVI, P. FERRARI - 1993 - "Sull'analisi dinamica e sismica di sistemi spaziali di irrigidimento con modellazione al continuo", Atti del "6° Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia", Perugia, 13-15 ottobre, pag. 1265-1276.
- [6] P. POZZATI - 1977 - "Teoria e tecnica delle strutture", Vol. 2, tomo primo, UTET, Torino.
- [7] P. POZZATI, C. CECCOLI - 1977 - "Teoria e tecnica delle strutture", Vol. 2, tomo secondo, UTET, Torino.

DISTART-Tecnica delle costruzioni
Bologna, maggio 1997.

STATO DI COAZIONE IMPRESSO E PERDURANTE A MEZZO DI FASCIATURE DI COMPOSITO PER IL RECUPERO DI TRAVI IN C.A. FESSURATE

Prof. Ing. Angelo DI TOMMASO

Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria - Università degli studi di Bologna
BOLOGNA

Dott. Ing. Paolo SERRA

Dottorando in Meccanica delle Strutture
Facoltà di Ingegneria - Università degli studi di Bologna
BOLOGNA

SOMMARIO

Si propone una nuova tecnica di ripristino e miglioramento di elementi inflessi in conglomerato cementizio armato. Tale tecnica combina l'incollaggio di lamine di materiale composito con la precompressione esterna. Lo scopo è quello di imprimere, attraverso la compressione esterna dell'elemento da rinforzare, tensioni coattive che perdurino dopo la rimozione della compressione e che influiscano positivamente sul comportamento successivo all'incollaggio.

L'efficacia della tecnica proposta è stata investigata attraverso lo sviluppo di un modello analitico e la realizzazione di un programma sperimentale.

SUMMARY

A proposal is made of a new repair technique for reinforced concrete elements. Such a technique stems from a combination of traditional sheet bonding with composites materials and external prestressing. The purpose is to implement prestressing with FRP sheets introducing a temporary external compression.

The efficiency of the proposed technique was investigated through analytical modelling and experimental tests.

1. INTRODUZIONE

E' noto che una gran parte delle strutture in c.a. esistenti che costituiscono il patrimonio edilizio e infrastrutturale nazionale e mondiale necessitano oggi di interventi di ripristino e/o miglioramento strutturale.

Alla fine degli anni Sessanta, quando la tecnica

della precompressione era ormai matura [1], la proposta dei francesi L'Hermite e Bresson [2] apre la strada ad una nuova tecnica di intervento destinata a diffondersi nei primi anni Settanta in tutta Europa [4] [5].

Si tratta del *béton plaqué*, termine francese (tradotto in Italiano col termine "placcaggio") coniato per

indicare l'incollaggio di piatti (o placche) di acciaio alla superficie esterna del calcestruzzo, che permette di ripristinarne la capacità portante e spesso anche di migliorarla. Al fine di aumentare la resistenza e la rigidità flessionale si applicano tali piatti di acciaio alla frangia tesa del calcestruzzo; per il taglio invece si provvede all'incollaggio di piatti laterali e staffe che in sostanza si oppongono alla formazione di fessure diagonali da taglio.

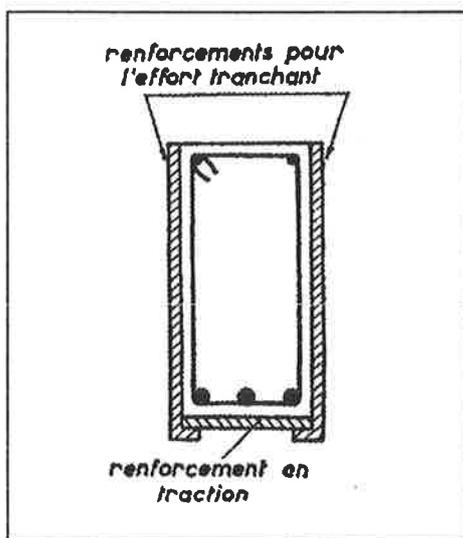


Figura 1 - J. Bresson, 1972, [2]

Ciò che rese possibile la nascita del *béton plaqué* fu l'avvento di colle epossidiche dalle altissime prestazioni che permisero di creare un'aderenza pressoché perfetta fra acciaio e calcestruzzo.

Un ulteriore sviluppo tecnologico che ha permesso di migliorare la tecnica del placcaggio è l'introduzione nel campo delle costruzioni civili di materiali compositi di nuova generazione a matrice plastica, quelli che si è soliti indicare con l'acronimo inglese FRP (*Fiber Reinforced Polymer*).

Si tratta di materiali che, per il loro basso peso specifico e la loro elevata resistenza a trazione si dimostrano molto adatti a sostituire l'acciaio nel placcaggio. Questo ha comportato notevoli vantaggi in termini di resistenza alla corrosione e di rapidità e facilità di esecuzione.

Le prime realizzazioni del placcaggio con elementi in materiale composito si sono avute in Germania nel corso degli anni Ottanta. A queste prime, che avevano ancora il carattere di prototipi, ne hanno fatto seguito altre a partire dall'inizio degli anni Novanta in Europa, in Giappone, negli Stati Uniti e in Canada [6].

Un ulteriore e significativo passo avanti in questa tecnica consiste nell'utilizzo di fogli o *lamine* (termine

usato per tradurre l'inglese *sheet*) di composito. Questi elementi, notevolmente più sottili, si differenziano da quelli precedentemente utilizzati per la loro assenza di rigidità flessionale. Il vantaggio fornito dalle lamine consiste nel poter essere formate *in situ*, questo consente di avvolgerle intorno alla trave assumendone la forma [7] [8].

2. ASPETTI DI POSSIBILE INNOVAZIONE TECNOLOGICA

A causa del carattere di relativa novità del *béton plaqué* sono ancora molti gli aspetti problematici o comunque migliorabili. Vi sono ad esempio problemi di natura strettamente chimica che riguardano la resistenza alla corrosione e quindi la durabilità dell'intervento, mentre, per le strutture deteriorate, assume particolare rilievo la preparazione del calcestruzzo di supporto.

Un primo tema è quello della corrosione all'interfaccia fra la resina e l'elemento di acciaio incollato.

Questo problema che ha reso scarsamente efficaci alcuni degli interventi realizzati con placche di acciaio è stato però superato dall'introduzione dei materiali compositi.

Per quanto riguarda i materiali compositi, data la diversa natura delle varie qualità utilizzate, ogni materiale presenta problemi peculiari.

Nel caso del *carbonio* occorre investigare a fondo sulla formazione di una cella elettrochimica fra l'armatura interna in acciaio (catodo) e il carbonio del composito (anodo) con la complicità dell'ambiente alcalino del calcestruzzo. Un isolamento efficace è comunque costituito dallo strato di resina e può essere incrementato attraverso un adeguato risanamento del copriferro di calcestruzzo.

In quello della fibra di *vetro* invece il problema principale è quello della protezione delle fibre dall'ambiente basico del calcestruzzo. A questo problema si sta cercando di rimediare sviluppando fibre di vetro resistenti all'ambiente alcalino.

Un altro problema con cui la ricerca internazionale si è confrontata fin dai primi tempi è quello della resistenza al taglio. L'aumento della resistenza flessionale, infatti, spesso fa sì che l'elemento placcato vada incontro ad una crisi per taglio poco auspicabile per il suo carattere fragile.

Visto che il placcaggio all'intradosso influisce solamente sulla resistenza a flessione, il criterio progettuale usualmente seguito per gli elementi inflessi di privilegiare la crisi flessionale rispetto a quella da taglio viene sovvertito.

A questo problema è possibile ovviare mediante l'applicazione di una *fasciatura*, cioè un'applicazione di fibre che avvolgano la trave sia sui lati che all'intradosso nelle due direzioni parallela e perpendicolare all'asse geometrico dell'elemento. Come già detto questo è reso possibile dall'utilizzo di lamine. Lo schema in fig. 2 indica come vengono usualmente applicate le diverse lamine di composito (l'angolo fra parentesi indica l'orientamento dello strato di fibre rispetto all'asse geometrico della trave).

Sperimentalmente si è visto che, ricorrendo a questa tecnica, si può controllare la crisi a taglio della trave nonché ridurre la diffusione delle fessure oblique da taglio.

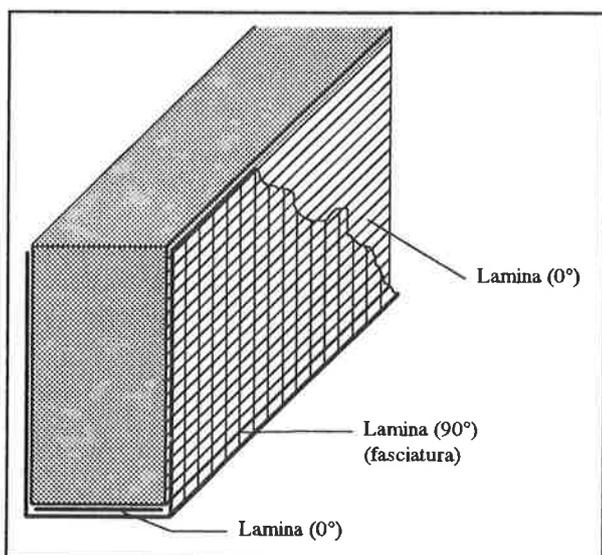


Figura 2 - Schema di applicazione delle fibre

Un altro nodo cruciale del placcaggio è l'effetto delle deformazioni, permanenti o temporanee, presenti all'atto della messa in opera. Nella quasi totalità dei casi reali, infatti, il placcaggio viene eseguito in presenza dei carichi permanenti, spesso addirittura di quelli di esercizio. Questo riduce sensibilmente l'effetto benefico dell'intervento per due motivi.

Da una parte si ha una diminuzione delle tensioni nel composito utilizzato per il placcaggio, diminuzione che discende dal fatto che le deformazioni "efficaci" vanno depurate delle deformazioni iniziali, e che determina di fatto una minore attivazione delle fibre il cui apporto all'equilibrio della sezione risulta così menomato.

Dall'altra c'è il fatto che l'eventuale quadro fessurativo di partenza non viene ridotto oltre il livello iniziale, ne discende che la resistenza all'aggressione chimica, che spesso è un aspetto chiave di questo genere di interventi, resta pressoché invariata.

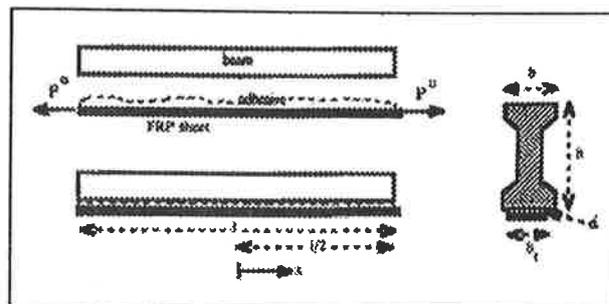


Figura 3 - Pretensione del rinforzo in FRP [11]

A questo hanno cercato di porre rimedio fra il 1991 e il 1992 gli studi di Triantafyllou e di Karam che si proponevano di imporre una pretensione all'elemento da utilizzare per il placcaggio preventivamente all'incollaggio [9] [10] [11] [12].

Gli effetti benefici della pretensione sono :

- ♦ una maggiore attivazione del placcaggio a causa della maggiore tensione che si genera nelle fibre ;
- ♦ un miglioramento del comportamento a taglio generato dalla pretensione che genera una tensione normale media negativa ;
- ♦ un miglioramento del quadro fessurativo in termini di diffusione e ampiezza delle fessure che vengono sostanzialmente richiuse.

I limiti di questi studi risiedono nel fatto che, nelle applicazioni reali, la pretensione degli elementi previa all'incollaggio è di notevole difficoltà tecnica, spesso addirittura impossibile.

Nella primavera del 1996 presso il laboratorio LaRM dell'Università di Bologna è stato condotto un programma di ricerca teso a verificare la fattibilità e l'efficienza di una tecnica alternativa mirante a raggiungere gli stessi risultati in maniera tecnologicamente più semplice.

L'idea è quella di generare, prima dell'esecuzione del placcaggio, uno stato di coazione tramite una precompressione esterna a cavi eccentrici della trave. Tale stato deve essere mantenuto fino al termine dell'incollaggio e poi rimosso.

Questo genera, fra la trave e l'elemento in composito, una **tensione artificiale che perdura dopo la rimozione della compressione esterna.**

In pratica la trave, ancora soggetta al carico di esercizio, viene compressa esternamente con un sistema di cavi e martinetti idraulici sì da ridurre le deformazioni fino ad arrivare addirittura a deformazioni negative all'intradosso.

Questo permette di eseguire il placcaggio in una situazione ideale di assenza di fessure.

Si effettua dunque l'incollaggio sotto l'effetto di tale compressione ; quest'ultima viene rimossa soltanto una volta avvenuta la maturazione della colla.

Per verificare la tecnica in esame si è fatto ricorso sia alla modellazione numerica che alla sperimentazione.

3. CASO DI STUDIO : MODELLO NUMERICO PER LA PROGETTAZIONE DELLA PROVA

A titolo di valutazione approssimata è stato sviluppato il seguente modello che ha consentito di progettare a ragion veduta le prove sperimentali. In particolare ha reso possibile una valutazione del tiro da applicare ai cavi e il loro posizionamento.

3.1 Le ipotesi

Il modello utilizzato per predire il comportamento delle travi testate in laboratorio si basa su una discretizzazione in conci di una trave soggetta a flessione e taglio.

Le ipotesi di base sono quelle consuete del calcolo delle sezioni in c.a., cioè conservazione delle sezioni piane e perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo.

Dal momento che il modello deve contemplare per ogni fibra longitudinale una legge di scarico diversa in base alla deformazione massima raggiunta, si adotta un *fiber model*, o modello a fibre. Un siffatto modello si basa sull'ipotesi che ogni sezione sia costituita da una molteplicità di fibre di ognuna delle quali viene studiato il comportamento in ogni sezione a seconda della sua storia deformativa. Per semplicità si adotta l'ipotesi cinematica di conservazione della planarità delle sezioni trasversali.

3.2 I legami costitutivi

Per l'acciaio d'armatura viene considerato un comportamento elasto-incrudente bilineare come quello in fig. 4, con possibilità di inserire il modulo elastico dei due rami separatamente.

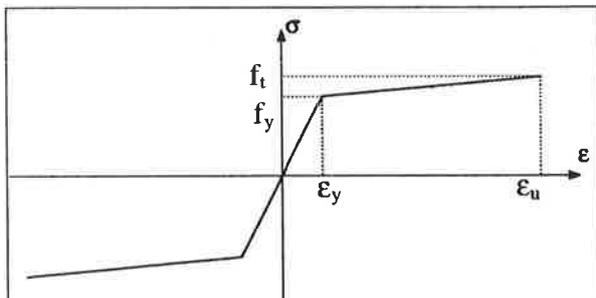


Figura 4 - legame costitutivi dell'acciaio

Per il conglomerato cementizio si sono distinti due casi diversi :

- fase di carico (deformazioni che crescono in valore assoluto, fig. 5) ;
- fase di scarico (deformazioni che calano in valore assoluto, fig. 6).

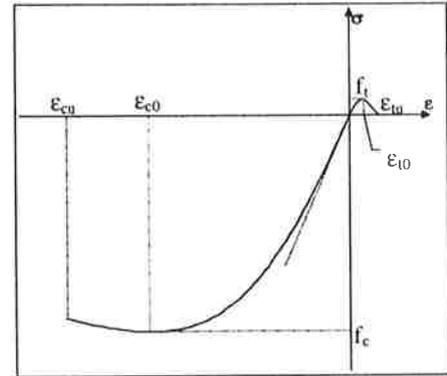


Figura 5 - Legame costitutivo cls

Per la fase a si è utilizzato un tipico diagramma pseudo-parabolico con *softening* lineare nel ramo di trazione.

Per la fase b si considera, tanto in compressione che in trazione, una discesa parallela alla tangente della curva all'origine prima del picco, mentre dopo il picco la si fa convergere alla deformazione residua.

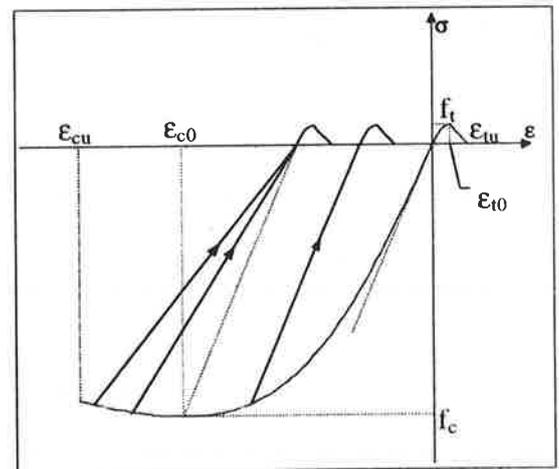


Figura 6 - Legame costitutivo del cls in fase di scarico

Per il materiale composito il legame costitutivo è considerato lineare fino a rottura.

3.3 Il programma

Il modello è stato implementato utilizzando il linguaggio di programmazione MATHEMATICA[®].

Il programma funziona sostanzialmente applicando

il metodo dell'equilibrio alla generica sezione nelle diverse situazioni di carico della trave.

3.3.1 Sezione integra

Il primo passo compiuto dal programma è la costruzione del diagramma momento-curvatura per la generica sezione integra durante il processo di carico che deve portare al carico di esercizio.

Questo viene fatto, nello spirito del metodo dell'equilibrio, incrementando gradualmente la curvatura della sezione e risolvendo l'equazione di equilibrio alla rotazione con la posizione dell'asse neutro y_n come incognita. Una volta trovata y_n si giunge a determinare il momento nella sezione tramite l'equilibrio alla rotazione, fig. 7.

In questo modo si può determinare, per ogni valore della curvatura, il corrispondente valore del momento, consentendo di costruire una funzione che lega il momento alla curvatura.

Successivamente si considera la trave nel suo complesso soggetta al momento flettente ed al taglio che derivano dallo schema di carico a quattro punti di carico utilizzato per le prove di laboratorio (trave appoggiata con due carichi concentrati in prossimità della mezzeria).

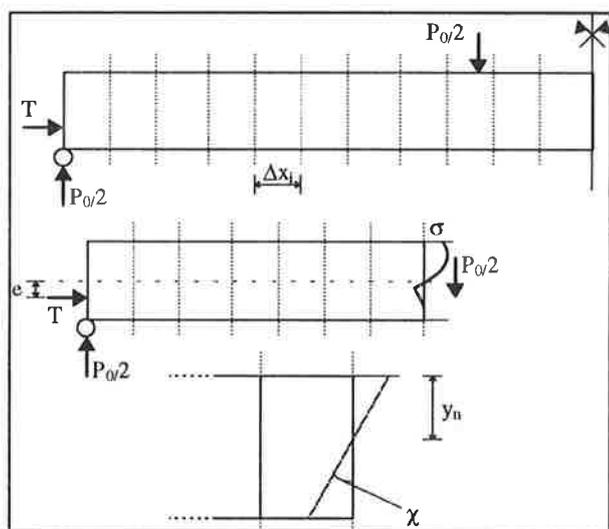


Figura 7 - Schema del programma

Determinati quindi per ogni concio momento flettente e taglio, da questi si desumono rotazioni e scorrimenti angolari (ferma restando l'ipotesi di distribuzione lineare delle deformazioni longitudinali).

Integrando le deformazioni dei conci sulla lunghezza della trave si risale dunque al diagramma carico-freccia.

3.3.2 Sezione già caricata

Successivamente il programma simula il ciclo di applicazione della compressione esterna.

Lo stato tensionale corrispondente a un certo valore del carico viene sovrapposto a quello derivante da uno sforzo normale eccentrico applicato esternamente alla trave in corrispondenza delle due testate.

Per fare questo è necessario determinare il valore dello sforzo normale (avente eccentricità nota) al variare della curvatura per ogni concio, essi infatti, partendo da condizioni diverse, si comportano tutti in maniera diversa. Si ricorre dunque di nuovo allo stratagemma di invertire causa ed effetto per giungere a determinare il legame fra sforzo normale e curvatura.

Una volta trovato il legame fra il tiro e la curvatura è possibile, integrando le curvature sulla lunghezza della trave, calcolare la freccia della trave per ogni valore dello sforzo normale (crescente).

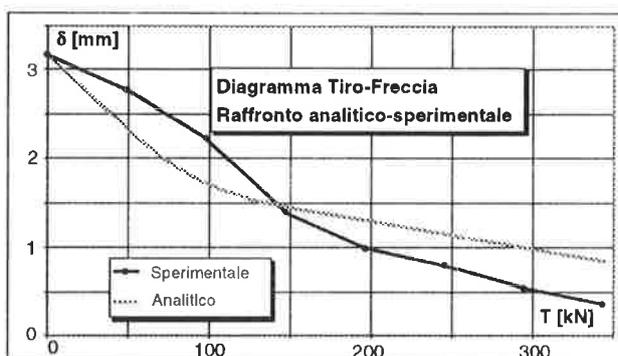


Figura 8 - Legame Sforzo Normale-Freccia

In fig. 8 è riportato un raffronto fra i dati forniti dal modello e le esperienze sperimentali. L'accordo fra i due grafici è soddisfacente anche se restano diverse incertezze legate alla deformabilità a taglio della trave nella fase b.

Analogamente si risale alla deformata della trave, fig.9.

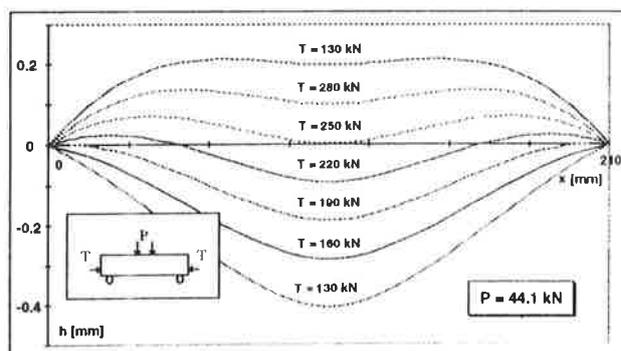


Figura 9 - Deformate della trave per alcuni valori dello sforzo normale esterno

4. CASO DI STUDIO : PROGRAMMA SPERIMENTALE

Sono state provate quattro travi aventi tutte la geometria mostrata in fig. 10.

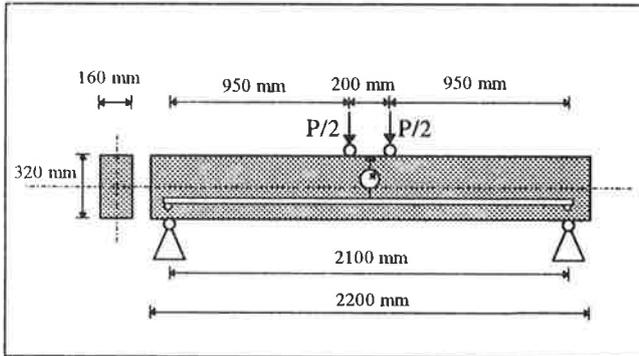


Figura 10 - Geometria delle travi testate

Allo scopo di ottenere dati sperimentali che permettessero di costruire le curve di cui alle fig. 4,5,6 sono state eseguite le seguenti prove sui materiali..

Calcestruzzo : otto prove "brasiliene di trazione indiretta e tre prove di compressione semplice su provini cubici di lato 150 mm ; tre prove strumentate di flessione a tre punti di carico su provini a prisma ; una prova di compressione con *strain gauges* per la determinazione dei moduli elastici di Young e di Poisson. Su tutti i provini sono state eseguite, prima delle prove, misurazioni microsismiche atte ad ottenere il modulo elastico dinamico.

Acciaio : prova di trazione strumentata per la determinazione dei carichi di snervamento e di rottura.

Composito : prova di trazione con *strain gauge* per determinare resistenza e modulo elastico a trazione.

Matrice resinosa : prova di trazione con *strain gauges* per determinare la resistenza e i moduli elastici a trazione.

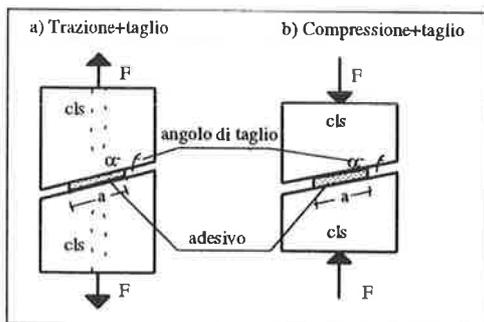


Figura 11 - Caratterizzazione dell'interfaccia

Sono state inoltre realizzate prove atte a caratterizzare il dominio di crisi di Mohr-Coulomb dell'interfaccia fra resina e calcestruzzo. Si sono perciò

utilizzati prismi di calcestruzzo (vedi fig. 12) tagliati secondo angoli diversi e reincollati con uno strato di resina di dimensioni note. In seguito i prismi sono stati sottoposti alcuni a trazione ed alcuni a compressione.

Le travi erano tutte armate con 4 tondini $\phi 16$ (due all'intradosso e due all'estradosso) ad aderenza migliorata con tensione di snervamento intorno a 530 MPa e tensione di rottura 640 MPa. Il calcestruzzo utilizzato nei getti ha mostrato una resistenza media a compressione di 42 MPa.

Il composito utilizzato per il rinforzo esterno era costituito da fasce di fibra di carbonio ad alta resistenza (3.5 GPa) e ad alto modulo (235 GPa) impregnate *in situ* con una resina epossidica.

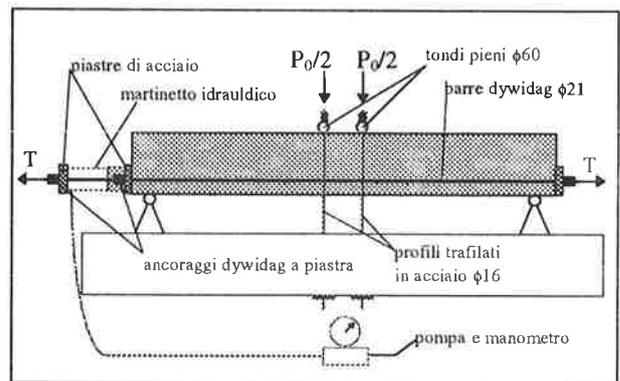


Figura 12 - Schema della 4ª trave

Questa la successione delle travi testate :

Trave 1 : trave di riferimento, è stata caricata con carico ciclico fino a rottura in una prova di flessione a quattro punti di carico, fig. 13;

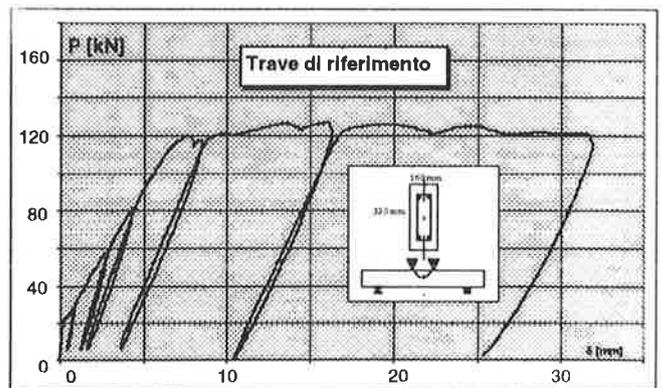


Figura 13 - Trave 1 (di riferimento)

Trave 2 : portata fino al presunto carico di esercizio (un terzo del carico di rottura), scaricata, rinforzata e portata a rottura ;

Trave 3 : portata al carico di esercizio e ivi mantenuta mentre viene eseguito l'incollaggio, indi portata a rottura ;

Trave 4 : portata al carico di esercizio e ivi mantenuta mentre viene applicata la compressione esterna, rinforzata e, una volta rimossa la compressione, portata a rottura.

Tutte le prove eseguite sulle travi erano strumentate nel modo seguente :

- ◆ un trasduttore di pressione collegato alla pompa idraulica per la determinazione del carico.
- ◆ due comparatori ad induzione magnetica che, uno per lato, misuravano la freccia in mezzeria rispetto agli appoggi.
- ◆ due estensimetri a variazione di resistenza di tipo *strain gauge* per determinare la deformazione nelle fibre del composito in mezzeria e nella zona di momento massimo.

Le letture di tutti gli strumenti venivano acquisite automaticamente da un personal computer fornito di apposita scheda di acquisizione e relativo software con una frequenza variabile di 1÷2 Hz (1 o 2 letture al secondo).

Nel programmare la prova della trave 4, ed in particolare per decidere l'eccentricità da dare ai cavi

esterni nonché l'entità del tiro da applicarvi, ci si è serviti, oltre che dei risultati forniti dal software appositamente sviluppato, del calcolo lineare.

Per fare questo si sono risolte le equazioni di equilibrio e di congruenza della sezione di mezzeria per trovare il grado di compressione che permettesse di annullare le tensioni di intradosso.

Quanto ai meccanismi di crisi riscontrati nelle varie travi si possono fare le seguenti osservazioni.

Nella trave 1 si è avuta una classica crisi per schiacciamento del calcestruzzo nella zona di momento massimo (fra i due coltelli di carico).

In tutte le altre si è avuto un identico fenomeno di peeling del composito che si originava in corrispondenza della mezzeria della trave e si estendeva poi verso le estremità fino al collasso della trave.

L'acquisizione dei dati relativi alla deformazione delle fibre durante l'andamento della prova ha potuto, in molti casi, evidenziare e confermare un fenomeno, già riscontrato a vista, di redistribuzione delle tensioni sulla lunghezza della fibra in corrispondenza del distacco di quest'ultima all'atto della crisi.

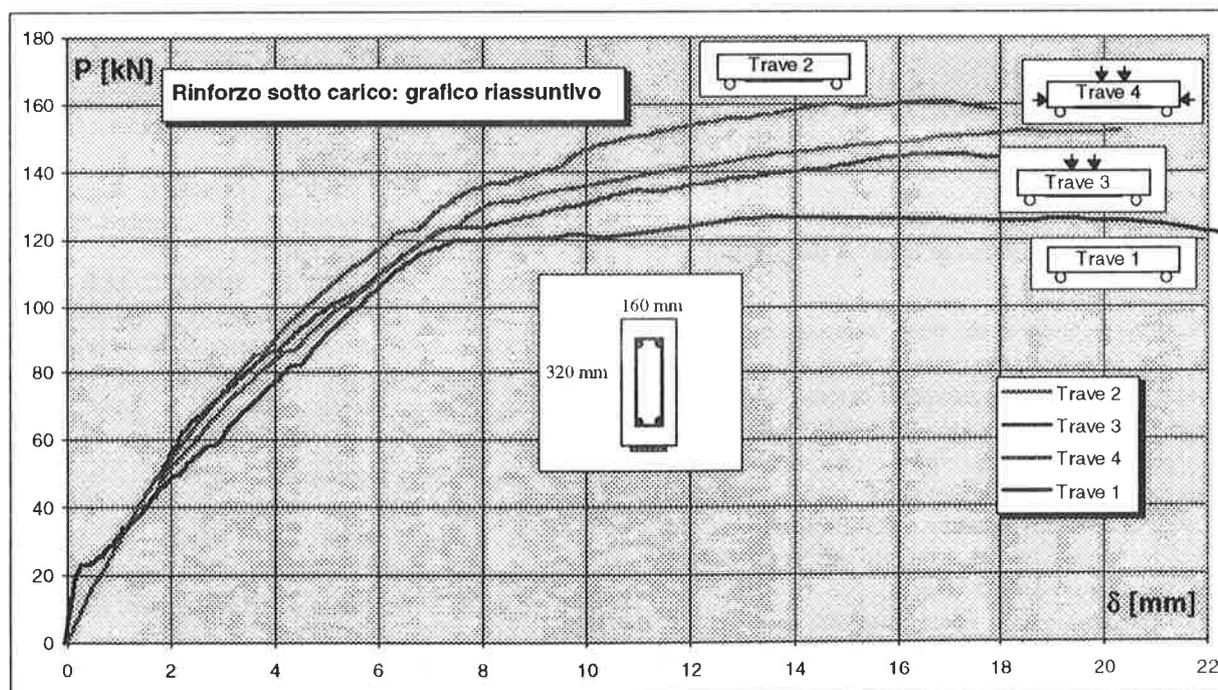


Figura 14 - Diagrammi carico-freccia delle prove realizzate

5. CONCLUSIONI

I risultati hanno evidenziato un miglioramento, anche se contenuto, nel comportamento della trave 4 rispetto alla trave 3.

Si ritiene che risultati quantitativamente più

rilevanti si potessero ottenere ricorrendo ad un diverso trattamento della superficie del calcestruzzo prima dell'applicazione delle fibre.

Il meccanismo di crisi registrato nelle travi rinforzate con lamine è spiegabile con la formazione di uno stato tensionale triassiale all'interfaccia composito-

calcestruzzo in corrispondenza delle fessure flessionali della trave.

Da una parte, infatti, le fessure generano una concentrazione di tensioni tangenziali di interfaccia dovute alla discontinuità nella deformazione. Dall'altra in corrispondenza della fessura si ha un incremento considerevole della deformabilità a taglio, questo crea nella trave un "gradino" che causa una tensione normale positiva nel piano di intradosso. La concomitanza di queste due circostanze innesca la crisi che si propaga poi verso le estremità della trave.

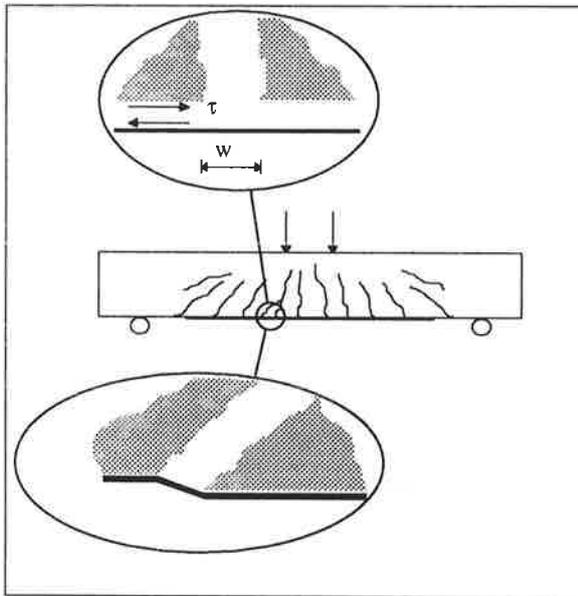


Figura 15 - Meccanismo di innesco del peeling

Si è rilevato inoltre un buon accordo fra i dati derivanti dal monitoraggio della terza trave nella fase di applicazione della compressione esterna con quelli previsti per la stessa fase dal modello numerico.

La tecnica proposta può, in conclusione, rappresentare un miglioramento delle tecniche tradizionali di placcaggio laddove la presenza di carichi permanenti o di esercizio al momento dell'applicazione riduca le prestazioni del placcaggio.

Per la realizzazione in opera di questa tecnica, una possibile soluzione ci viene dall'opera dello stesso Freyssinet che proponeva l'utilizzo dei martinetti piatti da lui brevettati per la precompressione di travi.

Riconoscimenti :

Si ringrazia il personale tecnico del LaRM (Università di Bologna) che ha collaborato alla esecuzione delle prove; l'ing. Marco ARDUINI e il prof. Antonio NANNI per l'apporto di idee con discussioni critiche del programma sperimentale. Il lavoro si è avvalso di finanziamento CNR.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] ALBENGA G. - 1952, "Il contributo italiano alla teoria e alla tecnica del cemento armato", "Rendiconti e pubblicazioni - Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato", Tamburini, Milano
- [2] BRESSON J., 1972, "Le béton plaqué, ses applications immédiates, ses prolongements futurs", "Les matériaux composites d'aujourd'hui et de demain", Edition Eyrolles, Paris
- [3] CESTELLI GUIDI C. - 1991, *Relazione introduttiva giornate AICAP'91*
- [4] AGNELONI E., DI LEO A., DI TOMMASO A. - 1989, "Analisi dei parametri e dei meccanismi di frattura nei giunti di acciaio-calcestruzzo", Atti delle Giornate AICAP'89
- [5] SWAMY R.N., JONES R., CHARIF A. - 1989, "The effect of external plate reinforcement on the strengthening of structurally damaged RC beams", *The Structural Engineer*, February 1989
- [6] ARDUINI M., DI TOMMASO A. - 1995, "Strengthening of concrete beams using FRP plates", *Materials Engineering*
- [7] MEIER U., DEURING, M., MEIER H., SCHWENGLER G. - 1993, "FRP Bonded Sheets", "Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures..." a cura di A. Nanni, Elsevier
- [8] NANNI A. - 1995, "Concrete Repair With Externally Bonded FRP Reinforcement", *Concrete International*
- [9] SADAATMANESH H., EHSANI M.R. - 1994 "Concrete Girders Externally Prestressed With Composite Plates", *PCI Journal*, May-June 1994
- [10] TRIANTAFILLOU T.C., DESKOVIC N. - 1991, "Innovative Prestressing with FRP Sheets: Mechanics of Short-Term Behaviour", *Journal of Engineering Mechanics*, July 1991
- [11] KARAM G.N. - 1992, "Optimal Design for Prestressing With FRP Sheets in Structural Members", "ACMBS-MPAPC First Int Conf" a cura di K.W. Neale e P. Laboissière, Sherbrooke, Québec, Canada
- [12] WIGHT R.G., GREEN M.F., ERKI M.A. - 1995, "Post-strengthening concrete beams with prestressed FRP sheets", "Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures - II Int. RILEM Symp. (FRPRCS-2)" a cura di L.Taerwe, E&FN Spoon, UK
- [13] ROSTASY F.S., HANDERS C., RANISCH E.-H. - 1992, "Strengthening of R/C and P/C structures with bonded FRP plates", "ACMBS-MPAPC First Int. Conf.", Sherbrooke, Québec, Canada

INTERVENTO DI RIPRISTINO DELLA COPERTURA DI UN EDIFICIO INDUSTRIALE PER LO SMALTIMENTO DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI

Paolo FORMICHI

Ingegnere Civile
LIVORNO

SOMMARIO

Si riferisce qui in merito all'intervento di ripristino di un edificio industriale per lo smaltimento dei rifiuti solidi urbani a seguito del crollo di una parte della copertura dalla quota di +38,50 m dal piano campagna, avvenuto a meno di un anno dalla ultimazione delle opere strutturali.

Dopo una breve descrizione della struttura interessata dall'evento, si passa all'analisi del crollo e delle sue cause e poi al dettaglio dei criteri d'intervento e dei risultati raggiunti.

SUMMARY

It is illustrated the restoration of an industrial building following the collapse of a part of the roof placed at 38.5 meters from the ground level, occurred within the first year from the conclusion of the construction.

After a brief description of the structures involved in the event, are analysed the collapse and its causes. Are then illustrated the criteria followed in the design of the restoration of the building and the achieved results.

1. PREMESSA

Il crollo di una porzione di copertura di un edificio industriale di grandi dimensioni, come quello qui in esame, ha rappresentato un evento di carattere eccezionale nella vita strutturale del complesso, in quanto si è verificato non per vetustà delle membrature ma dopo un solo anno dalla loro ultimazione.

La perturbazione degli assetti strutturali è stata oggetto di accurati studi per la individuazione delle cause e per la definizione del progetto di ripristino.

Questo intervento si è posto l'obiettivo di correggere, forzandola, la geometria della struttura sottoponendo le membrature ad azioni esterne, che hanno consentito il riassorbimento delle deformazioni.

La successiva apposizione di vincoli di collegamento fra le parti della copertura ha permesso, poi, il completo recupero della funzionalità dell'edificio, garantendo adeguati livelli di affidabilità strutturale.

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il complesso, destinato ad accogliere gli impianti necessari per tutte le fasi del trattamento dei rifiuti solidi urbani, si articola su tre blocchi di ampiezza ed altezza diverse.

La figura 1 illustra schematicamente la pianta del blocco destinato ad accogliere le caldaie per la termodistruzione dei rifiuti, che è appunto quello interessato dall'evento.

Le notevoli dimensioni degli impianti hanno imposto la realizzazione di un unico ambiente di altezza utile pari a circa 38 m.

La struttura risulta dall'assemblaggio di pilastri in cemento armato ordinario gettato in opera e di travi e tegoli di copertura a forma di Π in cemento armato precompresso prefabbricato.

I tegoli, alternati a lucernari, sono orditi in direzione trasversale e sono semplicemente appoggiati

sulle travi longitudinali, a sezione a T o a L rovesci, a loro volta vincolate ai pilastri mediante cerniere.

I pilastri, di altezza pari a 38 m, a sezione quadrata cava di 1,6 m di lato e spessore di parete di 0,25 m, sono stati costruiti senza soluzione di continuità con casseri rampanti. Alcuni di essi sono vincolati solo in corrispondenza delle fondazioni a plinto e in sommità, mentre altri hanno anche vincoli intermedi.

I pilastri perimetrali, oltre ai carichi derivanti dalle strutture di copertura, sostengono anche i pannelli di tamponamento, realizzati in cemento armato prefabbricato e appesi alla loro faccia esterna.

Lo schema strutturale consiste, quindi, in tre telai longitudinali con piedritti incastrati al piede e traversi incernierati in sommità. Trasversalmente il collegamento tra i telai è affidato ai tegoli di copertura, capaci di esercitare azioni orizzontali di ritegno in ragione delle forze di attrito che si trasmettono attraverso il dispositivo di appoggio in gomma.

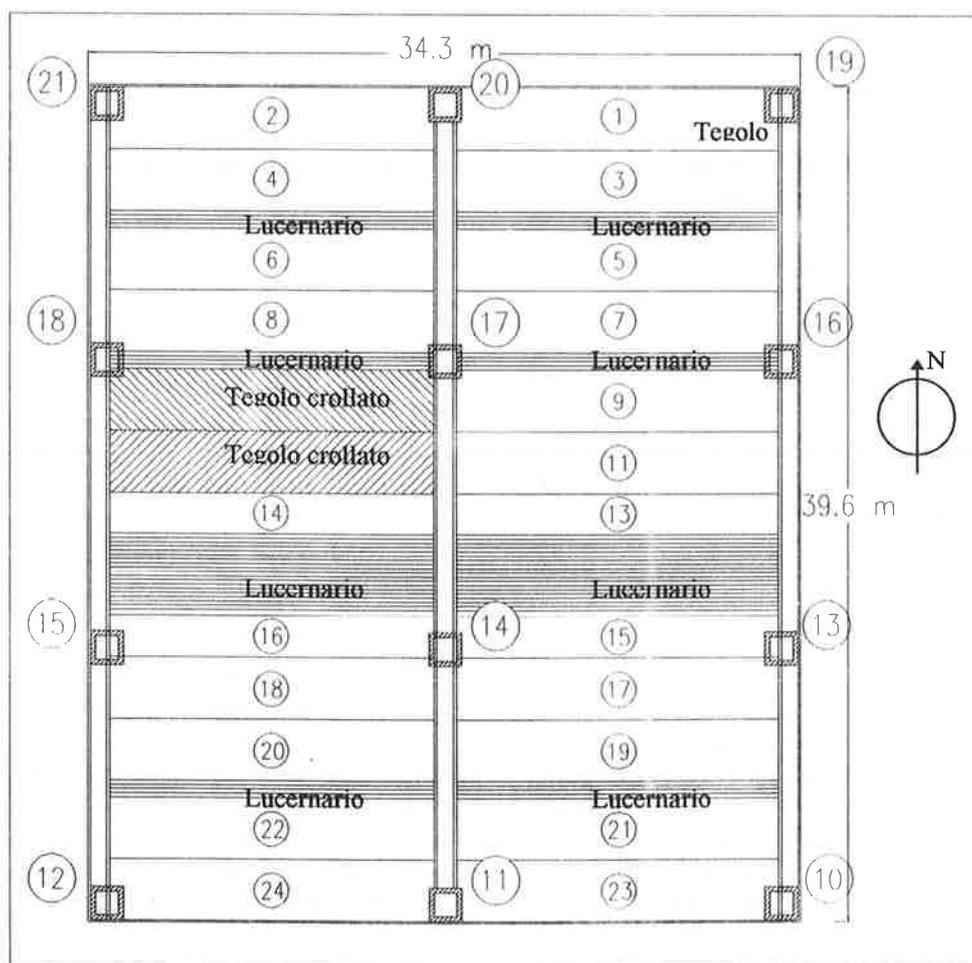


Fig. 1 Pianta della copertura interessata dall'evento.

3. ANALISI DEL CROLLO E DELLE SUE CAUSE

3.1 Il crollo

Durante la fase di ultimazione delle opere civili relative all'edificio termodistruzione, si è verificato il crollo, per mancanza di appoggio, di due manufatti prefabbricati di copertura, indicati a tratteggio nella figura 1, in corrispondenza del pilastro N. 18.

Contemporaneamente al crollo di questi due manufatti di copertura si è verificata una importante

riduzione delle profondità di appoggio di molti altri tegoli con conseguente rischio di ulteriori collassi.

Perturbazioni della geometria della copertura e dell'assetto delle membrature verticali sono state riscontrate in tutta la struttura dell'edificio termodistruzione.

Attraverso un accurato rilievo della profondità degli appoggi di tutti i tegoli e del "fuori piombo" di tutti i pilastri, si è potuta costruire una mappa degli spostamenti subiti dagli elementi della copertura e, ciò che è più importante, dalle sommità dei pilastri.

Nella figura 2 è riportata quest'ultima mappatura.

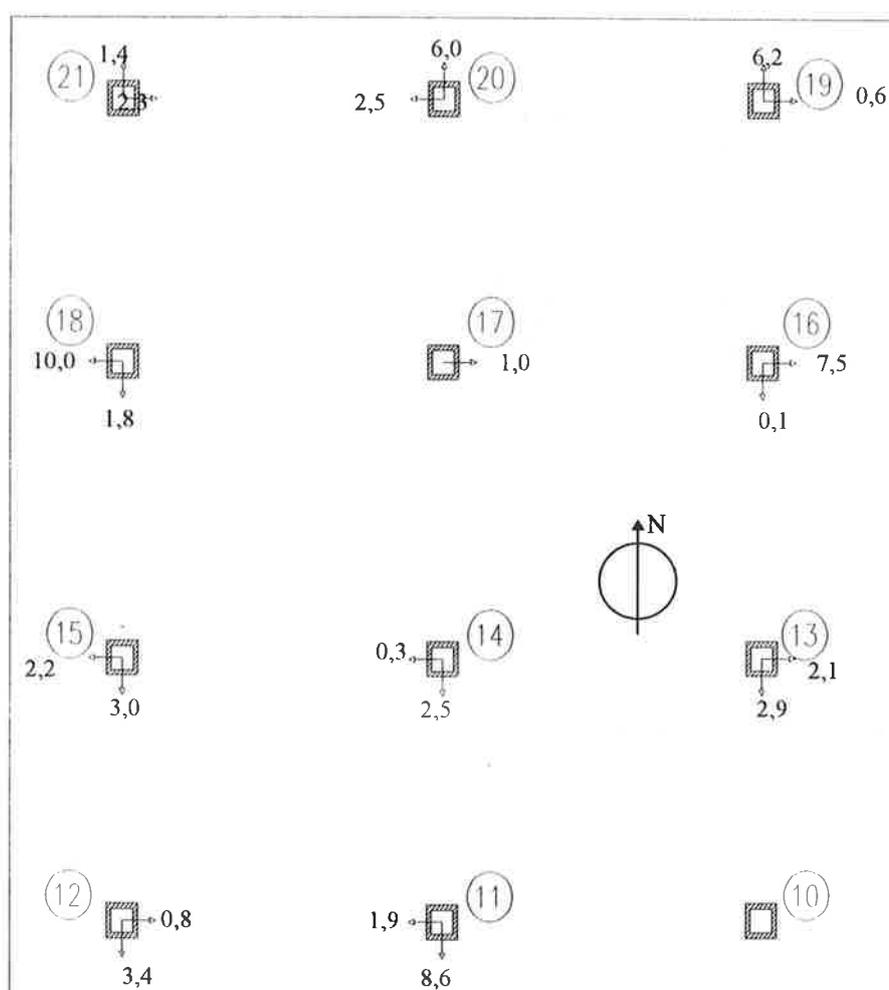


Fig. 2 Rilievo del "fuori piombo" dei pilastri. Spostamenti in cm.

I pilastri dell'allineamento 19-20-21 si presentano con le sommità spostate in direzione longitudinale verso l'esterno dell'edificio. Ciò è da imputarsi alle sollecitazioni che giungono su questi pilastri a causa della continuità strutturale con un edificio adiacente, che ingenera su di essi forti eccentricità di carico,

piuttosto che alle deformazioni elastiche dei telai longitudinali dell'edificio termodistruzione.

Le stesse ragioni valgono per le deformazioni in direzione longitudinale opposta alle precedenti subite dai pilastri dell'allineamento 10-11-12.

I pilastri dei due allineamenti centrali presentano configurazioni deformate analoghe. I pilastri di bordo, in entrambi i casi, infatti, sono inflessi in direzione trasversale verso l'esterno, con uno spostamento massimo di 10,0 cm proprio in sommità dell'elemento 18.

In direzione longitudinale non si notano spostamenti degni di rilievo.

I pilastri centrali non presentano spostamenti significativi in entrambe le direzioni.

Fortunatamente il crollo non ha causato danni a persone o cose, sebbene si sia trattato della caduta di due manufatti, del peso di circa 90 kN ciascuno, da un'altezza di 38 metri.

La figura 3 mostra un particolare della copertura, ripreso dalla sommità del pilastro 18, come si presentava dopo l'evento.

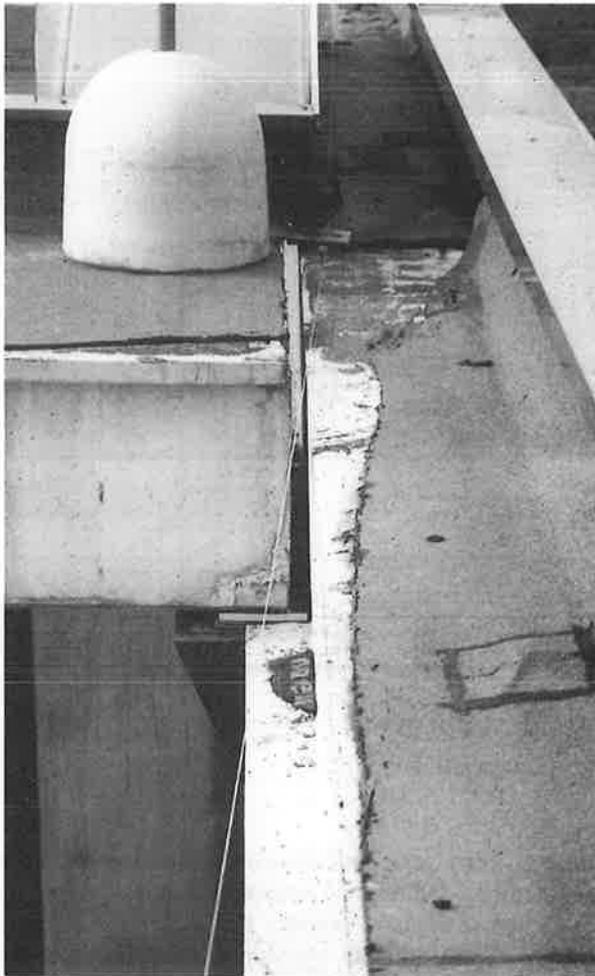


Fig. 3 La copertura dopo il crollo dei due tegoli.

3.2 Le cause

In sede di progetto, lo schema assunto alla base della modellazione strutturale prevedeva, trasversalmente, telai con piedritti incastrati alla base collegati in sommità da due traversi ad essi incernierati.

Il calcolo è stato condotto analizzando il comportamento spaziale dell'intera struttura in campo elastico lineare, considerando, cioè, come trascurabili le deformazioni subite dalla struttura medesima.

In realtà, lo schema realizzato per la formazione dei telai trasversali è ben diverso da quello teorico.

Non esistono dei veri e propri traversi vincolati efficacemente ai pilastri, visto che i tegoli sono semplicemente appoggiati sulle travi longitudinali, a loro volta appoggiate sui pilastri.

Il trasferimento delle azioni trasversali di ritegno, ipotizzato nello schema di calcolo attraverso le cerniere di giunto traversi-pilastri, in effetti non appare, qui, diretto, potendosi tali azioni esercitare solo in ragione dell'attrito sviluppatosi in corrispondenza degli appoggi tegoli-travi e travi-pilastri. E' abbastanza evidente che questo meccanismo, data la sua complessità, comporta una maggiore deformabilità dell'intero complesso, quanto meno in direzione trasversale.

Si può ragionevolmente ritenere che lo schema strutturale adottato in sede di progetto, di comune impiego per edifici industriali, si rivela scarsamente affidabile laddove l'altezza - e quindi la deformabilità - dei pilastri assume valori rilevanti.

Gli spostamenti relativi tra gli elementi della copertura e i pilastri si sono resi possibili a causa dello scarso grado di vincolo esistente, affidato - come si è detto - solo all'attrito.

Un efficace e diffuso sistema di spinottatura per il collegamento tegoli-travi e travi-pilastri avrebbe ridotto drasticamente l'entità degli scorrimenti, contribuendo alla riduzione dell'importanza degli effetti delle non linearità geometriche.

A quanto detto fin qui si deve aggiungere l'effetto delle imperfezioni geometriche di costruzione.

Il complesso dei pilastri dell'edificio termodistruzione è stato costruito con casseri rampanti collegati tra loro da un sistema di travi reticolari di solidarizzazione, al fine di ridurre al minimo lo scostamento tra le sommità dei pilastri contigui.

Ora, se spostamenti fuori-piombo dell'ordine di 2 cm possono ritenersi compatibili con la tecnica costruttiva adottata e accettabili dal punto di vista normativo, sono pur sempre influenti ai fini dell'aumento globale della deformazione strutturale.

Si deve inoltre rilevare che le strutture verticali gettate in opera hanno anche subito deformazioni dovute alla viscosità del calcestruzzo, cui questi pilastri sono particolarmente sensibili, data la loro snellezza e la presenza di forti carichi eccentrici applicati lungo il loro sviluppo: è soprattutto il caso dei pilastri perimetrali, che sopportano le azioni derivanti dalla presenza dei pannelli di tamponamento in c.a. appesi sulla loro faccia esterna.

La non linearità di comportamento del materiale e la non effettiva linearità geometrica dell'intera struttura non sono state adeguatamente valutate in sede di progetto, dove - giova ripeterlo - gli spostamenti sono stati ipotizzati come trascurabili e i materiali in campo elastico lineare.

Notevole rilevanza hanno avuto, infine, gli effetti delle azioni climatiche.

Le dilatazioni termiche subite dai tegoli hanno provocato inflessioni trasversali dei pilastri perimetrali verso l'esterno dell'edificio, amplificate poi dall'azione del vento (e questa è, verosimilmente, la causa ultima in ordine di tempo).

L'azione del vento, causando depressione sulla parete sottovento dal lato del pilastro 18, ha chiamato quest'ultimo a spostamenti considerevoli, sempre verso l'esterno, data l'ampia superficie di competenza del pilastro medesimo.

Si è così prodotto il duplice effetto di accrescere ancora indirettamente, a causa delle non linearità geometriche, la stessa inflessione e di portare al completo azzeramento della profondità di appoggio dei due tegoli in corrispondenza del pilastro.

Fuoriuscendo dalla loro sede, i tegoli hanno ulteriormente sospinto il pilastro 18 verso l'esterno mediante l'azione di contrasto con la trave di bordo su di esso appoggiata.

Queste le principali ragioni che hanno determinato le forti perturbazioni della geometria della struttura, per la cui correzione si sono messe in atto le soluzioni di seguito descritte.

4. L'INTERVENTO DI RIPRISTINO

4.1 Obiettivi

Il progetto di intervento è stato predisposto nell'intento di raggiungere i seguenti obiettivi:

1. corretta geometria della copertura;
2. adeguata sicurezza strutturale dell'intera copertura e dei pannelli di tamponamento;
3. ripristino completo degli elementi strutturali e accessori per garantire la piena funzionalità dell'impianto.

L'intervento è stato realizzato operando un richiamo progressivo in direzione trasversale, mediante martinetti idraulici, delle sommità dei pilastri maggiormente interessati dalle deformazioni e privi di efficaci ritegni, cioè dei pilastri 13-14-15 e 16-17-18.

In sintesi il progetto ha previsto:

- a) il richiamo in sommità dei pilastri;
- b) l'apposizione, a richiamo effettuato, di quattro travi in acciaio, per collegare le sommità dei pilastri 16-17-18 e 13-14-15;
- c) la sostituzione dei due manufatti crollati;
- d) l'apposizione di vincoli adeguati tra tegoli e travi in cemento armato, e tra travi e pilastri;
- e) il controllo in copertura dei vincoli dei pannelli di facciata;
- f) il ripristino delle opere complementari, quali lucernari, impermeabilizzazione, scossaline ecc..

Per le travi in acciaio di cui al punto b), che costituiscono l'elemento essenziale dell'intervento, sono stati condotti controlli sui materiali e sulle saldature.

4.2 Operazioni preliminari

La messa in opera delle travi in acciaio ha comportato lo studio di un adeguato sistema di ancoraggio delle estremità delle travi medesime, realizzate in profilo rettangolare tubolare, ai pilastri in cemento armato esistenti.

Gli apparecchi di fissaggio sono anche serviti, durante la fase di richiamo, per offrire un aggancio ai tiranti provvisori in acciaio, lungo i quali sono stati inseriti i martinetti idraulici utilizzati allo scopo.

Per ridurre le azioni resistenti dovute all'attrito dei tegoli di copertura sulle travi longitudinali in cemento armato, sono stati inseriti, previo sollevamento dei manufatti di copertura, apparecchi di appoggio scorrevole in teflon e acciaio inox lucidato.

4.3 Operazioni di richiamo

Il richiamo è stato effettuato prima per la campata 16-17-18 e dopo per la campata 13-14-15.

Gli spostamenti delle sommità dei pilastri durante la fase di richiamo sono stati controllati attraverso le letture ottenute con trasduttori elettrici di spostamento, con precisione di 2/100 di mm, montati in sommità dei pilastri.

Le letture di spostamento sono state controllate ed integrate dalle letture meccaniche con i fili a piombo, che hanno fornito gli spostamenti assoluti della sommità dei pilastri.

4.3.1 Telaio 16-17-18

Si sono inizialmente applicati tiri con gradini di carico di circa 1.000 daN su entrambe le campate.

L'entità del tiro è stata valutata sulla base delle portate degli elementi strutturali e dei particolari impiegati nelle operazioni e sulla base dei risultati che ci si era prefisso di raggiungere per gli spostamenti ultimi di richiamo, confrontando i risultati via via ottenuti con quelli teorici calcolati per il comportamento elastico lineare delle strutture.

La lettura degli strumenti elettronici, integrata dalle letture dei fili a piombo, ha fatto registrare i valori che sono riportati nella tabella n° 1, dove, in corrispondenza del tiro applicato, vengono indicati in mm: l'avvicinamento *delta* delle teste dei pilastri del telaio, le letture dei fili a piombo (riferite ad una lettura iniziale assegnata) e il valore degli spostamenti assoluti delle teste dei pilastri, calcolati a partire dagli

spostamenti relativi e dallo spostamento assoluto del pilastro centrale, che, per l'azione contrapposta delle trazioni in sommità, è quello che si prevede avere meno spostamenti. Sono inoltre indicati i risultati teorici di calcolo attesi per gli spostamenti delle sezioni di estremità dei pilastri nella ipotesi di loro comportamento a mensola incastrata al suolo, con eventuali ritegni orizzontali per la presenza di collegamento con altri elementi strutturali, sollecitata da un'azione orizzontale applicata in corrispondenza della propria sommità; si è qui ipotizzato che la sezione all'incastro sia interamente reagente ed il materiale in campo elastico lineare.

Si sono adottate le seguenti convenzioni per i segni degli spostamenti:

- spostamenti assoluti: positivi se diretti verso Est;
- spostamenti relativi: positivi se in avvicinamento.

<i>Misure relative al tiro sulla campata 16-17-18</i>											
Pres- sione (bar)	Tiro Appli- cato (daN)	Pil. 16-17 delta (mm) (+ avv.)	Pil. 17-18 delta (mm) (+ avv.)	Piombo Pil. 16 (mm) (+ est)	Piombo Pil. 17 (mm) (+ est)	Piombo Pil. 18 (mm) (+ est)	Spost. assoluti Pil 16 (mm) (+ est)	Spost. assoluti Pil 17 (mm) (+ est)	Spost. assoluti Pil 18 (mm) (+ est)	Spost. teorici Pil. 16 (mm) (+ est)	Spost. teorici Pil. 18 (mm) (+ est)
0	0	0,00	0,00	(*)	300	305	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40	2.191	0,55	0,58	(*)	302	307	-4,36	-2,00	5,01	-1,53	3,68
55	3.013	1,28	1,93	(*)	302	310	-5,09	-2,00	6,36	-2,11	5,06
75	4.109	2,68	7,15	(*)	302	318	-6,49	-2,00	11,58	-2,88	6,90
90	4.930	4,78	14,81	(*)	302	321	-8,59	-2,00	19,24	-3,45	8,28
110	6.026	8,02	27,60	(*)	304	335	-13,83	-4,00	30,03	-4,22	10,12
130	7.121	15,36	45,50	(*)	305	354	-22,17	-5,00	46,93	-4,98	11,96
160	8.765	31,24	77,91	(*)	307	380	-40,05	-7,00	77,34	-6,14	14,72
170	9.313	(**)	83,89	(*)	308	385	(**)	-8,00	82,32	(**)	15,65
190	10.408	(**)	91,95	(*)	310	389	(**)	-10,00	88,38	(**)	17,49

(*) Non rilevato

(**) Mantenuto il tiro invariato a 160 bar.

<i>Misure relative al tiro sulla campata 13-14-15</i>											
Pres- sione (bar)	Tiro Appli- cato (daN)	Pil. 13-14 delta (mm) (+ avv.)	Pil. 14-15 delta (mm) (+ avv.)	Piombo Pil. 13 (mm) (+ est)	Piombo Pil. 14 (mm) (+ est)	Piombo Pil. 15 (mm) (+ est)	Spost. assoluti Pil 13 (mm) (+ est)	Spost. assoluti Pil 14 (mm) (+ est)	Spost. assoluti Pil 15 (mm) (+ est)	Spost. teorici Pil. 13 (mm) (+ est)	Spost. teorici Pil. 15 (mm) (+ est)
0	0	0,00	0,00	500	300	300	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	1.096	0,18	0,15	500	300	300	-0,18	0,00	0,15	-0,77	0,59
35	1.917	0,64	0,60	500	300	300	-0,64	0,00	0,60	-1,34	1,04
55	3.013	2,18	4,36	500	301	303	-3,18	-1,00	3,36	-2,11	1,63
75	4.109	4,10	10,43	500	301	308	-5,10	-1,00	9,43	-2,88	2,22
90	4.930	6,14	15,87	496	301	314	-7,14	-1,00	14,87	-3,45	2,66
110	6.026	9,65	24,22	493	302	322	-11,65	-2,00	22,22	-4,22	3,25
120	6.574	11,10	25,77	492	301	324	-12,10	-1,00	24,77	-4,60	3,55

Tabella 1 Misure relative agli spostamenti dei pilastri a seguito delle operazioni di richiamo.

Nella figura 4.a sono riportati i grafici degli spostamenti assoluti delle teste dei pilastri 16, 17 e 18, in ascissa, in funzione del tiro ad esse applicato, in ordinata.

Per i primi gradini di carico (fino a 3.000 daN) si è osservata una grande rigidità del sistema che si è opposto efficacemente agli spostamenti, denunciando l'influenza degli attriti di primo distacco tra le masse strutturali e non - e manifestando un comportamento non lineare.

Superato il valore dei 3.000 daN di tiro, si sono osservati scorrimenti maggiori e con tendenza ad un relativamente rapido aumento.

Si è inoltre notato, a conferma delle previsioni del calcolo, il comportamento più rigido della campata 16-17 rispetto alla campata 17-18, giustificato dalla presenza dei vincoli di connessione con un edificio adiacente, sul pilastro 16 fino ad un'altezza di 14 m dal piano di calpestio.

Al raggiungimento del tiro di circa 9.000 daN si è verificato un irrigidimento del sistema strutturale, causato dall'esaurimento della "corsa" dei tegoli sulle travi di bordo lato pilastro 16.

Le operazioni di richiamo sono state interrotte al momento in cui si è osservato un ulteriore irrigidimento del sistema, anche questo per contatto dei tegoli contro le travi, sotto un tiro di circa 10.500 daN, avendo raggiunto il rientro della sezione di sommità del pilastro 18 per 88.4 mm e di 40.0 mm della sezione di sommità del pilastro 16, oltreché lo spostamento verso ovest della sezione di sommità del pilastro 17 per complessivi 10.0 mm.

Rispetto al calcolo eseguito secondo le ipotesi sopra citate, si nota la considerevole influenza degli attriti, dei carichi applicati ai pilastri lungo il loro sviluppo verticale e di tutti gli altri fattori che rendono le ipotesi assunte non completamente verificate nel caso reale, visto che è stato necessario applicare un tiro all'incirca doppio rispetto a quello previsto sulla campata 17-18, per ottenere un richiamo del pilastro 18 di poco inferiore a quello calcolato.

4.3.2 Telaio 13-14-15

Le operazioni di richiamo dei pilastri del telaio 13-14-15 sono state effettuate in analogia a quanto fatto per il telaio 16-17-18.

Le osservazioni che emergono dall'analisi del tabulato e dei grafici degli spostamenti assoluti dei pilastri 13 e 15 sono del tutto analoghe a quelle fatte in precedenza.

Essendo qui necessario raggiungere valori di richiamo minori rispetto al telaio 16-17-18, anche i carichi imposti sono stati inferiori.

Al termine delle operazioni, che sono state condotte sempre in parallelo tra le campate 13-14 e 14-15, si è ottenuto un richiamo verso l'interno dell'edificio di 24.8 mm della sezione di sommità del pilastro 15 e di 12.1 mm della sezione dei sommità del pilastro 13, essendosi attestato lo spostamento della sezione di sommità del pilastro 14 al valore di 1.0 mm in direzione ovest (vedi tabella 1).

Nella figura 4.b è riportato il grafico degli spostamenti assoluti delle teste dei pilastri 13, 14 e 15, in ascissa, in funzione del tiro ad esse applicato, in ordinata.

4.4 Operazioni conclusive dell'intervento

Al termine delle operazioni di richiamo dei pilastri di ciascun telaio, si è provveduto al fissaggio delle estremità delle travi in acciaio tubolare, mediante bullonatura in opera.

Una volta serrati i bulloni di collegamento definitivo delle travi in acciaio alle piastre applicate sulla sommità dei pilastri, si sono rilasciati i tiranti provvisori, osservando lievi variazioni nelle letture di spostamento assoluto dei pilastri.

I valori di spostamento relativi al richiamo dei pilastri 15 e 18, trascritti nella tabella 1, debbono essere corretti in quelli definitivi, che diventano rispettivamente: spostamento assoluto verso est di 22.8 mm per il pilastro 15 e spostamento assoluto verso est pari a 85.4 mm per il pilastro 18, avendo qui ritenuto trascurabili gli spostamenti degli altri pilastri ad essi adiacenti.

Una volta terminate le operazioni di richiamo dei pilastri, si è passati alla misura delle profondità di appoggio dei tegoli sulle travi longitudinali di sostegno ad L ed a T.

Per tutti i tegoli la dimensione d della profondità di appoggio è risultata sempre maggiore o uguale a 10 cm, valore che era stato assunto come minimo necessario per l'appoggio.

Ripristinata la geometria della copertura, si sono inseriti adeguati sistemi di spinottatura tra tegoli e travi di bordo, così da rendere efficace il vincolo a cerniera tra queste membrature strutturali.

Lo schema strutturale adottato alla base del dimensionamento delle strutture, infatti, prevede un tale tipo di vincolo, che, per strutture di più contenute dimensioni, è efficacemente rappresentato dall'azione di ritegno sviluppantesi per attrito tra le superfici di appoggio travi-tegoli. La spinottatura è stata qui suggerita dalla maggiore deformabilità delle membrature verticali dell'edificio e dalla conseguente rilevanza degli effetti della non linearità geometrica dello schema strutturale.

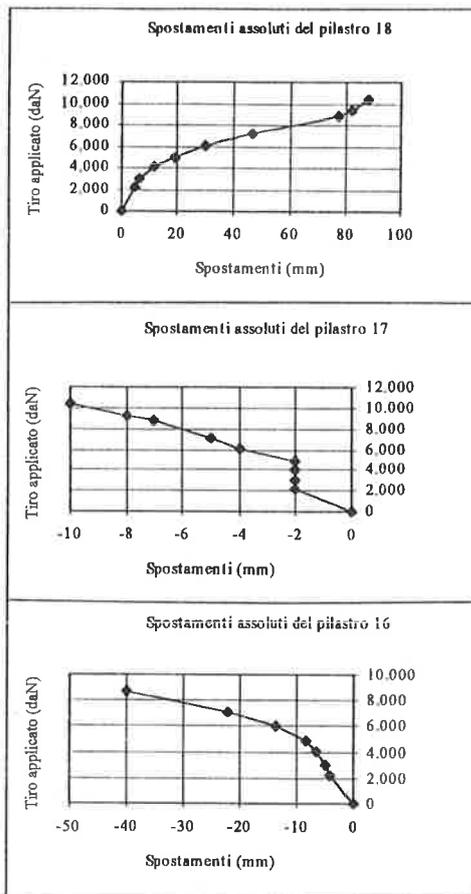


Fig. 4.a Spostamenti assoluti dei pilastri 16,17 e 18.

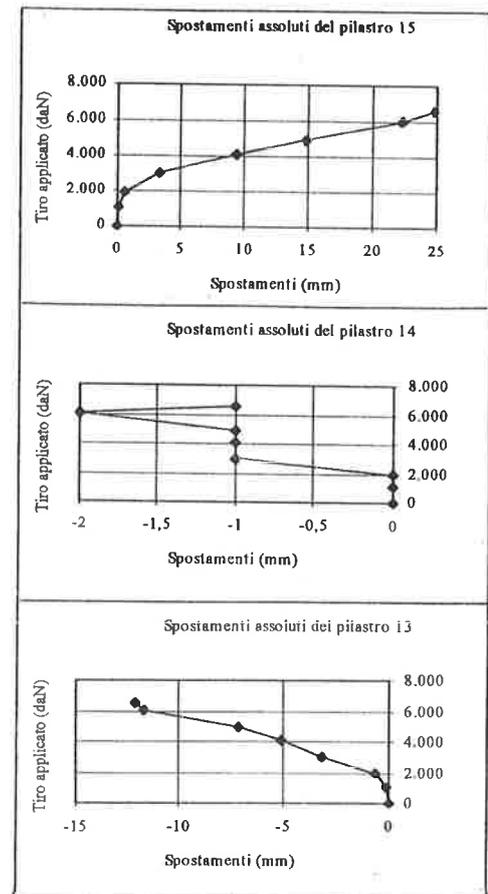


Fig. 4.b Spostamenti assoluti dei pilastri 13, 14 e 15.

5. CONCLUSIONI

In un grande edificio industriale si è verificato nel 1994 il crollo di alcuni elementi di copertura posti a 38 m dal piano di campagna.

Il crollo è stato causato dalle deformazioni flessionali dei pilastri in cemento armato gettato in opera, a loro volta provocate dall'azione del vento in depressione sulle vaste superfici di competenza, dal carico eccentrico dovuto ai pannelli di tamponamento della facciata, appesi sulla loro superficie esterna e ai conseguenti fenomeni viscosi.

L'importanza dell'opera ha suggerito un intervento di ripristino inteso ad ottenere la correzione della geometria delle strutture entro i limiti accettabili delle imperfezioni strutturali di costruzione.

Le operazioni eseguite hanno consentito di soddisfare gli obiettivi prefissati nel progetto d'intervento.

Come si è già detto, il crollo, per un caso fortunato, non ha avuto effetti distruttivi: i danni alle opere sono

stati abbastanza limitati e non sono stati interessati gli impianti per la termodistruzione dei rifiuti cui è destinato il complesso, in parte già installati.

L'intervento di ripristino, poi, non ha richiesto lo smantellamento di alcuna membratura strutturale o accessoria, a tutto vantaggio dei costi. Dell'intervento ci sembra di particolare interesse il fatto che, di fronte ad una struttura di considerevoli dimensioni, con geometria così fortemente perturbata dalle azioni sopra descritte, si sia potuta realizzare una forzatura delle membrature per richiamarle entro i limiti della geometria di progetto, riassorbendo non solo deformazioni elastiche subite dagli elementi ma anche deformazioni di tipo anelastico.

Si può infine osservare che un evento come questo richiama la problematica dei vincoli da porre in sommità di edifici industriali in presenza di manufatti di copertura e la eventuale necessità di disciplinare la materia con apposito provvedimento normativo.

IL SISTEMA QUALITA' NELLA PRODUZIONE E DISTRIBUZIONE DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO - L'ESPERIENZA DELLA CALCESTRUZZI

Luciano LUNARDI
Roberto MARINO
Gian Luca PONZI
Vittorio VOLTA

Garanzia Qualità
Calcestruzzi SpA
RAVENNA

SOMMARIO

La memoria illustra le particolarità, gli obiettivi e le difficoltà inerenti l'introduzione di un Sistema Qualità in un'azienda operante nel settore delle costruzioni in conglomerato cementizio in generale e nell'industria del calcestruzzo preconfezionato in particolare; vengono, inoltre, comunicati sinteticamente i principali risultati conseguenti all'adozione in azienda del Sistema e suggeriti accorgimenti operativi per la redazione di capitolati tecnici per la realizzazione di strutture di qualità.

SUMMARY

The Report deals with particularities difficulties and aims of introducing a Quality Control System in a company involved in the reinforced concrete building field and, more specifically, in the ready-mixed concrete industry. Some brief comments about the main results coming from the adoption of Quality Assurance in Calcestruzzi firm and suggestions for technical specifications for quality structures are made.

1. PREMESSA

La presente comunicazione riporta, non risultati di ricerche o considerazioni tecnologiche sulle realizzazioni in cemento armato e cemento armato precompresso, ma aspetti organizzativi tipici del modo di operare in Garanzia (o Assicurazione) Qualità. L'argomento, che è sempre più dibattuto nell'edilizia, ultimo fra i vari settori industriali a prendere in seria considerazione l'argomento, presenta aspetti che si stanno rivelando fondamentali ed indispensabili per la realizzazione di costruzioni di qualità, qualità che nella maggiore parte dei casi non viene ottenuta nonostante l'impegno profuso dalla maggior parte degli addetti ai lavori.

In questa ottica si può senz'altro affermare che la memoria ha la pretesa di rappresentare un contributo tecnico che potremmo definire "virtuale", non meno importante di quello tecnico propriamente detto.

La comunicazione vuole descrivere anche sommariamente le esperienze di un'azienda italiana di livello europeo che produce calcestruzzo preconfezionato e che si pone ambiziosi obiettivi mediante suggerimenti operativi inquadrati in una mentalità nuova per il settore

delle costruzioni, ritenendosi ormai maturi i tempi e ricettivo l'ambiente.

Sarebbe fuori luogo in questa sede approfondire tanti temi anche di indubbio interesse culturale e scientifico; sull'argomento sono già stati fino ad ora scritti fiumi di parole, non sempre appropriate e chiarificatrici.

La possibilità di poter oggi, ricorrendo alla fisica, alla chimica, all'ingegneria dei materiali, ottenere nuovi prodotti aventi proprietà prestabilite ampliando notevolmente la gamma dei materiali disponibili anche nel settore dell'edilizia, stride fortemente con l'attuale basso livello qualitativo di molte costruzioni, da sempre sottolineato e mai affrontato con soluzioni attuative adeguate.

2. QUALITA': ALCUNI CONCETTI BASILARI

2.1 Le ragioni di una scelta

L'approccio tradizionale al processo costruttivo si è sempre basato su due parametri principali: il costo ed in tempo; la loro ottimizzazione ci fornisce l'aiuto per una

buona realizzazione. Ma per un approccio più moderno occorre ora tener presente un terzo fattore: la qualità.

Nella presentazione della **Giornata di studio AICAP** sul tema: **"Il Sistema di Qualità nell'ingegneria civile"**, svoltasi a Milano in data 8 ottobre 1996, ci si è interrogati sul fatto che questo importate "movimento" (Sistema Qualità) "... stenti a coinvolgere la grande massa dei tecnici e degli operatori e che occorra conseguentemente ricercare concrete possibilità di tradurre i principi in gestione quotidiana, ottenendo benefici in termini di razionalizzazione ed economicità...".

La qualità in genere assume ancora maggiore rilevanza alla luce del recepimento da parte della normativa nazionale di una Direttiva Comunitaria sulla responsabilità per danno di prodotti difettosi, nell'ambito di un più vasto contesto normativo europeo che indica una nuova filosofia e politica industriale atta a soddisfare il consumatore [1]. Viene definita, a livello giuridico, una nuova responsabilità oggettiva nei confronti del produttore dei beni mobili per quei danni causati dai suoi prodotti al fruitore del bene.

Il principale obiettivo della nuova filosofia CEE è quello di aumentare la fiducia di un prodotto rafforzando la credibilità del produttore stimolandolo a fare un uso sempre maggior delle tecniche di Assicurazione Qualità che non può essere concepita come opzione, ma come indifferibile problema di base con il quale la produzione industriale italiana dovrà misurarsi.

La principali motivazioni che portano all'adozione di Sistemi Qualità sono:

- un passaggio graduale da organizzazioni artigianali a organizzazioni di tipo industriale;
- una tipologia di prodotti con richieste sempre maggiori da parte del mercato;
- una presenza di concorrenti molto agguerriti e quindi la necessità di aumentare fortemente la competitività;
- la prospettiva di migliori risultati qualitativi con riduzione di costi (!).

La qualità come fattore strategico per la competitività oggi e per la sopravvivenza domani non si acquisisce solamente attraverso la formazione finalizzata al mutamento radicale dell'atteggiamento mentale, ma passando, non senza difficoltà, da una gestione a schemi rigidi e per comparti, ad una gestione integrata e flessibile, essendo la resistenza al mutamento radicata nella natura umana. La cultura della qualità non si improvvisa; nelle esperienze di altre nazioni, si sono dimostrati vincenti i seguenti fattori:

- un forte mandato e impiego dei vertici delle aziende;
- un totale coinvolgimento di ogni funzione societaria e delle singole persone per individuare ed attuare il miglioramento;
- un adeguato supporto delle Istituzioni per favorire il cambiamento operando soprattutto su scuola, opinione pubblica, normazione, certificazione.

2.2 Definizioni

Al termine "qualità" non deve essere attribuito un significato di perfezione perché questo porta a snaturare il problema. La qualità va vista in senso relativo; è un obiettivo dell'azienda che viene definito dalla direzione tenendo conto, sia della situazione interna che del mercato.

Il concetto di qualità è da tempo acquisito nell'industria e sistematicamente applicato a due differenti livelli:

- *Controllo di qualità*: comprende l'insieme delle operazioni tecniche miranti ad accertare che le caratteristiche previste siano state raggiunte;

- *Garanzia Qualità*: si intende con tale termine l'insieme delle misure finalizzate a conseguire la qualità, ossia ricerca, individuazione ed eliminazione degli errori sistematici e casuali in tutte le parti del processo produttivo.

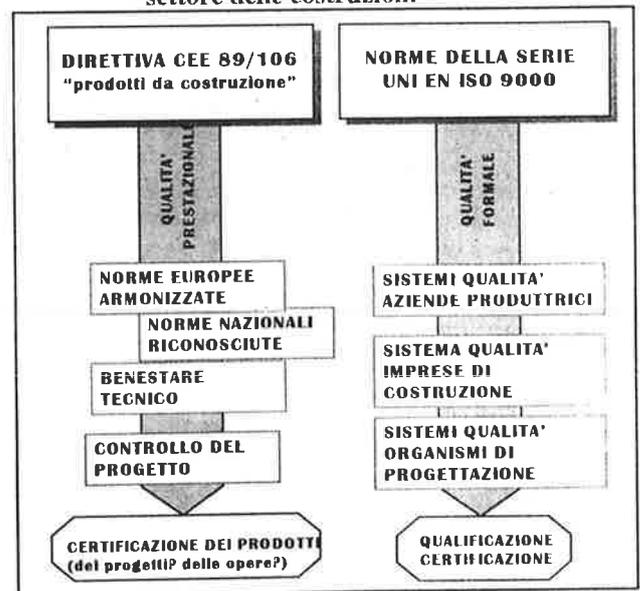
Il controllo di qualità è uno degli componenti della Garanzia Qualità.

In altre parole, si può dire che esistono due canali di gestione della qualità:

- il primo è relativo alla resa prestazionale, obiettivo della normativa tecnica;

- il secondo è rappresentato da una serie di norme relative a procedure tecnico-organizzative che garantiscono alle aziende produttrici un assetto finalizzato alla qualità del proprio prodotto. I due diversi aspetti della qualità, da intendersi complementari e non alternativi, sono sinteticamente rappresentati in figura 1 [2].

Figura 1 - I due canali di Gestione della Qualità nel settore delle costruzioni



Il Sistema Qualità, definito nella norma UNI EN ISO 8402, è una struttura organizzativa che comprende responsabilità, procedure, procedimenti e risorse. La

qualità è intesa come gestione e guida; in passato aveva un significato più riduttivo, frutto di leggi o di specifiche contrattuali. La qualità si configura come autonoma scelta aziendale indirizzata al raggiungimento e soddisfacimento di tutti i requisiti prestazionali formulati dal consumatore che non rispecchiano altro che le esigenze del mercato; ciò costituisce a tutti gli effetti una profonda innovazione. Le norme o le specifiche tecniche prese singolarmente possono non garantire che i requisiti del cliente siano sempre soddisfatti; inoltre, non danno garanzie sulla qualità del sistema organizzativo che progetta, produce e commercializza il prodotto o servizio.

Le norme della serie UNI EN ISO 9000 stabiliscono i requisiti minimi che un Sistema Qualità aziendale deve avere e permettono di mettere in atto dei sistemi di gestione della qualità, utilissimi per incrementare l'efficacia e la competitività aziendale e indispensabili per assicurare il cliente circa la propria affidabilità.

Le correlazioni fra i concetti espressi interagiscono come indicato in figura 2 [3].

Figura 2 - La qualità secondo UNI EN ISO 8402



2.3 Evoluzione del concetto "qualità"

Il termine "qualità" è stato abbinato nel tempo a diverse attività interne all'azienda che sono andate via via sviluppandosi fino al concetto di Qualità Totale [4]. Le fasi principali di questa evoluzione sono:

Abilità artigianale: qualità del prodotto basata su controlli mirati prevalentemente agli aspetti estetici e percettivi;

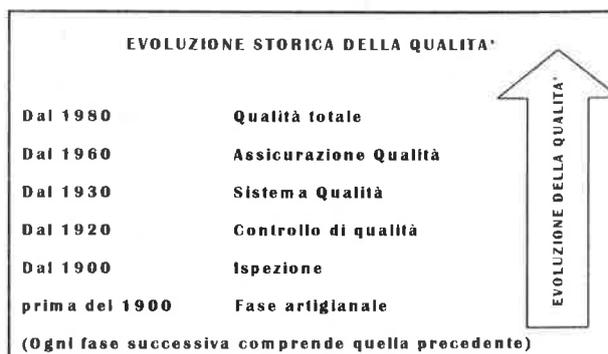
Ispezione: ispezione finale del prodotto per l'accertamento delle difettosità conseguenti all'industrializzazione dei sistemi produttivi;

Controllo di qualità: tecniche statistiche applicate al controllo della produzione con approccio teorico-scientifico al posto di ispezioni costose e poco efficaci;

Sistema Qualità: visione globale del concetto di qualità non limitata solo ai prodotti, ma estesa anche a tutte le attività dell'azienda;

Assicurazione (o Garanzia) Qualità: risposta alle aumentate esigenze e aspettative degli utilizzatori applicata ai più svariati settori e prodotti industriali;

Qualità Totale: estensione del concetto di qualità non soltanto agli aspetti tecnici con approccio fiscale e burocratico della normativa, ma soprattutto agli aspetti manageriali per l'importanza attribuita alla qualità per il successo aziendale.



L'approccio alla Qualità Totale rappresenta un nuovo modo di gestire l'azienda, il modo migliore per affrontare con successo mercati difficili su cui premono concorrenti sempre più agguerriti [5]. Qualità Totale significa: "Fare le cose giuste già la prima volta"; è una filosofia che deve coinvolgere tutti in azienda e tutte le funzioni aziendali; la Qualità Totale presuppone:

- priorità assoluta al cliente;
- impegno ed entusiasmo dell'Alta Direzione;
- miglioramento continuo di tutte le attività aziendali;
- mobilitazione del personale dell'azienda;
- attività in funzione della soddisfazione del cliente;
- attenzione ai processi;
- prevenzione più che intervento;
- approccio scientifico nel risolvere i problemi;
- formazione continua del personale;
- direzione per politiche su pochi e importanti obiettivi;
- grande capacità di sviluppare nuovi prodotti.

2.4 I costi della qualità

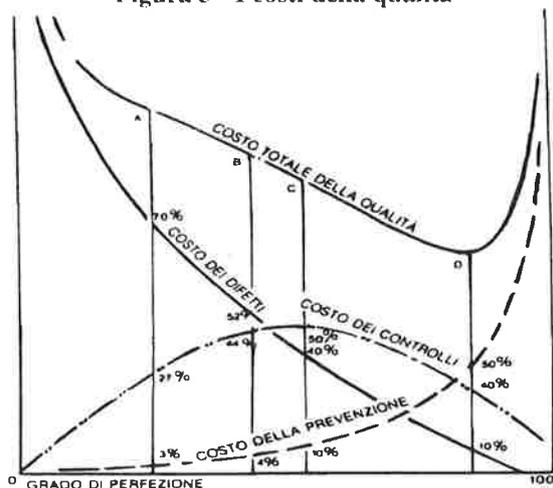
Complessa è la valutazione della qualità applicata al fattore umano, non come espressione del singolo, ma in rapporto al sistema di cui il singolo fa parte. Lo sviluppo della qualità del personale sarà in futuro un impegno irrinunciabile per chi vorrà cercare la qualità, in quanto è innegabile il ruolo fondamentale che riveste nel sistema azienda. I costi relativi, così come quelli relativi a tutte le altre voci, non devono essere visti in assoluto, ma in rapporto ai benefici. I costi necessari alla riorganizzazione dell'azienda sono da considerarsi un vero e proprio investimento.

I costi globali della qualità si distinguono in:

- costi di prevenzione (PC)
- costi per controlli (AC)
- costi dei difetti (FC).

La somma PC + AC + FC presenta un minimo quando il Sistema assicura un grado di perfezione compreso fra l'80 ed il 90% (figura 3).

Figura 3 - I costi della qualità



2.5 La Certificazione

Scopo della certificazione di un Sistema Qualità non è solo quello di dotare un prodotto di una potenziale credibilità che starà comunque al mercato verificare, bensì, almeno in una prima fase, di spingere l'azienda ad una attività di autopsicanalizzazione, di revisione dei propri processi, dei propri meccanismi organizzativi. L'esperienza dimostra che tale attività non può essere svolta invitando compiacenti consulenti a scrivere Manuali di Qualità destinati a rimanere un pronunciamento di buoni intenti; si richiede serietà di intenti, volontà di raggiungere gli obiettivi e coraggio di rimettersi continuamente in discussione. La certificazione è solo l'atto finale, formale ed esteriore di un lungo, complesso e importantissimo lavoro che l'azienda deve compiere al suo interno; se il processo è stato bene impostato, il Manuale diventa un vademecum funzionale, in perenne evoluzione che si accompagna alla reale crescita qualitativa dell'azienda. Le certificazioni ottenute da Enti non all'altezza non servono, nè ad avviare i processi di qualità nè, tanto meno, a garantire successi commerciali.

3. LA QUALITÀ NELLE COSTRUZIONI: COM'E' E COME DOVREBBE ESSERE

3.1 Particolarità del settore

La norma UNI EN ISO 8402 definisce la qualità "l'insieme delle proprietà e delle caratteristiche di un prodotto che gli conferiscono la capacità di soddisfare esigenze espresse o implicite". Per una costruzione, la qualità si identifica con un complesso di prestazioni tali

da soddisfare le esigenze della committenza e dell'utenza.

Nell'industria manifatturiera, le prestazioni di un prodotto sono quasi sempre stabilite dal fabbricante e dallo stesso fabbricante realizzate in funzione di certi obiettivi di soddisfacimento del mercato. Nelle costruzioni, invece, ed, in particolare, nelle opere pubbliche, le prestazioni delle opere sono, almeno in parte, stabilite prima che l'impresa appaltatrice intervenga. Le prestazioni di una costruzione sono, infatti, definite:

- nella normativa tecnica nazionale, od europea, in base a scelte tecnico-economiche, di sicurezza o benessere; e nel capitolato tecnico nel progetto, dove il progettista opera le sue scelte.

Sistemi Qualità furono applicati per la prima volta negli Stati Uniti nei settori ad alta tecnologia (progetti militari ed aerospaziali) nei quali la qualità, intesa come rispondenza ai requisiti di progetto, era un'esigenza imprescindibile; rapidamente poi si diffusero grazie ad una legge federale che la rese obbligatoria per gli impianti nucleari definendone i criteri nei famosi 18 punti. Successivamente, i Sistemi Qualità furono estesi in tutto il mondo ad altri settori dell'industria nei campi più disparati, con le dovute semplificazioni ed adattamenti, facendo talvolta compiere, come nel caso del Giappone, un capovolgimento ed uno sviluppo inimmaginabile ad interi settori produttivi.

A differenza di un'industria manifatturiera in cui i prodotti vengono immessi sul mercato che promuove o boccia il prodotto in base al livello qualitativo, in edilizia si realizzano sempre prototipi per cui la qualità e le norme che la regolano vanno adattate a questa realtà specifica.

La motivazione che può portare una società di costruzioni ad adottare un Sistema Qualità è sempre una richiesta contrattuale del committente. (In alcuni paesi tecnologicamente evoluti esiste un collaudato sistema per cui già in sede di appalto o di gara viene chiesto alle imprese un Piano di Qualità dell'opera da realizzare). E' illusorio pensare che un'impresa di costruzioni lo adotti autonomamente. In Italia sono pochissimi i Committenti che fanno richieste di questo tipo [6].

La maggior parte degli interventi tecnico-organizzativi richiesti dalla adozione di un Sistema Qualità aziendale non sono novità, ma una rivalutazione organizzativa di operazioni che l'impresa già sviluppa, completandole con metodi di documentazione relativi ad ogni fase dell'attività produttiva o di quella di controllo; nuovo però è già l'atteggiamento che molti operatori del settore stanno assumendo in questi ultimi tempi.

La pianificazione dell'attività è un'altra grossa novità per l'impresa che lavora in modo tradizionale per l'abitudine dei responsabili di gestire il cantiere come feudo personale, stabilendo al mattino quello che gli operai avrebbero dovuto fare nell'arco della giornata. La novità di pianificare, di essere estremamente trasparenti, di far circolare a tutti le informazioni necessarie in modo

tale che la carenza del singolo non comprometta il normale andamento, richiede tempo.

EVOLUZIONE TIPOLOGICA DELLA QUALITA'			
QUALITA' COME:	PERIODO INTERESSATO		
	'70	'80	'90
Definizione	livello qualitativo raggiunto	richieste del cliente soddisfatte	clientela soddisfatta
Misura	percentuale degli scarti	difettosità accertata	capacità del processo
Responsabilità per il garante	prove ispettive in entrata	prove del fornitore sui campioni in uscita	statistiche del fornitore sul controllo di processo
Costi	Alta Qualità costi alti	Alta Qualità costi invariati	Alta Qualità costi inferiori

I risultati che si possono conseguire con l'adozione di un Sistema Qualità nelle costruzioni sono i seguenti:

- miglioramento dell'organizzazione produttiva che può portare, a regime, ad un'ottimizzazione dei costi;
- miglioramento del controllo del proprio ciclo produttivo (Dovendo eseguire l'opera "a regola d'arte", la scoperta immediata e la correzione delle non conformità comporta per l'impresa stessa anche una sensibile riduzione dei costi d'intervento);
- miglioramento della affidabilità del prodotto finale in quanto una corretta conduzione del Sistema Qualità a medio e lungo termine induce al miglioramento continuo della qualità nella stessa impresa;
- possibilità di offrire alla committenza una garanzia preventiva che nell'impresa esistono le capacità di portare a termine, con elevato grado di affidabilità, l'esecuzione dell'opera alle condizioni di qualità richieste;
- possibilità di offrire la stessa garanzia di cui sopra a compagnie di assicurazione per l'eventuale copertura dei rischi derivanti dalla responsabilità decennale dell'appaltatore a condizioni più favorevoli;
- possibilità di offrire alla Direzione Lavori documentazione in corso d'opera sulle lavorazioni e sui controlli;
- esistenza nell'impresa delle premesse necessarie per ottenere, in prospettiva, forme di certificazione dell'azienda, anche per l'acquisizione di commesse all'estero per le quali l'esistenza di un Sistema Qualità è requisito indispensabile [7].

Gli inglesi, che in maniera più diffusa tra tutti i paesi europei adottano questi criteri, hanno riassunto i concetti di gestione e Garanzia Qualità in poche parole: "Dichiara ciò che fai - Fa ciò che hai dichiarato - Documenta che lo hai fatto".

3.2 Difficoltà nel cambiamento

Sulla base delle esperienze maturate nella nostra azienda e nel settore produttivo, l'adozione di un Sistema Qualità si è rivelata una decisione non facile da prendere. In un regime in cui si acquisiscono appalti con forti ribassi, è difficile in genere convincere un imprenditore ad investire nella qualità. Esiste anche una tradizionale mancanza di sensibilità del settore delle costruzioni rispetto a quella tipica di settori tecnologici più avanzati. E' un fatto culturale, di mentalità, ci sono resistenze interne ed esterne, c'è un mercato degli approvvigionamenti che non è ancora preparato al cambiamento. E' difficile far capire a tanti che oltre ai controlli di legge previsti dai capitolati bisogna dare qualche cosa in più, che non è un lusso o un perfezionismo spinto, ma un modo per operare in maniera più formale, in accordo con istruzioni e procedure scritte.

La qualità è incentivata se la si richiede, la si verifica e la si premia accettando di remunerarla in giusta misura. Il calcestruzzo richiede nel nostro paese alti coefficienti di sicurezza per mancanza di qualità; la normativa attuale non distingue, come sarebbe giusto, tra buoni e cattivi prodotti e tra buoni e cattivi produttori, inibendo la crescita del settore e, soprattutto, non impedisce con maggior severità che venga fornito e utilizzato un prodotto scadente.

Fortunatamente però, le resistenze interne dei singoli uffici di un'azienda tendono lentamente a diminuire ed il personale comincia a trovare crescenti motivazioni. E' logico che il fare bene premia sempre: basta però avere il tempo, la pazienza e la costanza di insistere. La qualità non viene ottenuta dagli uomini della qualità, ma da chi opera; costoro indicano solamente le metodologie e controllano che chi deve operare operi al meglio. La sensazione generale è che ci sia ancora molto da studiare e da sperimentare perché si possa considerare ben avviata, se non conclusa, la lunga strada verso la qualità edilizia.

G. Thielen ritiene che il controllo di qualità nelle costruzioni sia importante, ma non sufficiente ad assicurare la qualità. Nel passato normative e capitolati tecnici richiedevano principalmente il controllo di qualità; il controllo del processo di produzione e della produzione stessa venivano lasciati alla competenza e alla responsabilità del produttore o dell'imprenditore edile. Inoltre, c'è da considerare il fatto che a ciascuno dei protagonisti del processo edilizio (proprietario, progettista, fornitore di materiali, costruttore, utilizzatore) compete responsabilità per la riuscita di un'opera di qualità. Ciascuno di loro dovrebbe disporre al proprio interno di un sistema di controllo dell'operato, al fine di aver il convincimento della eliminazione degli errori, sistema di controllo che presenta obiettive difficoltà per la mancanza, spesso, di personale di adeguata qualificazione.



A.M. Neville ritiene che: "...gli ingredienti utilizzati per realizzare un calcestruzzo di cattiva qualità (cemento, aggregati, acqua e additivi) sono sovente gli stessi che possono fornire un calcestruzzo di buona qualità: ciò che varia, nei due casi, è solo il "know-how", la "conoscenza" e l'adozione di un corretto metodo di produzione..." [8]. Diventa pertanto essenziale, da un lato che le caratteristiche del prodotto siano correttamente specificate all'ordine, dall'altro che il processo produttivo avvenga sotto costante controllo così come le fasi successive di trasporto, posa in opera, protezione e maturazione.

Il costo della predisposizione di un Sistema Qualità non è molto superiore a quello derivante dalle richieste dei capitolati e delle specifiche; può costare molto rispetto a quello che non vien fatto ma che si sarebbe dovuto contrattualmente fare. E' quindi un impegno che deve avere come primi attori committenti e progettisti.

Una esposizione sui problemi della qualità nelle costruzioni non può non far riferimento ai lavori per l'Alta Velocità FS attualmente in corso: la realizzazione di un'opera di questa portata non poteva essere prevista applicando le tradizionali metodologie di lavoro [9]. Il capitolato tecnico, infatti, richiede alle imprese di operare in Garanzia Qualità dotandosi di Sistemi adeguati. Presso le imprese costruttrici non esiste ancora oggi una consolidata cultura in materia ed una piena dimestichezza con l'attività svolta in Assicurazione Qualità, ma è altresì vero che una simile occasione di far sviluppare in Italia nel settore della realizzazione di grandi opere civili e ferroviarie sistemi di gestione aziendale per la qualità non poteva non essere colta. E' evidente che nella fase iniziale di avvio del processo non tutto scorre in modo lineare; operare in Assicurazione Qualità è, come abbiamo visto, una profonda rivoluzione culturale che deve essere compresa ed interiorizzata fino in fondo. Scetticismo, incomprensione, volontà di non modificare nulla sono all'ordine del giorno, ma il processo è inarrestabile.

3.3 Compiti e responsabilità

A nulla gioverebbe la introduzione di metodi di calcolo sofisticati se non si utilizzano poi prodotti idonei e modalità esecutive corrette. Occorre che tale convinzione diventi il modo di pensare e di agire di tutti gli addetti ai lavori, che entri nei capitolati tecnici, nei contratti assicurativi, nelle richieste d'offerta e nei criteri di selezione delle ditte adottati dagli Enti appaltanti.

Un Sistema Qualità, nel settore delle costruzioni, persegue due obiettivi:

- controllare che l'opera che si realizza sia conforme al progetto e alle specifiche di capitolato;
- fornire una garanzia documentata che la conformità sia stata raggiunta; tale garanzia è utile per la Committenza, che deve pagare l'opera, e per il costruttore, che deve essere sicuro che il suo modo di lavorare è idoneo a raggiungere lo scopo.

Il Piano della Qualità, che comprende Procedure e Manuali Operativi, è per la sua natura destinato ad essere, lo strumento contrattuale in cui sono definiti gli impegni assunti dall'impresa che opera in Assicurazione Qualità verso la Committenza che può richiedere contrattualmente la preventiva approvazione del Piano prima dello sviluppo della commessa. E' bene anche ricordare che le Procedure, di tipo essenzialmente metodologico, indicano come svolgere ogni singola attività, non interferendo mai con i compiti del progettista e con le specifiche tecniche contrattuali.

La ricerca della qualità non serve se non coinvolge l'intero settore delle costruzioni: chi prescrive e chi progetta, chi ordina e chi acquista, chi esegue e chi controlla. Solo così i vantaggi globali possono superare gli innegabili maggiori costi e se ne può trarre beneficio nell'interesse di tutti in quanto la qualità deve essere riferita al risultato globale dell'opera.

Per qualità non deve intendersi soltanto la qualità del prodotto, ma quella di tutte le fasi del processo costruttivo; ciò implica necessariamente nell'azienda un processo di cambiamento a livello culturale attraverso il quale tutte o gran parte delle caratteristiche della stessa vengono ad essere profondamente modificate.

Nelle opere di ingegneria in genere le fasi concettuali e progettuali sono quelle ove nasce e si sviluppa la qualità e rappresentano i primi atti decisionali del processo, se questi non nascono correttamente, è difficile e talvolta impossibile un'opera di recupero. Non è sufficiente riscontrare che un prodotto soddisfi ai requisiti richiesti (contratto, capitolato tecnico, normative) o non espressi (regole dell'arte, aspettativa del cliente) per affermare la qualità del progetto. Più concretamente si può affermare che un'opera d'ingegneria può essere giudicata buona quando, nel rispetto dei vincoli contrattuali, soddisfa i requisiti del mercato, della realizzabilità e del contenimento dei costi, risultando nel contempo la migliore in base alla conoscenza del momento. In questa fase vengono anche scelti i materiali, definiti i procedi-

menti di lavorazione ed i controlli da effettuare per l'ottenimento dei prefissati livelli di qualità [10].

La mancanza di qualificazione nel settore delle costruzioni non ha giovato fino ad ora all'utenza in quanto non ha stimolato la consapevolezza della necessità di impiego di materiali adeguati alla realizzazione di strutture durevoli. Ancor oggi in molte realtà il calcestruzzo è un materiale tipologicamente poco conosciuto che si prescrive secondo modalità incomplete od errate, sul quale spesso non si esegue un controllo d'accettazione adeguata perché ritenuto un fastidio burocratico e che viene posto in opera spesso con scarsa attenzione.

GARANZIA QUALITÀ SECONDO IL C.E.B. [11]

1. Garanzia (o Assicurazione) Qualità riguarda tutte le azioni pianificate e sistematiche affinché prodotti, processi e servizi soddisfino il livello qualitativo richiesto. In generale, si può dire che la Garanzia Qualità ha due componenti: l'organizzazione delle misure da prendere e la dimostrazione che tali misure siano poi state prese;
2. Garanzia Qualità è uno strumento con il quale si ottimizza la conoscenza; la responsabilità del miglioramento qualitativo resta a carico di ciascuna figura coinvolta nel processo produttivo;
3. La ottimizzazione della qualità è sempre il risultato di un compromesso tra le parti in gioco; in generale, regole assolute non sono adeguate;
4. Il primo nemico della qualità è l'ignoranza; il primo nemico della Garanzia Qualità è la burocrazia;
5. Occorre attenersi al principio seguente "Si può controllare solo ciò che si può verificare e si deve richiedere solo ciò che si può controllare";
6. Garanzia Qualità non significa controllo susseguente ma definizione operativa dei punti che assicurano il raggiungimento di un determinato livello qualitativo, in un approccio che tenga separate le fasi del processo costruttivo;
7. Dal punto di vista dell'applicabilità, si richiedono alcune pre-condizioni:
 - precisazione chiara della qualità richiesta;
 - esistenza di procedure per la Garanzia Qualità;
 - designazione di persone alla Garanzia Qualità;
 - esistenza di procedure per la messa in esecuzione con documentazione dell'attività svolta;
 - possibilità di aggiustamenti se la qualità non dovesse essere raggiunta;
8. Garanzia Qualità farà risparmiare soldi se il sistema viene correttamente pianificato e applicato in ogni particolare; diversamente, ci saranno maggiori costi;
9. Garanzia Qualità ha anche un aspetto pedagogico perché insegna a pianificare e ad applicare il Sistema.

Per ottenere strutture di qualità è essenziale la sistematica prevenzione degli errori operativi. Ciò non deve sembrare strano se si considera che, tra i componenti del calcestruzzo, il cemento, gli additivi, ed in

minor misura le aggiunte, sono già oggi prodotti di qualità. Il vero rischio sta, come abbiamo già detto, in possibili errate modalità di confezionamento del calcestruzzo fresco e nell'insufficiente controllo degli aggregati oltre che nelle successive fasi di trasporto, messa in opera e maturazione del calcestruzzo.

La fase esecutiva di un'opera rappresenta anch'essa un'area critica, ma è più facilmente gestibile e controllabile; possiamo affermare che la qualità della esecuzione si può identificare con la conformità al progetto, realizzata al minimo costo. Assicurare successo ad un'opera di ingegneria è possibile solo se si dispone di adeguati mezzi per gestire tutte le attività coinvolte.

Un incentivo al conseguimento della qualità può essere un'assicurazione decennale postuma sull'opera, obbligatoria in Francia, opzionale in Gran Bretagna. Essendo l'ammontare del premio di assicurazione funzione inversa dell'accuratezza del progetto e dell'esecuzione, gli operatori interessati sono automaticamente stimolati a realizzare un'opera di qualità.

4. IL SISTEMA QUALITÀ CALCESTRUZZI - ANALISI DI UN'ESPERIENZA

Nel giugno 1996 è stato assegnato ad un primo gruppo di impianti della Calcestruzzi la certificazione del proprio Sistema Qualità secondo la norma UNI EN ISO 9002 da parte di I.C.M.Q. - Istituto Certificazione e Marchio Qualità per Prodotti e Servizi per le Costruzioni - (Certificato n. 96103 del 27.06.1996) [12], [13]. Detta certificazione ha comportato l'implementazione del Sistema Qualità aziendale in tutti i servizi della sede che hanno influenza sulla qualità della produzione, prendendo in considerazione principalmente le seguenti attività:

- qualifica dei fornitori
- qualifica degli autobetonieristi, appaltatori compresi
- automazione del processo produttivo
- qualifica delle ricette
- autocontrollo della produzione
- esame dei contratti
- gestione dei reclami della clientela
- ricerca delle non conformità
- azioni correttive conseguenti
- formazione del personale
- gestione della documentazione
- adozione di tecniche statistiche

E' indubbio ed illusorio pensare che una ditta produttrice di calcestruzzo, stante i pesanti condizionamenti del mercato e la mancanza di mentalità generale, anche se soggetta a continui ed inevitabili mutamenti, adotti autonomamente un Sistema Qualità aziendale; deve esistere all'inizio una ipotesi contrattuale, per la Calcestruzzi rappresentata dalle forniture ai cantieri dell'Alta Velocità FS, forniture attualmente in corso.

Vi sono state forti resistenze interne ad investire altre risorse nella qualità; inoltre, il mercato degli approvvigionamenti non si è dimostrato ancora preparato, salvo poche significative eccezioni. (E' difficile far capire che oltre ai controlli di legge previsti dai capitoli occorre dare qualcosa di più; solo dopo una forte e faticosa spinta iniziale si cominciano ad apprezzare vantaggi).

Ma, nonostante tutto, possiamo ritenere raggiunti alcuni significativi risultati, anche se nel settore la strada da percorrere è ancora tanta. (Abbiamo già ricordato che all'estero, in circostanze analoghe, in sede di appalto o di gara vengono già richiesti alle imprese Piani di qualità per le opere da realizzare e ciò porterebbe un indubbio conseguente e rapido miglioramento nelle forniture). Sarebbe controproducente richiedere l'adozione di un Sistema Qualità e non concedere poi da parte della Committenza fiducia al fornitore/costruttore.

Uno dei più significativi risultati raggiunti in ragione del completamento dell'automazione degli impianti basato su di un programma informatico originale estendibile a tutte le unità produttive, è la costanza del prodotto, per effetto della scelta di specifiche ricette nell'ambito di quelle già qualificate, riducendo così fortemente la probabilità di errore del caricamento manuale.

Notevoli giovamenti si sono avuti anche sotto il profilo tecnologico, richiedendo la qualifica delle ricette uniformità di metodologie di analisi e di messa a punto. Inoltre, è stato raggiunto un alto grado di affidabilità mediante le procedure di carico degli ingredienti, soprattutto per quanto riguarda l'acqua di impasto.

La conferma ci viene anche dall'esame dei dati di resistenza meccanica che presentano un minor numero di picchi di salita o di caduta, entrambi negativamente influenti sul valore caratteristico di resistenza da garantire, con possibilità di immediato intervento sulle ricette

del computer dopo l'analisi dei risultati ottenuti a 7 giorni di maturazione. Ciò comporta inevitabilmente risparmi nel costo delle miscele, potendosi così ottenere, a seconda dei casi resistenze caratteristiche maggiori o dosaggi di cemento minori.

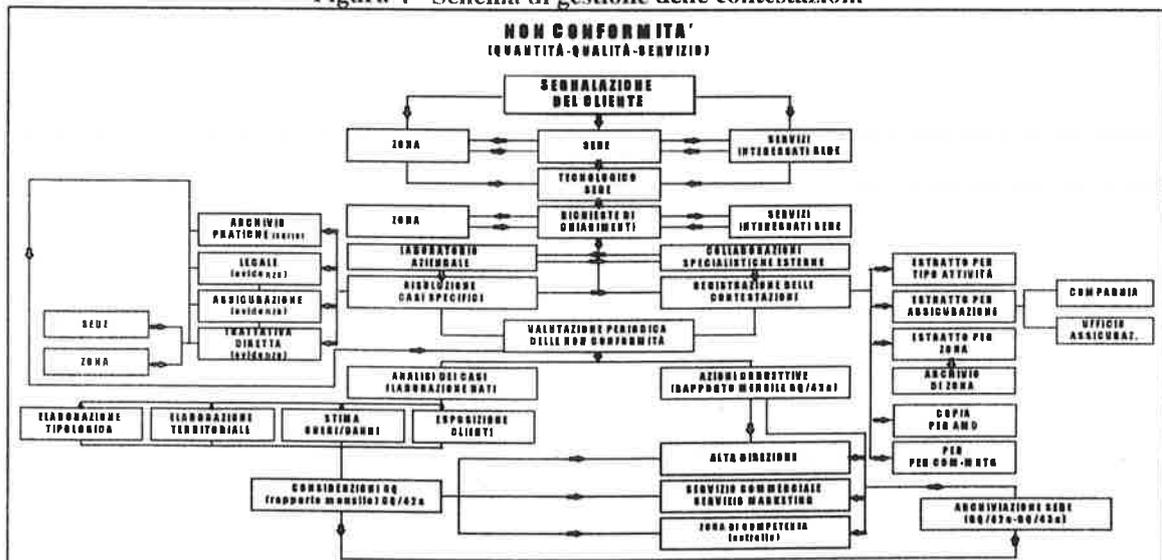
Il Sistema Qualità aziendale che è impostato, per quanto detto, più sulla prevenzione che sull'intervento di correzione di elementi negativi per fatti già accaduti, evidenzia anche un sensibile miglioramento organizzativo e modifiche del lavoro d'azienda che si estrinseca principalmente nelle procedure di qualifica e controllo delle materie prime, di manutenzione e di controllo delle apparecchiature dell'impianto.

Un cenno particolare merita lo studio delle non conformità sul prodotto (contestazioni su qualità, quantità e servizio) per le azioni correttive da intraprendere, come mostra sinteticamente lo specchio riassuntivo, parte integrante di una Procedura aziendale (figura 4).

5. CONCLUSIONI

Un Sistema Qualità per una azienda in generale tende a fornire la massima affidabilità dei prodotti poichè richiede che ogni fase del processo produttivo sia attuata nell'ambito di una prassi generale che assicuri pianificazione, pratica attuazione ed i controlli, e che le eventuali correzioni siano documentate sulla base di procedure scritte. Alla consapevolezza, ormai diffusa, che la qualità sia il fattore fondamentale per il successo di un'azienda, spesso non corrisponde ancora una visione strategica del "problema", nè un'impostazione di criteri efficaci di gestione della qualità nelle diverse funzioni aziendali.

Figura 4 - Schema di gestione delle contestazioni



Per avere successo, un'azienda deve offrire prodotti e servizi che:

- soddisfino ben definite esigenze, impieghi e scopi;
- rispondano alle aspettative dei committenti;
- siano conformi alle norme ed alle specifiche tecniche applicabili;
- siano resi disponibili a prezzi competitivi;
- siano forniti ad un costo che renda profitto all'azienda.

Ciò significa, in sintesi, che l'azienda deve perseguire gli obiettivi di qualità, sia per il mercato che per il profitto ed essi devono essere perseguiti congiuntamente e con la stessa efficacia. Non ha alcun senso raggiungere uno solo di questi due obiettivi, perché ciò equivarrebbe a mettere sul mercato un ottimo prodotto ad un prezzo inaccessibile o, al contrario, un prodotto a basso prezzo ma non in linea con le aspettative della clientela. I due obiettivi possono essere raggiunti solamente se si attua una politica di conduzione aziendale che tenga sotto controllo tutte le attività che influenzano la qualità.

LA QUALITÀ IN DIECI CONCETTI

CLIENTE	Ciascuno è cliente di qualcuno e fornitore di qualcun altro
CONTROLLO	Deve avvenire in tutte le fasi del processo, non alla fine
FABBRICA NERA	Lavora a rovescio producendo inefficienze e costi inutili
MIGLIORAMENTO	E' l'obiettivo di ogni giorno, ad ogni livello, non un obiettivo saltuario
MISURA	Ogni questione deve essere tradotta in dimensioni fisiche da monitorare
PARTECIPAZIONE	La qualità è la somma del lavoro di ciascuno, non una imposizione dall'alto.
PREVENZIONE	E' più economica e più efficace della correzione
TEMPI	La qualità non si realizza dalla sera alla mattina.
UTILE	E' una conseguenza della soddisfazione del cliente
VISIBILITÀ'	Non basta produrre qualità, occorre renderla visibile

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] D.P.R. - 24 maggio 1988, n. 224 - "Attuazione della direttiva CEE n. 85/374 ... in materia di responsabilità per danno da prodotti difettosi,".
- [2] I.C.M.Q. - 1994, "Dalla produzione ai servizi di ingegneria", Atti del Convegno Saie '94 (Bologna, 21 ottobre 1994).
- [3] UNI EN ISO 8402 - 1995, "Gestione per la qualità ed Assicurazione della qualità; termini e definizioni".
- [4] M. FERRARESI, A. GALGANO, R. MONTEFUSCO - 1993, "Manuale della Qualità", Il Sole 24 ore libri.
- [5] A. GALGANO - 1990, "La Qualità Totale", Il Sole 24 ore libri.
- [6] A.N.C.E. - 1990 - "Ingegneria e Qualità nelle Imprese di Costruzione", Edistampa.
- [7] O.I.C.E. - 1990, "Ingegneria e Qualità", Atti del Convegno (Roma, 13 novembre 1990).
- [8] A.M. NEVILLE - 1980, "Le proprietà del calcestruzzo", Manuali Sansoni.
- [9] ITALFERR SIS T.A.V. S.p.A. - 1992, "Prescrizioni per il Sistema di Qualità dei fornitori/costruttori".
- [10] F. BIASIOLI - 1995, "La ricerca della qualità", In concreto, 8/95.
- [11] C.E.B. - 1988, "Quality Assurance for building" - Bulletin d'information n. 184.
- [12] CALCESTRUZZI SPA - 1994, "Manuale della Qualità".
- [13] I.C.M.Q. - 1995, "Guida applicativa per la certificazione di Sistema Qualità per la produzione e distribuzione calcestruzzo (norma di riferimento UNI EN ISO 9002)".
- [14] UNI 9858 - 1991, "Calcestruzzo: prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità".

APPENDICE

SUGGERIMENTI TECNICI PER LA REDAZIONE DI CAPITOLATI PER LA ESECUZIONE DI OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Il progettista, sulla base delle esigenze dell'utente, dell'identificazione del contesto della costruzione e della tipologia di calcestruzzo prevista, del livello della mano d'opera disponibile, del controllo di qualità esercitato e del programma di manutenzione, deve stabilire i criteri di valutazione prestazionale del prodotto, caratterizzare i materiali e prescrivere quindi in capitolato specifiche tecniche adeguate [14].

In particolare, dovrebbero essere richiesti obbligatoriamente al produttore e all'impresa:

- il rispetto dei requisiti normativi vigenti per le materie prime;
- la classe di resistenza del calcestruzzo;
- la classe di esposizione ambientale;
- la classe di consistenza in relazione alle esigenze ed alle difficoltà esecutive;
- la dimensione massima dell'aggregato in relazione alla tipologia strutturale;
- le modalità di stagionatura della struttura per almeno i tre giorni iniziali;
- il rispetto dei requisiti di compattazione dei getti.

La norma UNI 9858 "Calcestruzzo: prestazioni, produzione, pose in opere e interi di conformità", per

quanto attiene il materiale, riporta espressamente quanto segue:

a) *Dati fondamentali calcestruzzi a prestazione garantita*

- classe di resistenza del calcestruzzo;
- dimensione massima nominale dell'aggregato;
- limitazioni fondamentali alla composizione della miscela in funzione dell'impiego del calcestruzzo
- classe di consistenza.

b) *Dati fondamentali calcestruzzo a composizione richiesta*

- dosaggio del cemento per metro cubo di calcestruzzo compattato a rifiuto;
- tipo e classe di resistenza del cemento;
- dimensione massima nominale e distribuzione granulometrica dell'aggregato;
- tipo e quantità di additivi od aggiunte;
- provenienza di tutti i componenti nel caso di un impiego di additivi od aggiunte.

c) *Dati supplementari (per ogni tipo di calcestruzzo)*

- provenienza dei componenti del calcestruzzo;
- requisiti supplementari riguardanti gli aggregati, comprese eventuali granulometrie particolari;
- contenuto d'aria;
- sviluppo accelerato della resistenza meccanica;
- sviluppo del calore d'idratazione;
- ritardo nell'idratazione;
- requisiti speciali concernenti la resistenza alla reazione alcali-silice;
- requisiti speciali concernenti la temperatura del calcestruzzo fresco alla consegna;
- caratteristiche del calcestruzzo indurito per condizioni particolari, quali:

- * massa volumica
- * resistenza alla penetrazione dell'acqua
- * resistenza ai cicli di gelo-disgelo
- * resistenza agli attacchi chimici
- * resistenza all'abrasione
- * resistenza alle alte temperature
- * altri requisiti aggiuntivi

- tempi e frequenza delle consegne;
- vincoli sul tipo, sull'ingombro, sull'altezza o sul peso del veicolo di trasporto;
- particolari modalità di scarico nel cantiere.

Prima dello scarico del calcestruzzo, il fornitore dovrà rilasciare all'utilizzatore una bolla di consegna per ogni carico sulla quale siano indicate le seguenti informazioni:

- identificazione dell'impianto di calcestruzzo;
- numero della bolla di consegna
- data e ora del carico
- identificazione dell'autobetoniera
- nome del committente
- ubicazione del cantiere
- riferimenti alle specifiche
- quantità, in metri cubi
- caratteristiche tecniche del calcestruzzo a prestazione

garantita o a composizione richiesta

- eventuale nome dell'organismo di certificazione.

Occorre inoltre prescrivere la esecuzione di controlli su:

a) *Prima dell'inizio delle operazioni di getto*

- geometria delle casseforme
- posizione dell'armatura;
- rimozione dalle casseforme o dal fondo di polvere, segatura, neve e ghiaccio e resti di filo di ferro;
- approntamento dei giunti;
- bagnatura dei casseri;
- stabilità delle casseforme;
- esistenza di apertura per ispezioni;
- tenuta delle giunzioni delle casseforme;
- pulizia dell'armatura;
- disponibilità di mezzi di trasporto efficienti;
- disponibilità di mezzi di compattazione appropriati;
- disponibilità di personale competente.

b) *Durante le operazioni di getto:*

- mantenimento dell'uniformità nel trasporto e nel getto;
- uniformità di distribuzione nelle casseforme;
- uniformità compattazione con assenza di segregazione;
- profondità degli strati;
- velocità di getto e risalita del calcestruzzo in rapporto alla consentita pressione sulla cassaforma;
- verifica del tempo intercorrente tra consegna del calcestruzzo ed il getto;
- adozione di misure speciali con clima freddi o caldi
- adozione di misure speciali per condizioni atmosferiche estreme;
- posizionamento dei giunti di costruzione;
- scelta del metodo di getto;
- precisazione delle operazioni di finitura;
- indicazione della durata e delle modalità di stagionatura;
- protezione da danni sul calcestruzzo fresco per vibrazioni o urti.

Per quanto riguarda, infine, la durabilità delle opere in calcestruzzo, si deve in particolare tener conto di:

- classe di esposizione ambientale
- limite compositivo o prestazionale di norma
- geometria della sezione
- spessore del copriferro
- particolari costruttivi
- stagionatura del getto

Alla luce di quanto esposto, ci sembra doveroso precisare che è assolutamente necessario che contratti, capitolati di fornitura e specifiche tecniche, indichino in modo chiaro sia i requisiti qualitativi dei prodotti, sia quelli necessari per forniture da eseguirsi in regime di Assicurazione Qualità, cioè per una nuova natura dei rapporti da instaurare tra committente, fornitore di materiali e impresa esecutrice secondo quanto illustrato in precedenza per la realizzazione di struttura di qualità.

IL PONTE STRALLATO DI VIA PALIZZI A MILANO

Francesco MARTINEZ y CABRERA

Politecnico - Milano

Adolfo COLOMBO

Metropolitana Milanese

Stefano ROSSI - Roberto GENTILE

Studio Martinez

Marco ROSIGNOLI

Bonatti

SOMMARIO

Il lavoro illustra una soluzione progettuale di ponte strallato ad antenna unica adottata per l'attraversamento del nodo ferroviario in adiacenza alla stazione di Milano-Certosa.

La metodologia costruttiva impiegata ha previsto la messa in opera dell'impalcato per varo a spinta, utilizzando una tecnologia già applicata per un altro ponte strallato precedentemente realizzato nello stesso nodo ferroviario.

Numerosi accorgimenti progettuali e tecnologici hanno permesso di superare problematiche di notevole complessità, e di ultimare l'opera in tempi competitivi e senza alcun intralcio all'esercizio ferroviario.

SUMMARY

The paper deals with the design of a single tower cable-stayed bridge which overcrosses the railway installation in the neighbourhood of Milano-Certosa station.

The bridge erection procedure involved push-out procedure from a single ride, as it happened for another cable-stayed system already erected in the same railway area.

The paper outlines structural details and construction phases which allowed the completion of the system in a few time and without any trouble or inconvenience to railway traffic.

1. INTRODUZIONE

Il collegamento viario tra il centro di Milano ed i quartieri periferici della zona Nord-Ovest della città, fra loro separati dal fascio di binari della linea Milano-Torino e della "linea di cintura", è stato consentito per decenni dal cavalcavia Palizzi, un ponte ad archi

multipli la cui sezione stradale, con il passare degli anni, è diventata decisamente insufficiente.

La realizzazione del Passante Ferroviario tra le stazioni Milano-Certosa e Milano-Porta Vittoria ha richiesto l'integrazione dell'armamento ferroviario in questa tratta con altri due binari paralleli ai sei attuali, e quindi l'adeguamento di tutti i vincoli laterali della

sede ferroviaria, tra i quali il cavalcavia Palizzi.

Sebbene tale necessità fosse di per sé risolvibile con la creazione di un nuovo fornice a tergo di una spalla del vecchio viadotto ad archi, la congestione viaria del quartiere ha consigliato la demolizione del viadotto e la realizzazione di un nuovo nodo viario di ben maggiori potenzialità.

In tale ottica, la rapida espansione urbana delle aree interessate dall'intervento ha suggerito la previsione di nuovi assi stradali a fianco dei fasci di binari, da cui l'adozione di luci maggiori rispetto alle strette necessità attuali.

Il progetto di gara, predisposto dalla Metropolitana Milanese, prevedeva la realizzazione di tre nuovi manufatti di attraversamento dell'area ferroviaria, di cui due per il traffico viario ed uno specifico per la linea tranviaria.

Il progetto costruttivo dell'intero nodo è stato affrontato con l'obiettivo prioritario di evitare interferenze sia con il traffico ferroviario che con l'esercizio viario e tranviario del vecchio cavalcavia, minimizzando i disagi provocati al pubblico dalla realizzazione delle nuove opere.

La progettazione della via tranviaria ha risentito più di ogni altra componente dell'opera dei vincoli di esercizio e della congestione dell'ambito urbano in cui si sarebbe operato.

Infatti, la modesta lunghezza delle rampe di accesso e la ridotta pendenza limite delle vie tranviarie hanno imposto di adottare per il tratto di impalcato al di sopra della ferrovia un profilo longitudinale convesso, tale da ridurre al massimo le pendenze di accesso pur garantendo franchi sufficienti sulle linee ferroviarie.

Ciò malgrado, le sagome ferroviarie di normativa hanno ridotto a tal punto lo spessore dell'impalcato da richiedere l'adozione di uno schema strallato.

L'impiego di tale metodologia, come avvenuto per l'altro ponte strallato già realizzato sul nodo di Milano-Certosa, ha consentito di liberare l'intera sede fer-

roviaria da ogni tipo di interferenze quali la presenza di pile e fondazioni. Tale scelta si traduce per le F.S. in un grosso vantaggio nell'ottica di un potenziamento della linea o di variazioni nella collocazione dei binari.

La mancanza di franchi costruttivi tra le sagome ferroviarie e l'intradosso dell'impalcato ne ha richiesto la costruzione per varo frontale su pile provvisorie, rimosse una volta raggiunta dall'impalcato la posizione definitiva e messa in opera la strallatura.

La complessità della struttura è quindi tale da investire una larga gamma di problemi specialistici relativi tra l'altro alle fasi transitorie di costruzione essendo il tratto di impalcato che sovrappassa la linea ferroviaria realizzato per avanzamento di conci a spinta.

Trattasi di una seconda esperienza progettuale attuata a Milano con la quale l'adozione di una struttura strallata, impiegata su una luce medio-alta, riesce a risolvere problemi urbani di attraversamenti con strutture aventi limitata altezza di impalcato, contemperando esigenze logistiche e di fattibilità con un gradevole inserimento nel contesto metropolitano.

La precedente idea progettuale, attuata nell'altro attraversamento sul medesimo nodo ferroviario in direzione Torino, prevedeva la costruzione del ponte strallato, in quel caso a due antenne, in due metà perfettamente bilanciate e varate singolarmente a spinta già completamente attrezzate con stralli in tiro.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte tranviario di Via Palizzi si sviluppa in lunghezza per complessivi m. 156 con una pendenza longitudinale massima del 3%.

L'antenna, in sommità alla quale si realizza l'ancoraggio degli stralli di sospensione, è situata tra le due spalle di estremità lato via Varesina e lato via Eritrea.

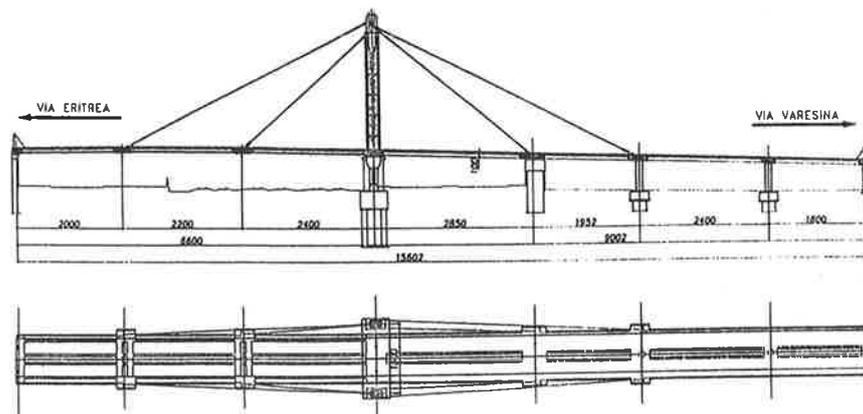


Fig. 2.1

Il superamento dell'area direttamente interessata dai binari ferroviari, compresa tra la spalla lato via Eritrea e l'antenna, e' risolto da una campata di luce pari a 66 m. (Fig. 2.1)

Il tratto di impalcato compreso tra l'antenna e la spalla lato via Varesina, di lunghezza pari a m. 90,00, e' risolto da 4 campate con luci da 28,50 m., 19,50 m., 24,00 m. e 18,00 m. scandite dalle pile intermedie realizzate tra antenna e spalla.

L'impalcato presenta un'ingombro trasversale pari a m. 8,85 con allargamenti sino a m. 11,35 in corrispondenza dei traversi che, realizzati in spessore d'impalcato, debordano lateralmente per l'ancoraggio degli stralli di pertinenza (Fig. 2.2).

La larghezza utile al transito dei convogli tranviari e' pari al m. 7,20 con previsione di due binari, uno per ogni senso di marcia.

Il piano percorribile e' completato da due marciapiedi laterali di larghezza pari m. 0,50 e m. 1,15.

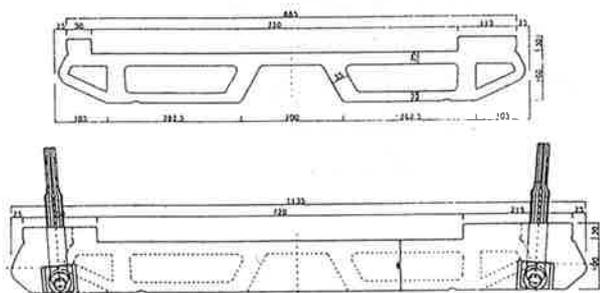


Fig. 2.2

L'altezza strutturale dell'impalcato, particolarmente ridotta a motivo dei modesti franchi consentiti dall'ingombro dei convogli ferroviari, e' stata contenuta a solo 1,00 m.

L'impalcato, nel tratto che sovrappassa la linea ferroviaria, e' costituito da due cassoni simmetrici bicellulari uniti superiormente dal tratto centrale di soletta.

Ogni cassone consta di due anime principali, una leggermente inclinata ed una verticale, di spessore pari a 35 cm, collegate dalla soletta di 25 cm. e dalla controsoletta di 20 cm.

Ciascun cassone e' chiuso lateralmente da una nervatura molto inclinata, spessa 20 cm., che realizza un raccordo curvo alla soletta superiore.

L'assenza di sbalzi convenzionali conferisce alla sezione una omogeneita' di comportamento nei riguardi delle azioni indotte dagli agenti atmosferici.

Anche i traversi di ancoraggio degli stralli presentano sezione a cassone variamente alleggerita.

La sezione d'impalcato, nel tratto compreso tra l'antenna e la spalla lato via Varesina, pur mantenendo gli stessi ingombri e lo stesso profilo esterno, e'

realizzata da due nuclei compatti uniti dal tratto di soletta centrale.

Infatti la sezione e' stata appesantita in modo da evitare inversioni delle reazioni di appoggio, dovute all'incremento di tiro negli stralli, nelle situazioni in cui i carichi di servizio impegnano la campata principale da 66 m.

Così facendo si e' garantito che per ogni condizione di esercizio gli appoggi non si scarichino evitando onerosi dispositivi di assorbimento delle reazioni negative sulle pile.

Sia l'impalcato che i traversi sono precompressi con cavi post-tesi in trefoli di acciaio armonico da 0,6" tipo super.

La Fig. 2.4 illustra il profilo dei cavi di precompressione in uno dei traversi. La Fig. 2.5 illustra il dettaglio delle armature in corrispondenza della zona di estremita' di un traverso di attacco degli stralli.

La precompressione dell'impalcato e' stata realizzata per fasi successive ottimizzandone l'impiego anche in funzione delle modalita' costruttive adottate.

L'antenna, alta circa 23,20 m., e' costituita da due ritti in cemento armato avente ognuno sezione ovoidale in elevazione con ingombri massimi di m. 2,50 x 1,50.



Fig. 2.3

I due ritti si innestano inferiormente su un basamento piu' massiccio completato trasversalmente da un traversone, a sezione poligonale, su cui si realizza l'appoggio dell'impalcato in corrispondenza dell'antenna. Il basamento e' inoltre gradevolmente caratterizzato da un originale arco rovescio che alleggerisce la zona di imposta dell'antenna (Fig. 2.6).

In testa ai ritti e' montato il dispositivo metallico di ancoraggio degli stralli alto circa 3,75 m (Fig. 2.7).

Tale dispositivo in acciaio si e' reso necessario per permettere, con dimensioni geometriche abbastanza contenute, l'ancoraggio delle testate degli stralli e la diffusione delle sollecitazioni locali che, in prossimita' delle testate, risultano essere di notevole entita'.

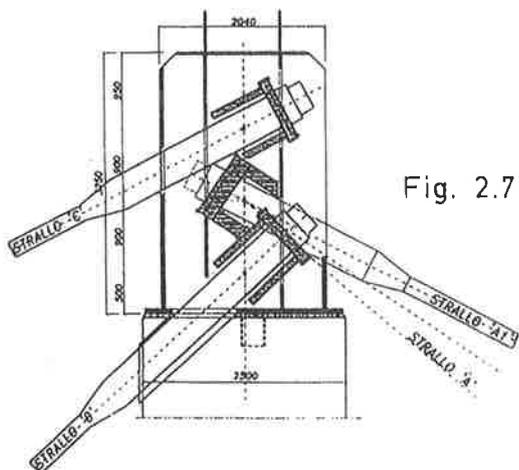


Fig. 2.7

Il dispositivo di ancoraggio, di concezione essenzialmente semplice, consta di due lame in acciaio su cui si innestano le piastre di contrasto delle testate superiori degli stralli ed e' solidarizzato alla sommita' dei ritti mediante barre Dywidag da post-tensione.

Ulteriore elemento caratterizzante dell'antenna e' costituito dal traverso reticolare in acciaio che realizza la connessione tra i due ritti poco sotto la sezione di innesto del dispositivo di ancoraggio.

Tale traverso reticolare, collegando i due ritti, realizza un comportamento complessivo a telaio trasversale dell'antenna in modo da potere adeguatamente far fronte alle componenti fuori piano del tiro degli stralli (Fig. 2.6).

Gli stralli infatti non sono perfettamente contenuti nel piano individuato dall'asse delle antenne e dalla linea di attacco sull'impalcato ma presentano invece una giacitura spaziale (Fig. 2.8).

Sui ritti si ancorano 4 coppie di stralli (n° 4 stralli per ogni ritto) di cui 2 coppie realizzano la sospensione della campata principale da 66 m. e le altre 2 coppie esercitano azione di richiamo bilanciato essendo ancorate all'impalcato in corrispondenza delle due pile immediatamente a tergo dell'antenna.

Le due coppie di stralli di sospensione sono composte da 55 trefoli da 0,6" tipo super, per ogni strallo, ed hanno una inclinazione sull'orizzontale pari a 28°,28 e 43°,38 per una lunghezza complessiva rispettivamente di m. 52 e di m. 33 m.

strallo	CONDIZIONI DI CARICO						
	trefoli 0,6" super n	Arca (cm ²)	Peso proprio (t)	Perm. (t)	Tot. Perm. (t)	Max. Acc. (t)	TOT. (t)
A	43	64,5	270,0	51,0	321,0	100,0	421,0
A ₁	43	64,5	344,5	42,0	386,5	82,5	469,0
B	55	82,5	205,0	75,0	280,0	158,5	438,5
C	55	82,5	383,5	43,5	427,0	87,5	514,5

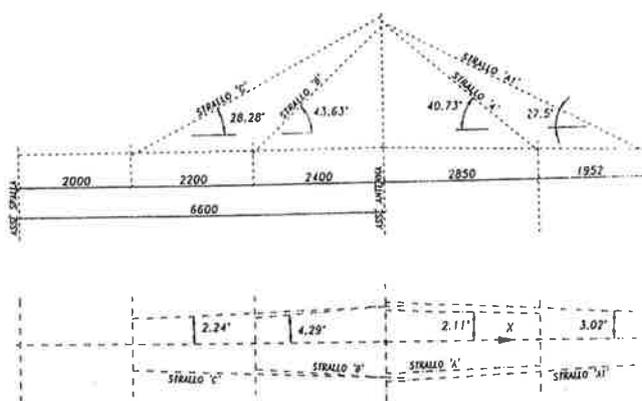


Fig. 2.8

Le due coppie di stralli di richiamo sono realizzate da 43 trefoli da 0,6" tipo super, per ogni strallo, ed hanno inclinazione sull'orizzontale pari a 40°,73 e 27°,5 per una lunghezza complessiva rispettivamente di m. 38 e di m. 54.

Ogni trefolo e' galvanizzato a caldo e rivestito in polietilene ad alta densita'. Tutti i trefoli di ogni strallo sono contenuti in una guaina in polietilene ad alta densita' e sono ancorati alle testate che garantiscono adeguata resistenza alla fatica. Le testate, dopo avere completato le operazioni di tesatura, sono state protette permanentemente con iniezioni in resina epossidica.

I dispositivi di appoggio dell'impalcato sono disposti sulle spalle, sul traverso dell'antenna e sulle pile realizzate tra l'antenna e la spalla lato via Varesina.

Alle estremita' del viadotto, continuo su tutta la lunghezza di 156 m., sono posizionati i giunti in grado di assorbire le deformazioni prodotte per effetto del ritiro, della viscosita', del tiro degli stralli e della temperatura.

L'antenna, le pile e le spalle appoggiano su fondazioni profonde, realizzate in parte con micropali ed in parte con paratie di diaframmi, il cui scavo e' stato sostenuto con miscele tixotropiche non inquinanti previa pre-iniezione dei terreni di posa in profondita'.

I plinti di fondazione hanno dimensioni variabili e risultano totalmente interrati.

3. ANALISI STRUTTURALE

Lo sviluppo progettuale e' stato costantemente affinato e verificato con l'ausilio di estensive analisi strutturali, sia in relazione al comportamento statico e dinamico di insieme sia per quel che riguarda le problematiche locali caratteristiche per un'opera di questo tipo.

Le analisi strutturali sono state sviluppate, oltre che con riferimento alla configurazione di esercizio, anche per le fasi transitorie di costruzione caratterizzate peraltro da schemi statici anche molto diversi da quello finale.

Gli aspetti legati alla statica globale della struttura sono stati studiati utilizzando modelli strutturali di complessita' via via crescente.

Cio' ha consentito di sviluppare utili confronti tra i risultati forniti dai vari modelli di calcolo affinando progressivamente il grado di accuratezza delle simulazioni strutturali e completando il quadro delle informazioni disponibili.

In particolare sono stati messi a punto ed utilizzati:

- un modello bidimensionale a telaio che, pur non cogliendo il comportamento trasversale della struttura, ha permesso di effettuare controlli puntuali.

Tale modello semplificato ha comunque costituito una utile guida per la individuazione delle problematiche di base, da confrontare con i risultati dei modelli piu' sofisticati successivamente sviluppati.

- un 1° modello tridimensionale (Fig. 3.1) che ha consentito di apprezzare gli effetti dovuti all'effettivo assetto tridimensionale dell'opera, con particolare riferimento agli aspetti legati a disposizioni eccentriche dei carichi di esercizio.

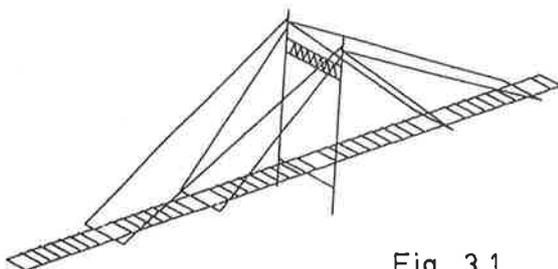


Fig. 3.1

L'impalcato consta essenzialmente di due nuclei connessi trasversalmente dal campo centrale di soletta oltre che dai traversi di ancoraggio degli stralli.

L'impalcato e' stato quindi modellato mediante 2 "travi" principali longitudinali (Fig. 3.2) collegate trasversalmente in duplice modo:

- attraverso una cortina fittizia di elementi equivalente al collegamento continuo realizzato dal campo centrale di soletta;
- mediante elementi isolati a sviluppo trasversale che simulano i traversi di ancoraggio degli stralli.

Ad ognuna delle singole "travi" longitudinali si sono attribuite le caratteristiche elasto-geometriche che competono alla emisezione d'impalcato.

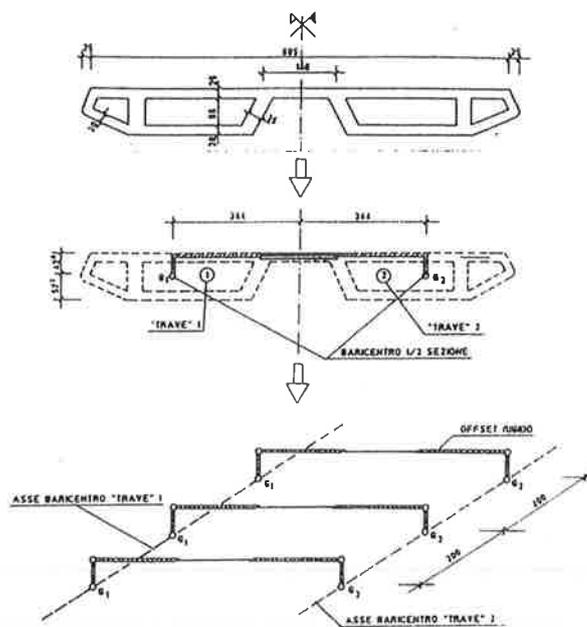


Fig. 3.2

- un 2° modello tridimensionale che costituisce un affinamento ulteriore del precedente e che se ne differenzia essenzialmente per le modalita' di discretizzazione dell'impalcato. L'impalcato infatti e' stato modellato come un graticcio equivalente a 6 travi, connesse trasversalmente, anche in questo caso, da una

cortina trasversale e da elementi isolati in corrispondenza dei traversi.

Le caratteristiche geometriche (aree ed inerzie) delle "travi" del graticcio sono state definite sulla base di uno studio preliminare rivolto ad individuare le generatrici in corrispondenza delle quali si annullano i flussi di tensioni tangenziali indotti dal peso proprio strutturale e dai sovraccarichi permanenti.

Tagliando idealmente la sezione trasversale d'impalcato in corrispondenza di tali direttrici si isolano le "travi" equivalenti di cui sopra.

Il ponte nel suo complesso, con riferimento alla configurazione finale di esercizio, e' stato analizzato per una ampia serie di condizioni, variabili sia in relazione alle possibili disposizioni longitudinali dei carichi mobili sia con riferimento alla loro disposizione trasversale. Le varie disposizioni longitudinali, individuate anche attraverso lo studio preliminare delle linee di influenza condotto sul modello semplificato a telaio, hanno coperto tutte le condizioni piu' penalizzanti per i vari elementi strutturali consentendo di definire i diagrammi di involuppo delle caratteristiche di sollecitazione piu' gravose. Per quel che concerne invece le disposizioni trasversali si sono individuate due posizioni base corrispondenti al caso di ponte a pieno carico centrato e ponte a carico eccentrico.

Per tutte le condizioni di carico esaminate si e' provveduto a controllare l'assetto deformativo dell'opera in tutte le sue parti componenti.

C'e' da segnalare che le calcolazioni sono state condotte con riferimento alla normativa vigente sui ponti stradali di 1^a Categoria. Cio' e' stato espressamente richiesto dall'A.T.M., committente dell'opera, in quanto la stessa committente si e' voluta riservare la possibilita', in un possibile futuro ed alla luce di mutate esigenze di servizio, la possibilita' di variare le caratteristiche di utenza del ponte.

Pertanto il manufatto e' stato progettato per far fronte ai carichi previsti per i ponti stradali, che risultano comunque piu' gravosi rispetto ai convogli tranviari.

Vanno particolarmente sottolineati gli studi effettuati sul transitorio di costruzione, sia con riferimento alla estrusione frontale per spinta dell'impalcato, sia per quel che riguarda le fasi di tesatura dei cavi dell'impalcato e di tiro negli stralli.

Il varo della campata principale da 66 m. ha reso necessaria la costruzione di due pile provvisorie che riducessero la luce da superare in fase di avanzamento dell'impalcato che, peraltro, e' stato attrezzato con apposito avambecco metallico.

La tecnologia costruttiva impiegata ha richiesto una dettagliata analisi del sistema impalcato-avambecco nelle fasi di movimentazione in cui il ponte va soggetto a sollecitazioni che, oltre ad essere tutt'altro che trascurabili, risultano di tipo sensibilmente differente da quelle previste in esercizio.

In particolare, poiche' ogni singola sezione viene a trovarsi alternativamente in mezzeria delle campate e sugli appoggi provvisori, va soggetta sia ai massimi momenti positivi che ai massimi momenti negativi ed alle massime azioni taglianti

Data la continua evoluzione dello schema statico e la conseguente variabilita' delle sollecitazioni agenti su ogni sezione e' stato necessario precomprimere l'impalcato mediante cavi baricentrici che non introducessero eccentricita' di segno prefissato per il cavo risultante.

Tutti questi aspetti sono stati accuratamente analizzati non omettendo di considerare effetti ulteriormente penalizzanti dovuti a variazioni termiche differenziate ed a possibili assestamenti delle pile provvisorie.

Alla fine della movimentazione l'impalcato ha guadagnato l'appoggio sulla spalla lato via Eritrea, restando adagiato sui sostegni provvisori.

Nelle fasi successive gli stralli tesati hanno sostituito gli appoggi provvisori che, come peraltro e' stato anche chiaramente osservato durante la sequenza di tiro, sono stati gradualmente decompressi.

Anche le fasi di tesatura degli stralli sono state simulate con analisi strutturali evolutive che ne hanno riprodotto l'intero ciclo di messa in tensione.

Il tiro iniziale e' stato dimensionato in modo da temperare le seguenti condizioni:

- 1) spostamenti pressoché nulli dei punti di aggancio ai traversi sotto l'azione di tutti i carichi permanentemente presenti;
- 2) azioni iniziali sulle antenne compatibili con le ulteriori sollecitazioni previste in esercizio;
- 3) reazioni sempre positive sugli appoggi in corrispondenza dei traversi su cui si agganciano gli stralli posteriori di richiamo, in modo che gli stessi appoggi risultino comunque compressi.

I valori dei tiri negli stralli, per le varie condizioni di carico esaminate, sono riportati nella Fig. 2.8.

I problemi connessi alla statica locale trasversale dell'impalcato sono stati analizzati con l'ausilio di modellazioni che implementano il metodo delle *Striscie Finite*, discretizzando la sezione trasversale con elementi in regime di lastra-piastra.

La estensione longitudinale dei campi presi in considerazione e' stata assunta di lunghezza sempre suf-

ficiente a garantire lo smorzamento degli effetti indagati, fornendo in tal modo indicazioni ben aderenti alla realtà fisica di tali fenomeni locali.

Un ulteriore campo di sviluppo delle analisi strutturali ha riguardato lo studio dei problemi di diffusione delle azioni trasmesse in corrispondenza di elementi particolarmente delicati ed importanti nell'assetto statico di un'opera di questo tipo.

Si segnalano in merito i problemi legati alla diffusione delle forze in corrispondenza delle testate degli stralli, sia sul dispositivo metallico di sommità sia alle estremità dei traversi ove si trovano anche le testate dei cavi di precompressione, in corrispondenza all'interfaccia tra la base dei dispositivi metallici e la sezione in testa alle antenne ed altro.

Tutti questi aspetti sono stati studiati mediante modellazioni ad *Elementi Finiti* estremamente particolareggiate, focalizzando l'analisi di dettaglio sul singolo componente estrapolato dal resto della struttura.

I risultati ottenuti hanno consentito, tra l'altro, di affinare la disposizione tridimensionale delle armature nei traversi di ancoraggio e di ottimizzare i dispositivi in acciaio in testa alle antenne.

4. MODALITA' COSTRUTTIVE

Il particolare assetto altimetrico dell'opera ha imposto il posizionamento del cassero del tratto di impalcato da realizzare per varo frontale in corrispondenza dell'area immediatamente a tergo dell'antenna.

Pertanto, realizzati il basamento ed il traverso inferiore dell'antenna, una palancolata provvisoria ha permesso di sostenere il rilevato di servizio e di creare così il piano di lavoro.

In fase di varo si è resa necessaria l'adozione di due pile provvisorie: la posizione dei binari ne ha vincolato l'ubicazione, producendo uno schema statico provvisorio a trave continua a quattro appoggi con luci rispettivamente di 24,00 m., 22,00 m. e 20,00 m.

La pila provvisoria più prossima all'antenna è stata realizzata con una struttura interamente metallica a causa dei tempi ristrettissimi concessi dalle F.S. per il suo posizionamento tra i binari.

La seconda pila provvisoria è stata invece realizzata con tubi metallici riempiti di calcestruzzo, per garantire contemporaneamente una rigida guida antideriva dell'impalcato.

Il cassero e tutti gli appoggi di varo sono stati inquadriati in una rete di livellazione ad alta precisione per tenere costantemente sotto controllo il corretto assetto altimetrico dell'impalcato e potere intervenire per compensare con spessoramenti degli appoggi provvisori i cedimenti delle pile provvisorie di varo. In tal modo si è comunque preservato l'impalcato dagli stati di coazione altrimenti derivanti.

La realizzazione dell'impalcato è avvenuta in otto conci di lunghezza rispettivamente pari 22,45 m., 21,85 m., 20,35 m., 18,00 m., 14,35 m., 18,92 m., 23,75 m. e 17,15 m.: i primi quattro sono stati varati, gli ultimi tre sono stati realizzati sul terreno partendo dalla spalla e procedendo verso l'antenna, ed il conco centrale è stato realizzato per ultimo nel cassero del tratto varato, a sutura dei due segmenti.

Per il contenimento delle sollecitazioni di varo è stato utilizzato un avambecco metallico lungo 18,00 m, costituito da due travi accoppiate con il medesimo interasse delle slitte di varo per evitare l'utilizzo di appoggi specifici.

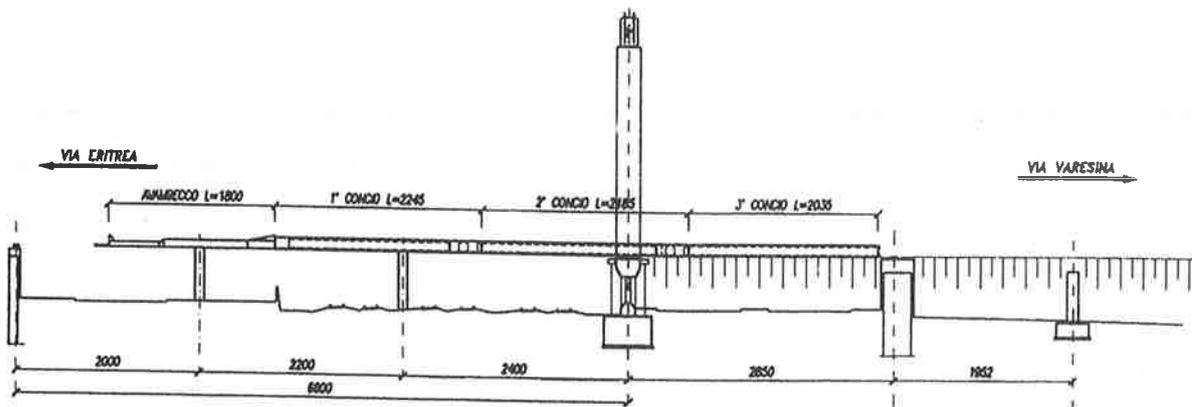


Fig. 4.1

Il tratto varato ha richiesto l'adozione di una precompressione assiale che è stata successivamente integrata con cavi ondulati atti ad incrementare l'efficienza del cavo risultante ed a legare al tratto varato il tratto posteriore dell'impalcato.

Ultimata la precompressione è stata messa in opera la strallatura attraverso una sequenza predefinita allo scopo di minimizzare l'impegno delle antenne in situazioni intermedie di tiro non bilanciato.

Durante le fasi di messa in tensione degli stralli è stata seguita passo passo la evoluzione deformativa della struttura all'incremento progressivo del tiro degli stralli; allo scopo sono stati costantemente effettuati controlli e rilievi topografici per verificare la rispondenza del comportamento strutturale alle previsioni progettuali di calcolo.

Così come per altre opere di questo tipo, particolare attenzione è stata rivolta ai problemi di fatica per gli stralli. Il dimensionamento degli stralli, seguendo lo stesso criterio di base adottato anche in altre esperienze progettuali, è stato effettuato limitando la fluttuazione delle tensioni di tiro per effetto dei carichi di esercizio.

Nonostante ciò si è comunque prevista la eventualità di una parziale o totale sostituzione degli stralli operando sui singoli trefoli.

5. PROBLEMI SPECIALI

Tra i problemi speciali esaminati si sottolineano i seguenti:

- fasi transitorie di costruzione (Fig. 4.1);
- problemi di diffusione;
- instabilità dell'antenna;
- viscosità;
- dinamica;
- fatica negli stralli.

I problemi di diffusione esaminati riguardano:

- ancoraggio degli stralli all'estremità dei traversi;
- ancoraggio dei cavi trasversali all'estremità dei traversi;
- ancoraggio degli stralli all'antenna.

Per tali problemi specifici sono state eseguite di volta in volta modellazioni speciali operando solo sul singolo elemento da studiare e simulando condizioni di vincolo alla rimanente struttura.

Per quanto concerne il modulo di Dischinger non sono emersi problemi particolari.

Le condizioni di lavoro dell'antenna influenzano l'assetto statico dell'intero complesso strutturale e

pertanto se ne è analizzato il comportamento sotto vari aspetti.

Nei riguardi del regime viscoso sia per deformazioni assiali delle antenne che per deformazioni differite dell'impalcato si sono seguiti criteri specifici, già nello sviluppo della fase progettuale, per contenerne gli effetti.

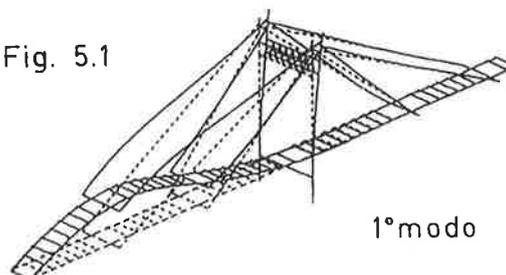
In tale contesto la modulazione della precompressione è risultata un importante supporto

Inoltre è stata appositamente sviluppata una analisi del comportamento elastoviscoso della struttura per determinare l'andamento nel tempo dell'azione di tiro negli stralli.

Per quanto concerne il comportamento dinamico della struttura, l'analisi modale ha fornito i seguenti modi di vibrazione (Fig. 5.1) e le corrispondenti frequenze principali:

1° modo fless.	$f_1 = 1,130$ cicli/sec.
2° modo tors.	$f_2 = 1,501$ cicli/sec.
3° modo fless.	$f_3 = 2,244$ cicli/sec.
4° modo fless.	$f_4 = 2,902$ cicli/sec.
5° modo tors.	$f_5 = 3,318$ cicli/sec.
6° modo fless.	$f_6 = 3,651$ cicli/sec.
7° modo tors.	$f_7 = 3,805$ cicli/sec.
8° modo tors.	$f_8 = 3,857$ cicli/sec.

Fig. 5.1



6. CONCLUSIONI

L'opera ha pienamente risposto alle previsioni di progetto ed ha contribuito a consolidare lo sviluppo di una fase innovativa nell'ambito delle soluzioni di problemi di attraversamento nelle zone urbane.

Il suo inserimento nel contesto ambientale ha ottenuto positivi riscontri sia tecnici che dell'opinione pubblica.

Il collaudo è stato effettuato dal Dott. ing. Campagna dello studio M.S.C. di Milano.

Nell'ambito del collaudo sono state realizzate una serie di condizioni di carico e sono stati previsti punti

di lettura sia sull'impalcato che sull'antenna, quali basi di un monitoraggio dell'opera.

Si precisa che la M.M. Metropolitana Milanese ha affidato una consulenza al Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano per controlli speciali relativi all'opera, sia in fase di collaudo che per il monitoraggio a medio-lungo termine (Prof. ing. Antonio Migliacci, Prof. ing. Franco Mola, Dott. ing. Carmelo Gentile).

Per quanto concerne i materiali impiegati si richiamano i seguenti quantitativi messi in opera per impalcato, antenna e stralli:

- Impalcato

a) cls Rck 450	1.147 mc
b) acciaio per armatura ordinaria	272.188 kg
c) acciaio da precompresso	61.479 kg

- Antenna

a) cls Rck 450	277 mc
b) acciaio per armatura ordinaria	74.733 kg
c) dispositivo metallico	41.260 kg

- Stralli

a) acciaio armonico	23.028 kg
---------------------	-----------

Hanno partecipato alla realizzazione dell'opera:

Committente:

A.T.M. Azienda Trasporti Municipali

Progetto:

Prof. ing. Francesco Martinez y Cabrera

Dott. ing. Stefano Rossi - collaboratore

Dott. ing. Roberto Gentile - collaboratore

per le verifiche speciali ha collaborato:

Prof. ing. PierGiorgio Malerba

Consulenti architettonici:

Arch. Fausto Colombo

Arch. Lorenzo Forges Davanzati

Direzione Lavori:

Dott. Ing. Adolfo Colombo - Direttore Generale
M.M. Metropolitana
Milanese

Dott. ing. Giuseppe Ghelfi - M.M. Metropolitana
Milanese

Collaudo:

Dott. ing. Danilo Campagna

Impresa esecutrice:

BONATTI S.p.A.

Dott. ing. Marco Rosignoli - Consulente tecnologico e
Project Manager

Dott. ing. Franco Candeo - Direttore di cantiere

Stralli e sistema di precompressione:

TENSACCIAI - Milano

Dispositivo metallico di aggancio:

OMBA Officine Meccaniche S.p.A. -
Torri di Quartesolo (VI)

BIBLIOGRAFIA

- [1] **Man Chung Tang:** (1972), Design of Cable-Stayed Girder Bridges, ASCE, Journal of Structural Division, p. 1789.
- [2] **Gilsanz R.E., Biggs J.M.:** (1983), Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring, ASCE, Journal of the Structural Division, p. 200.
- [3] **Birkenmaier N., Narayanan R.:** (1982), Fatigue Resistance of Large High Tensile stay Tendons, Proc. IABSE, Colloq. on Fatigue on Steel and Concrete Structures.
- [4] **Troitsky M.S.:** (1977), Cable- Stayed Bridges, Theory and Design, Croisby Lockood Staples.
- [5] **Gimsing N.J.:** (1983), Cable Supported Bridges, John Wiley & Sons.
- [6] **Cheung Y.K.:** (1976), Finite Strip Method in Structural Mechanism, Pergmon Press.
- [7] **Hambly E.C.:** (1976), Bridge Deck Behaviour, Chapman and Hall.
- [8] (1976), De Miranda F., Baglietto E., Casirati M., Castoldi A., Sammartino R.: Ponti Zarate-Brazo Largo, Modelli Matematici e Strutturali del Comportamento Statico e Dinamico, Costruzioni Metalliche.
- [9] (1977), Task Committee on Cable-Suspended Structures of the Committee od Metals of the Structural Division, Tentative Recommendations for Cable Stayed-Bridge Structural, ASCE, Journal of the Structural Division, p.929.
- [10] **Leonhardt F., Zellner W.:** (1980) Cable-Stayed Bridges, IABSE Surveys, S. 13/80.
- [11] **Nicolosi, Raithel, Santosuosso:** (1979), Sulla Determinazione della Rigidità degli Stralli, Proc. of the C.T.A. Days.
- [12] **F. Martinez y Cabrera, P.G. Malerba:** (1987), A cable-stayed bridge in Milan: the Certosa railway fly-over, Proceedings of the International Conference on cable-stayed bridges, Bangkok - Thailand.
- [13] **F. Martinez y Cabrera, M. Minenna, S.Tattoni:** (1994), A cable-stayed bridge in an urban zone in Luino, International Symposium on cable-stayed bridges, Shanghai - China.
- [14] **M. Rosignoli:** (1995), L' interazione avam- becco-impalcato nei ponti in c.a.p. realizzati per varo frontale - L' Industria Italiana del Cemento - n. 697 -
- [15] **M. Rosignoli:** (1998), Launched Bridges - ASCE Press

LA GALLERIA AURELIA NEL TRATTO DI INTERFERENZA CON LA LINEA "A" DELLA METROPOLITANA DI ROMA

Alessandro MOLINARO

Ingegnere Civile
Consorzio Ferrofir
ROMA

Sergio TREMI PROIETTI

Ingegnere Civile
Libero Professionista
ROMA

Paolo Maria ZANETTI

Ingegnere Civile
Libero Professionista
ROMA

SOMMARIO

Vengono illustrate le tematiche progettuali e costruttive della galleria ferroviaria "Aurelia", in particolare nel tratto della linea Maccarese-Roma Smistamento, in cui è sottoattraversata dalla linea "A" della metropolitana di Roma, con forte angolo d'incidenza, in corrispondenza di Via Ubaldo degli Ubaldi.

SUMMARY

The Aurelia driven tunnel is inserted on the double-track Maccarese-Roma Smistamento line, where it is undercrossed by the MRT system's A line at Via Ubaldo degli Ubaldi. Design and execution problems arisen in the construction of the tunnel are described.

1. PREMESSA

Il ramo Smistamento della galleria Aurelia, appartenente al tratto di linea Maccarese-Roma Smistamento, permette la immissione della linea tirrenica Roma-Pisa sul ramo nord-occidentale dell'anello ferroviario di Roma, consentendo il potenziamento e l'ottimizzazione del servizio di tipo metropolitano sul ramo sud-occidentale (fig. 1).

L'importanza del ramo di linea Maccarese - Roma Smistamento venne evidenziata già nel dopoguerra, quando la penetrazione della linea tirrenica seguiva l'itinerario Maccarese - Fiumicino - Roma Termini.

Negli anni '50 e '60 vennero appaltati i relativi lavori, poi sospesi nel 1967 per i notevoli disturbi al terreno circostante causati dallo scavo della galleria Aurelia e culminati in una serie di fornelli e dissesti allarmanti. Nel 1975, la necessità di realizzare un collegamento su rotaia con l'aerostazione di Fiumicino portò le FS alla decisione di utilizzare, a tal fine,

l'esistente tratto di linea compreso tra le stazioni di Roma Trastevere e Ponte Galeria, recuperando la vecchia linea Maccarese - Roma Smistamento per la penetrazione urbana della linea tirrenica. A tale scopo si resero necessari il completamento della galleria Aurelia, con la realizzazione del ramo S. Pietro, già in esercizio dal 1989, ed il recupero del ramo smistamento. Questo ramo di galleria (dal km 17+387 al km 18+250), oggetto della presente memoria, è stato successivamente sottoattraversato con forte obliquità, in corrispondenza di Via Ubaldo degli Ubaldi, da una delle due gallerie a monobinario della linea A della metropolitana di Roma, di cui è previsto il completamento a breve.

I lavori, appaltati dalle FS al Consorzio Ferrofir, sono iniziati nel 1992 e sono proseguiti per lotti successivi, con condizioni al contorno fortemente variabili lungo lo sviluppo longitudinale, fino alla fase attuale di ultimazione di alcune opere di completamento.

2. QUADRO IDROMORFOLOGICO

La galleria Aurelia, nel tratto in esame, ricade nei terreni tipici di questa zona di Roma, caratterizzata dalla seguente successione stratigrafica (fig. 2):

- Terreno 1: tufiti di origine vulcanica, con diversi gradi di argillificazione, a struttura compatta.
- Terreno 2: limi sabbiosi o sabbie medio limose consistenti, di colorazione giallo-bruna.
- Terreno 5: sabbie medio fini giallastre, talvolta limose.
- Terreno 6: limi argillosi di colore grigio con intercalazioni sabbiose.
- Terreno 8: sabbie medio fini grigie addensate con ghiaietto e ghiaia, soprattutto al contatto con la formazione sottostante.
- Terreno 9: argille sovraconsolidate molto consistenti di origine pliocenica, che costituiscono i più antichi depositi di Roma.

Procedendo da Maccarese verso Roma Smistamento, in un primo tratto la galleria è impostata con l'arco rovescio ed i piedritti interamente nello strato sabbioso (8) in falda e la calotta nel terreno coesivo (6), mentre successivamente, a seguito della risalita del basamento pliocenico, la sezione della galleria si trova in una situazione opposta, ovvero con la calotta completamente nelle sabbie (8) e l'arco rovescio ed in parte i piedritti nella formazione di base molto consistente (9).

Dal punto di vista geotecnico i terreni presentano un diverso comportamento che dipende evidentemente dalla loro natura, ma anche dall'evoluzione dei fenomeni di disturbo provocati dalla costruzione della vecchia galleria quale, in particolare, lo stato di decomposizione delle sabbie, con la frazione limosa praticamente assente.

Tale stato riguarda principalmente i terreni nell'immediato contorno del rivestimento a causa dell'azione di drenaggio svolta nel tempo dalla galleria abbandonata in condizioni di estremo degrado.

Il regime di falda sostanzialmente è in accordo con il quadro idrogeologico generale della zona. Sono state individuate, infatti, 3 falde di tipo freatico nell'ambito dei principali strati sabbiosi (terreno 5 e terreno 8), di cui la più superficiale raggiunge quota ~ 70 m s.l.m., quella intermedia circa q. 57 m s.l.m. e quella più profonda q. 48 m s.l.m.

Per quanto riguarda le condizioni di falda al contorno della galleria, nonostante l'immersione nel basamento pliocenico e l'effetto drenante della galleria stessa, è stata ipotizzata la presenza dell'acqua a ridosso dei piedritti e sotto l'arco rovescio con carichi idraulici dell'ordine dei 4-5 metri.

3. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI

Il completamento della galleria Aurelia ha costituito l'intervento più delicato dei lavori di ripristino dell'intero tronco della linea per Roma Smistamento a causa delle particolari condizioni al contorno.

L'opera, infatti, attraversa una delle zone più densamente urbanizzate della città, in terreni difficili, già interessati da una serie di fornelli durante lo scavo della vecchia galleria e soggetti al continuo degrado dovuto all'effetto drenante del cavo con trasporto della frazione limosa.

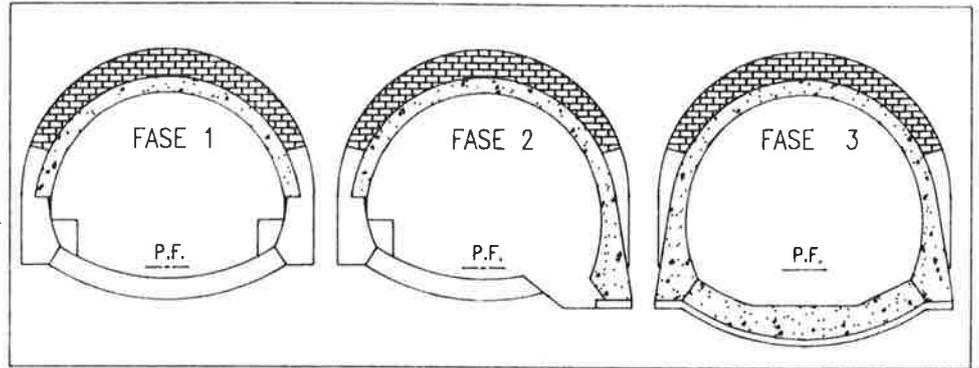
La nuova sagoma della galleria a doppio binario richiedeva, inoltre, una riprofilatura del rivestimento esistente e l'approfondimento dell'arco rovescio, creando condizioni di forte instabilità per qualsiasi intervento di demolizione delle vecchie murature, con probabili rifluimenti di terreno all'interno della galleria e conseguenti risentimenti in superficie.

E' stato, quindi, studiato un piano di interventi di consolidamento dei terreni, con l'obiettivo di raggiungere le necessarie condizioni di sicurezza durante tutte le fasi dei lavori previsti, che ha comportato la preliminare sperimentazione in appositi campi-prova dell'efficacia e dell'affidabilità delle metodologie d'intervento, soprattutto a garanzia della stabilità degli edifici soprastanti.

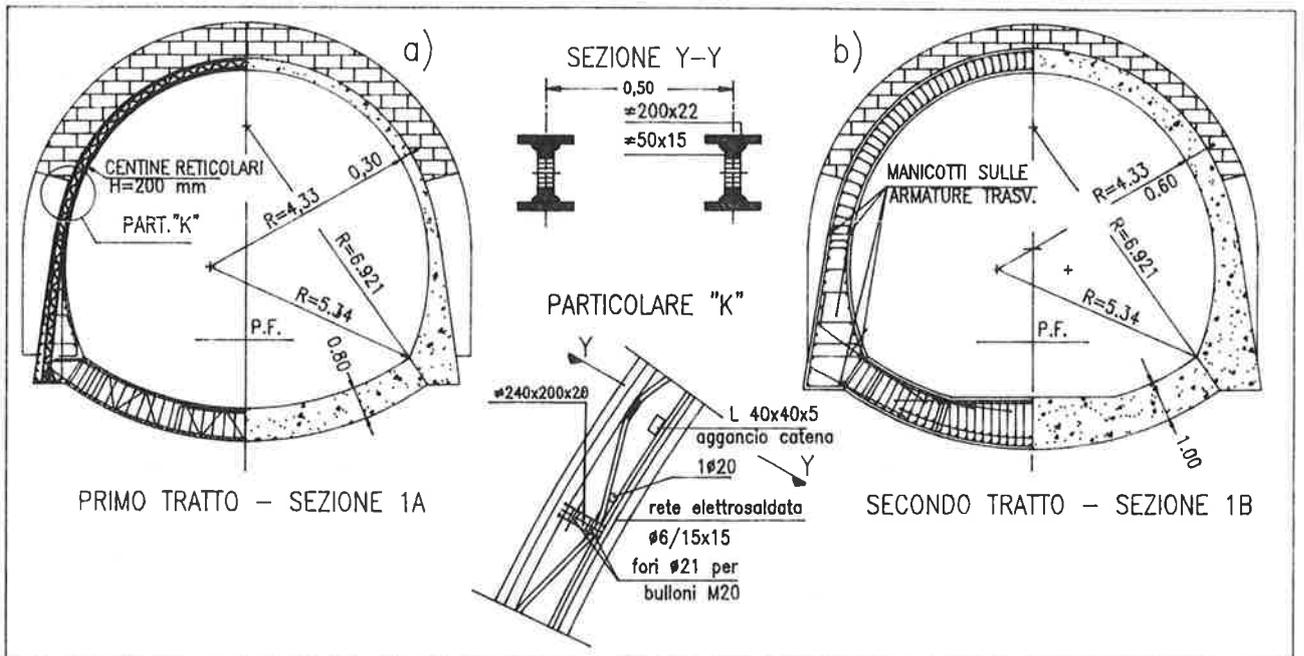
Tra le varie soluzioni sperimentate, quelle maggiormente idonee al miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni sono risultate:

- Iniezioni cementizie, eseguite dal piano campagna ed estese a tutta altezza, aventi lo scopo di ricomprimere quei terreni che avevano subito rilasci durante la costruzione della galleria originaria. Le iniezioni sono state realizzate secondo una maglia quadrata di 3 m x 3 m sul volto della galleria, dimezzando il passo lungo i fianchi, per una fascia complessiva di larghezza pari al diametro esterno.
- Iniezioni miste di miscele cementizie e di miscele chimiche a base di silicati ad alta penetrabilità eseguite dall'interno ed in più riprese, per una profondità di 3 m + 4 m a partire dall'estradosso del rivestimento definitivo, impiegando canne valvolate di PVC a raggera con interasse di 1.00 m, a fondo foro, e passo di 1.20 m. Il trattamento è iniziato con due successive serie di iniezioni cementizie a volume controllato, rispettivamente di 40 lt e 20 lt per valvola, e si è concluso con una terza serie di iniezioni di miscela chimica per un volume di 100 lt per valvola. Le pressioni di iniezione sono state sempre dell'ordine di 15 bar indipendentemente dal tipo di miscela iniettata.

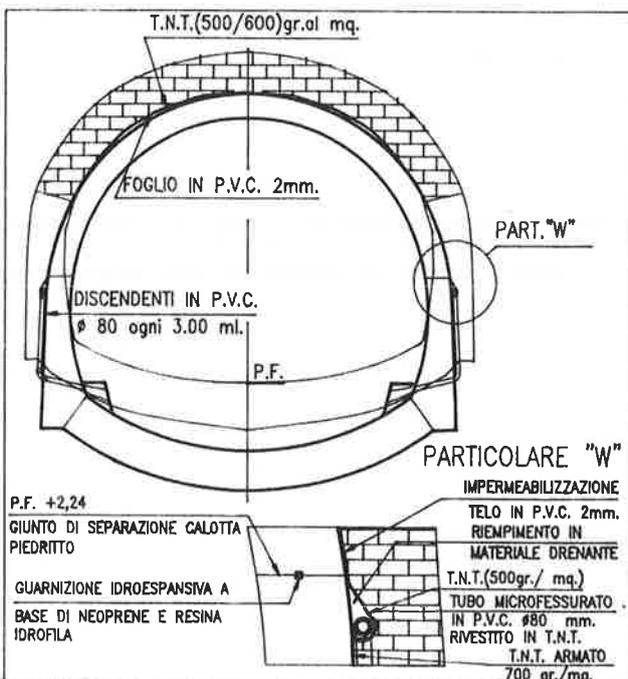
- 5-FASI ESECUTIVE DEL NUOVO RIVESTIMENTO
- 6-RIVESTIMENTO DEFINITIVO DEL PRIMO E DEL SECONDO TRATTO
- 7-IMPERMEABILIZZAZIONE DEL PRIMO E SECONDO TRATTO
- 8-RIVESTIMENTO ED IMPERMEABILIZZAZIONE DEL TERZO TRATTO



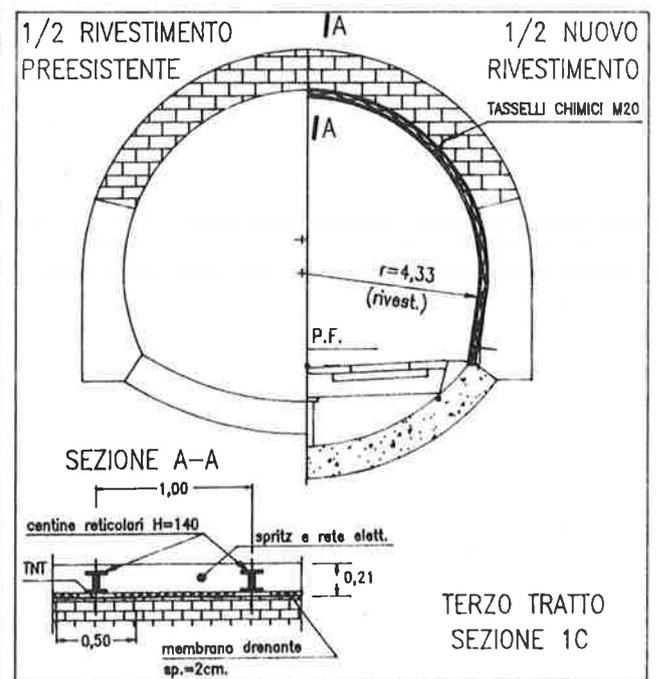
5



6



7



8

Questo intervento è stato adottato nel primo tratto di 161 m (dal km 17+387 al km 17+548 - fig. 3) con progressive riduzioni nel secondo tratto di 120 m (dal km 17+548 al km 17+668 - fig. 4) in funzione della risalita del tetto della formazione pliocenica, che progressivamente va ad interessare prima l'arco rovescio e poi anche i piedritti, migliorando le condizioni al contorno dal punto di vista geotecnico. Tale vantaggio, però, viene in parte vanificato dal fatto che alle progressive km 17+579 e km 17+606, in corrispondenza di Via Baldo degli Ubaldi, la galleria viene sottopassata dalle due canne a monobinario della linea A della metropolitana simmetricamente disposte ai lati della strada, con un franco minimo tra le due opere di soli 3 m.

In tali condizioni, nell'ambito dei lavori di ristrutturazione della galleria FS è stato studiato un intervento in grado di consentire, in sicurezza, il successivo passaggio della linea A. Si è fatto ricorso, quindi, oltre ai consolidamenti all'intorno del cavo, ad un fitto reticolo di micropali ϕ 85 mm realizzati dall'interno della galleria ferroviaria e disposti a cavallo delle due canne, con interassi di $0.80 \div 1.00$ m e lunghezze tali da consentire per tutti i micropali un approfondimento fino a 2 m sotto l'arco rovescio delle future gallerie metropolitane (fig. 14). In questo modo si è voluto conferire al terreno un "effetto armatura" al fine di ottenere significativi vantaggi in termini di minore deformabilità dell'insieme terreno-struttura.

Nel tratto terminale di 582 m (dal km 17+668 al km 18+250), verso l'imbocco di Roma Smistamento, la modesta entità delle demolizioni necessarie per la risagomatura della galleria, unitamente alla risalita della formazione di base delle argille plioceniche sino al disopra della calotta della esistente galleria, hanno reso più agevole il proseguimento dei lavori senza richiedere un preventivo consolidamento dei terreni.

4. CRITERI DI PROGETTO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il progetto del rivestimento definitivo della galleria è stato fortemente condizionato dalla presenza di quello di blocchi di cemento e calcestruzzo non armato del cavo originario - gravemente lesionato in calotta e con evidenti segni di rotazione dei piedritti - che si è dovuto risagomare in relazione sia alla posizione del piano del ferro, che alle nuove dimensioni utili richieste per l'alloggiamento dei due binari.

Nel primo tratto di 161 m si è cercato, infatti, di ridurre al massimo le demolizioni della vecchia calotta e dei piedritti, adottando un rivestimento sottile, costituito da centine reticolari equivalenti ad HEB200

poste ad interasse di m 0.50 ed annegate in un getto di 0.30 m di calcestruzzo (fig. 6a).

La sezione è stata completata con il getto dell'arco rovescio, di 0.80 m di spessore, armato con pannelli preassemblati di ferro tondo ordinario e reso strutturalmente continuo con i piedritti.

Il dimensionamento del rivestimento è stato governato dalla statica trasversale, tenendo conto sia delle spinte esercitate dal terreno che delle pressioni idrostatiche.

Diversa è la situazione del secondo tratto di 120 m, dove si riscontra un miglioramento delle condizioni al contorno per la risalita delle argille plioceniche consistenti, ma al contempo, come accennato, la galleria è sottoattraversata con forte obliquità dalle due canne della linea A della metropolitana di Roma.

In questo caso il rivestimento della galleria si comporta come una trave-tubo, non potendo far conto sulla capacità portante del terreno interposto tra l'arco rovescio e la calotta della galleria metropolitana, sia per il suo piccolo spessore, sia per l'inevitabile allentamento che ne provoca lo scavo, anche se effettuato con l'impiego di uno scudo chiuso.

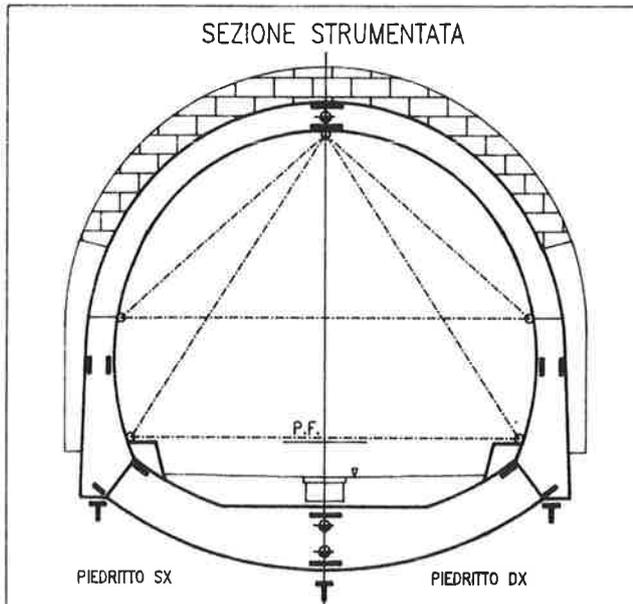
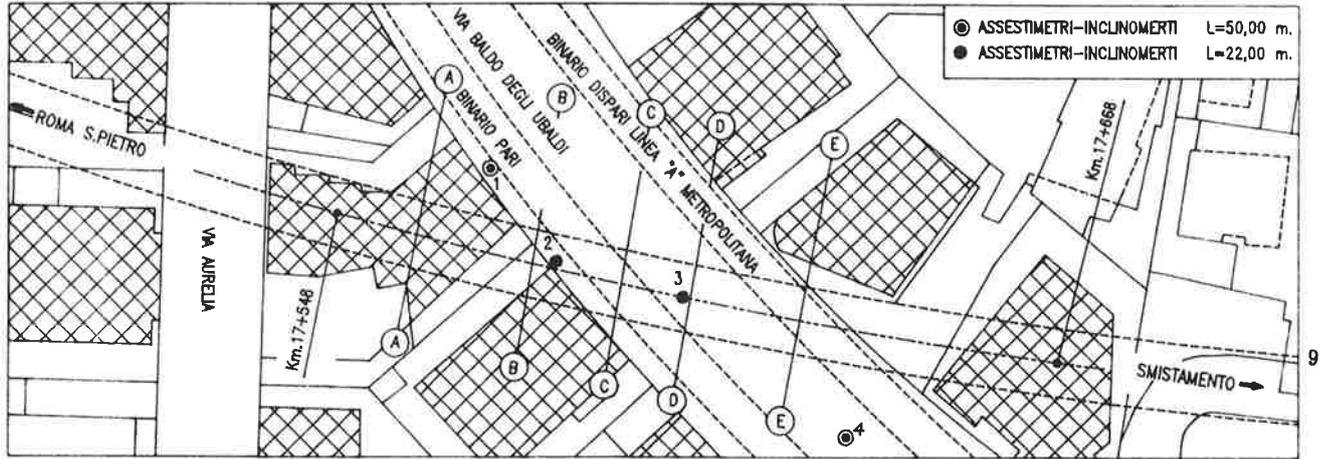
Si tratta di una condizione alquanto inusuale per il rivestimento di una galleria, che di norma viene verificato essenzialmente per sezioni trasversali, assegnando alle armature longitudinali una funzione di semplice ripartizione.

E' stato allora adottato un rivestimento di cemento armato (fig. 6b), con spessori di 0.60 m e di 1.0 m rispettivamente per la calotta e l'arco rovescio, assicurando la continuità delle armature trasversali e longitudinali.

Per quanto riguarda la determinazione dello stato di sollecitazione del rivestimento, dovendo tener conto delle complesse condizioni al contorno della galleria, si è fatto ricorso ad un modello matematico ad elementi finiti che, pur presentando una maggiore laboriosità intrinseca e l'adozione di particolari cautele nell'interpretazione dei dati di uscita, ha consentito valutazioni globali e puntuali attraverso una completa analisi del comportamento elastico e dello stato tensionale spaziale, con la più ampia libertà di attribuzione dei carichi esterni.

L'intera struttura è stata suddivisa in 1840 elementi tipo "piastra", distribuiti in 80 sezioni di 1,5 m di lunghezza, con 23 elementi per ogni sezione (fig. 13).

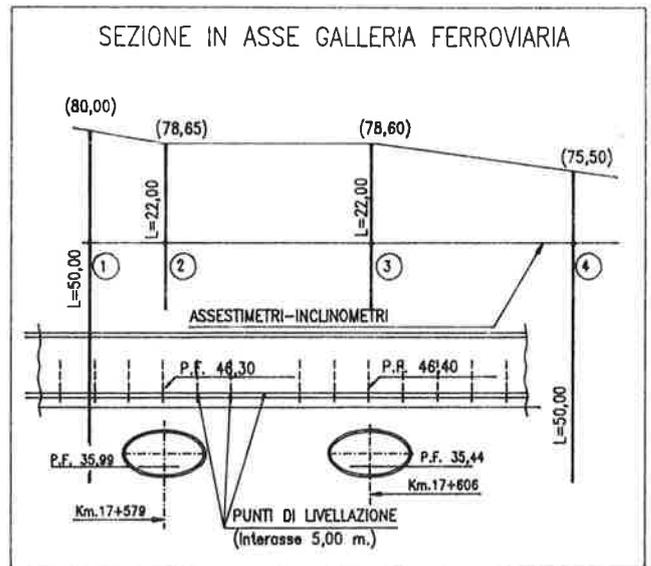
L'interazione terreno-struttura è stata schematizzata per mezzo di molle di costante elastica proporzionale al modulo di sottofondo, tenendo conto dei tratti non reagenti e delle zone interessate dalla presenza dei micropali posizionati a cavallo delle gallerie metropolitane, per le quali è stato assunto un modulo



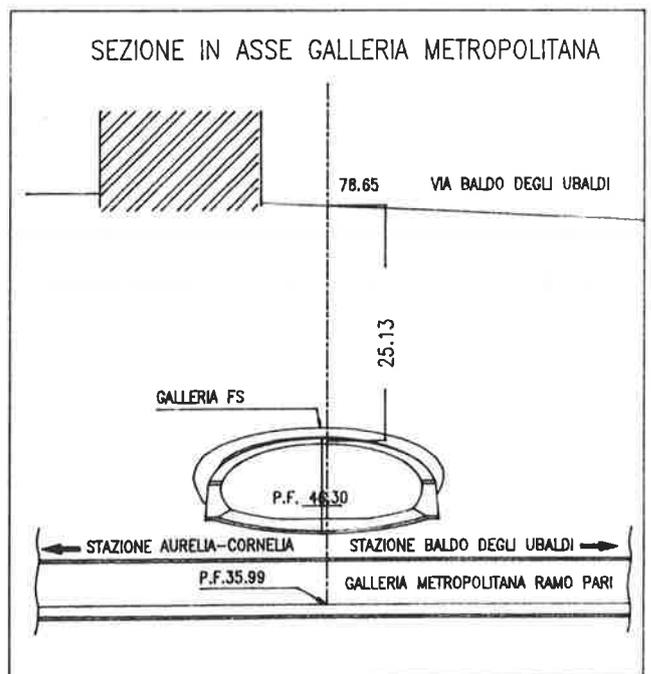
- BARRETTE ESTENSIMETRICHE TRASVERSALI
- ◆ BARRETTE ESTENSIMETRICHE LONGITUDINALI
- PUNTI DI LETTURE DI CONVERGENZA
- v n°24 PUNTI DI LIVELLAZIONE (i=5,00 m.)
- ⊥ CELLE DI PRESSIONE

Sezioni B,C e D : quattro barrette estensimetriche, posizionate sulle barre di armatura longitudinali - dodici barrette estensimetriche, posizionate sulle barre di armatura trasversali - tre celle di pressione.

10 Sezioni A ed E : quattro barrette estensimetriche, posizionate sulle barre di armatura longitudinali - tre celle di pressione



11



12

9- STRALCIO PLANIMETRICO

10- SCHEMA DELLA DISPOSIZIONE DELLA STRUMENTAZIONE

11- SEZIONE IN ASSE GALLERIA FERROVIARIA

12- SEZIONE IN ASSE GALLERIA METROPOLITANA

$K = 15000 \text{ t/m}^3$, pari a circa il doppio di quello delle zone non trattate.

Le spinte del terreno e le pressioni idrostatiche sono state considerate come carichi esterni nelle condizioni più sfavorevoli.

I risultati delle analisi sono stati poi confrontati con quelli ottenuti da un modello matematico piano costituito da una trave continua su suolo elastico, dove le rigidezze del terreno sono state differenziate lungo lo sviluppo longitudinale in funzione delle effettive condizioni locali, riscontrando un sostanziale accordo nelle sollecitazioni flettenti e taglianti longitudinali.

Nell'ultimo tratto di 582 m, il rivestimento esistente di blocchetti di cemento e conglomerato cementizio non armato - immerso pressoché totalmente nelle argille plioceniche - non ha richiesto interventi di rinforzo, sia perché in buone condizioni, sia perché si era già provveduto in passato ad abbassare l'arco rovescio per ottenere la sagoma di progetto. Si è proceduto, quindi, soltanto all'applicazione dell'impermeabilizzazione ed all'esecuzione di un controanello di protezione autoportante, costituito da centine reticolari e calcestruzzo proiettato, per uno spessore complessivo di 0.21 m (fig. 8).

5. FASI DI COSTRUZIONE

Gli interventi di ristrutturazione della galleria sono stati molto diversificati, come già accennato, in relazione alle diverse condizioni al contorno; se ne descrivono di seguito le più significative fasi costruttive.

5.1 Tratto tra le progr. km 17+387 e km 17+548

In questo primo tratto i lavori sono iniziati con l'esecuzione delle iniezioni di consolidamento a tergo dei piedritti e sotto l'arco rovescio, a completamento dei consolidamenti preventivamente eseguiti dall'esterno.

Mentre proseguivano le operazioni di trattamento dei terreni sotto l'arco rovescio, veniva avviata la rimozione della centinatura di sicurezza posta in opera nel 1983, per tratti di 6 - 10 ml, ed eseguito il getto delle murette provvisorie di supporto delle casseforme.

Successivamente si è provveduto alla riprofilatura dell'intradosso del rivestimento preesistente, secondo le necessità della nuova sagoma della galleria, mediante fresatura o vere e proprie demolizioni locali, ove il materiale da rimuovere era di dimensioni consistenti.

Le lavorazioni sono proseguite con la posa in opera dell'impermeabilizzazione (fig. 7), costituita da un manto di pvc protetto all'estradosso da uno strato di tessuto non tessuto (previa pulizia delle superfici mediante idrosabbatura), con il montaggio delle centine gemellate, che costituiscono la struttura

portante del nuovo rivestimento, e con il getto di completamento (6 ml/giorno), avendo predisposto i fori per le iniezioni di imbottimento tra il guscio e la guaina impermeabile.

Completato il getto della calotta ha avuto inizio la fase più delicata della demolizione dei piedritti esistenti e della loro ricostruzione per campioni di 3 m di lunghezza, il che ha comportato il sostegno del terreno mediante brandaggio in legname e l'impiego di punte per l'aggottamento della falda.

Nonostante tutti i consolidamenti e tutte le cautele adottate, localmente si sono avuti rifluimenti delle sabbie all'interno della galleria, prontamente tamponati.

Le lavorazioni sono state completate, sempre per campioni, con lo scavo ed il getto dell'arco rovescio (6 ml/giorno).

5.2 Tratto tra le progr. km 17+548 e km 17+668

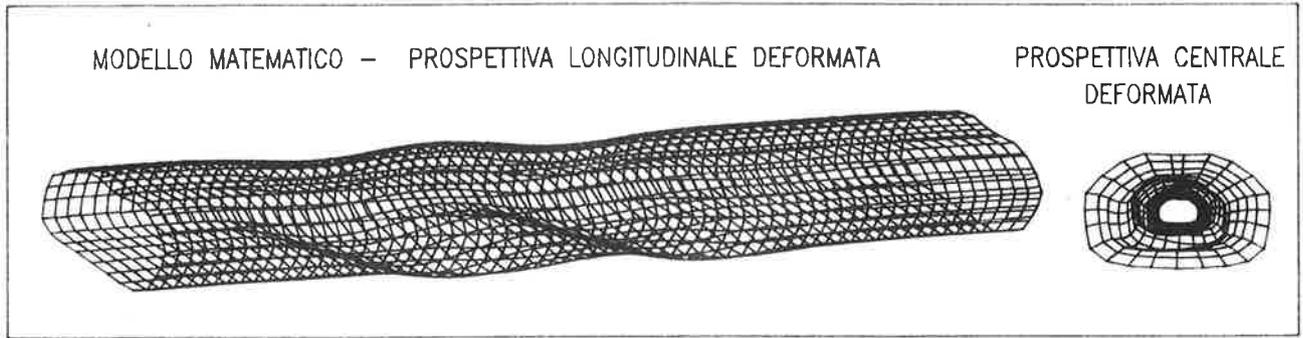
Il secondo tratto, interessato come accennato, dal successivo sottoattraversamento della linea A della metropolitana, è iniziato con i trattamenti a tergo dei piedritti, dopo quelli eseguiti dall'esterno come nel primo tratto, e con la realizzazione dei micropali, a cavallo delle due gallerie metropolitane, contemporanea a quella di murette e piedritti provvisori.

Anche per questo tratto si è proceduto alla fresatura e idrosabbatura della calotta del preesistente rivestimento ed alla installazione del manto impermeabile, ma al posto delle centine sono stati posti in opera i pannelli preassemblati di barre di armatura del nuovo rivestimento, la cui continuità, essenziale per la statica della trave tubo, è stata assicurata da manicotti Lenton.

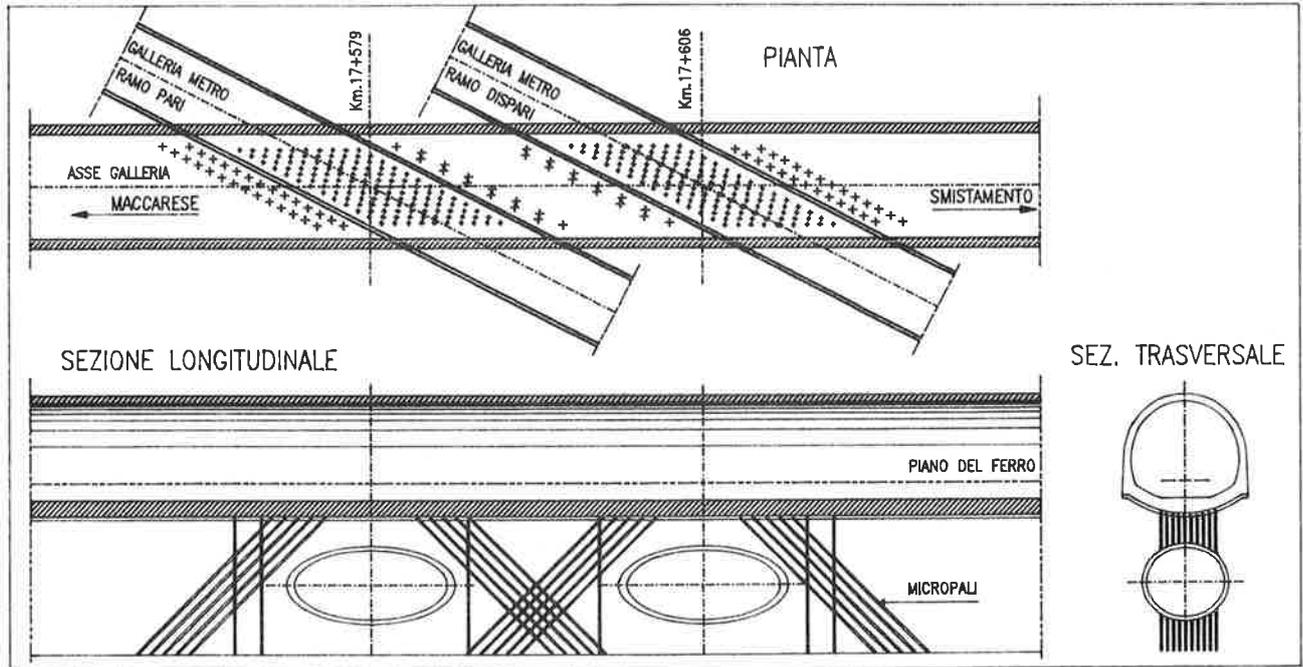
Le rimanenti fasi esecutive ricalcano quelle precedentemente descritte per il primo tratto, con la differenza che in questo caso i getti di calcestruzzo sono stati più impegnativi sia per il notevole spessore del guscio, sia per il raggiungimento delle caratteristiche di resistenza richieste ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$). A tale scopo è stato preliminarmente qualificato l'impianto di betonaggio ed in corso d'opera è stato attuato un efficace controllo di qualità.

5.3 Tratto tra le progr. km 17+668 e km 18+250

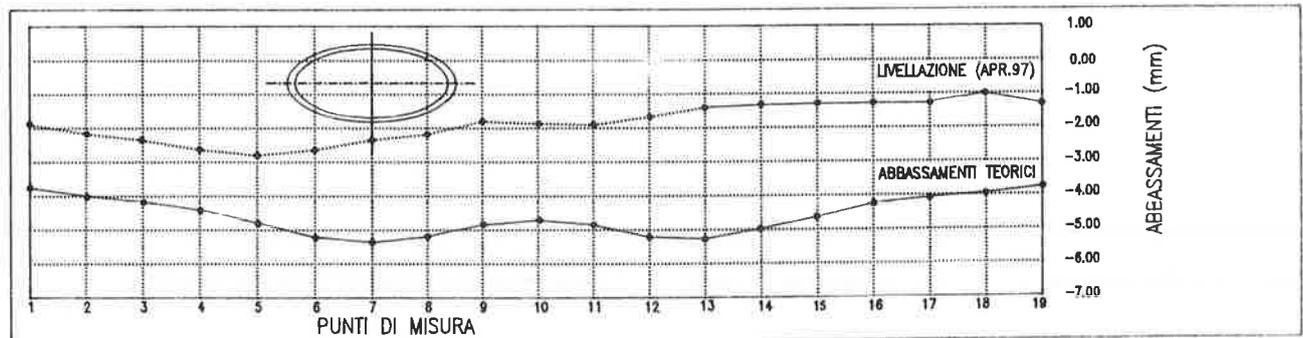
In questo ultimo tratto, come accennato, il rivestimento esistente è stato oggetto di lievi aggiustamenti della sagoma, tramite fresatura, a cui è seguito il posizionamento della membrana drenante in PVC - del tipo SAPE 1 aperto, a forma di "portauovo" - e delle centine reticolari, ancorate al piede ed in quattro punti sul loro sviluppo. Il rivestimento definitivo è stato poi completato con il posizionamento dell'armatura secondaria di collegamento e con il ricoprimento di calcestruzzo proiettato.



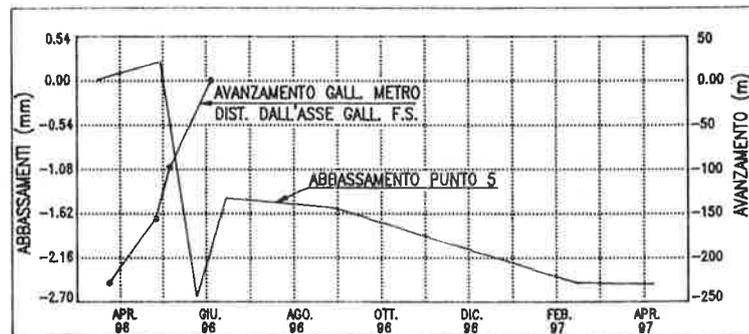
13



14



15

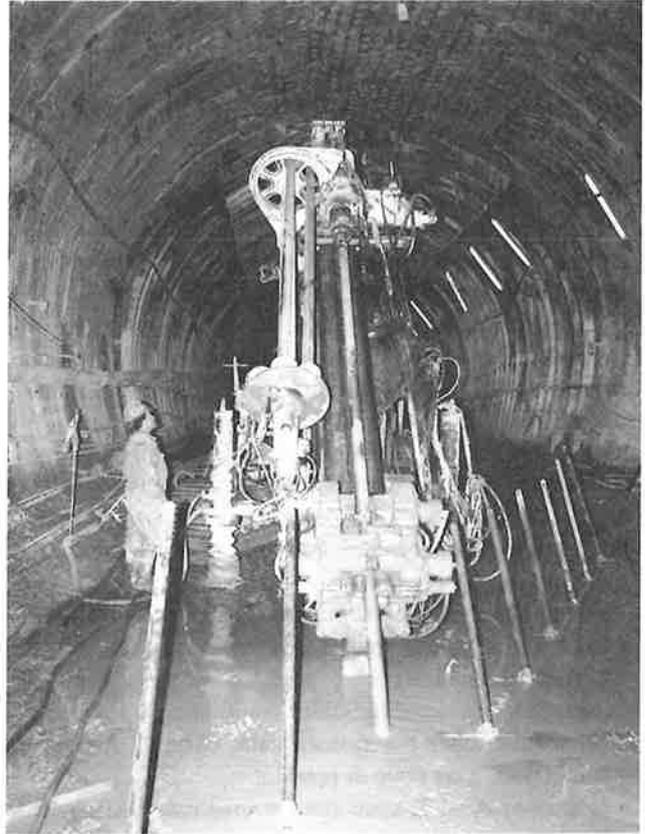


16

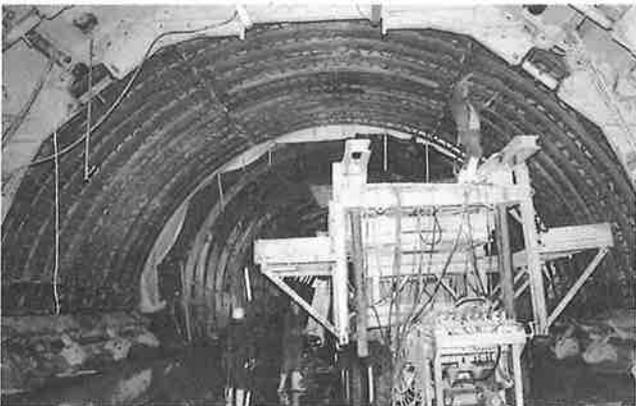
- 13- VISTE ASSONOMETRICHE DEL MODELLO MATEMATICO
- 14- PIANTE E SEZIONI DELLA GALLERIA FERROVIARIA CON LA POSIZIONE DEI MICROPALI
- 15- DIAGRAMMI DEGLI ABBASSAMENTI TEORICI E DI QUELLI EFFETTIVI, RILEVATI DOPO L'ATTRAVERSAMENTO DEL SOLO RAMO PARI DELLA METROPOLITANA
- 16- DIAGRAMMA DEGLI ABBASSAMENTI NEL TEMPO RILEVATI NELLA SEZIONE 5 DI MASSIMO ABBASSAMENTO E DIAGRAMMA DI AVANZAMENTO DEL RAMO PARI DELLA METROPOLITANA



17



20



18



19



21

17-18-19 FASI COSTRUTTIVE DEL I° TRATTO: FISSAGGIO DELL'IMPERMEABILIZZAZIONE - POSIZIONAMENTO DELLE CENTINE RETICOLARI - ARMATURA E GETTO DELL'ARCO ROVERSCIO.

20-21-22 FASI COSTRUTTIVE DEL II° TRATTO: ESECUZIONE DEI MICROPALI - ARMATURA DELLA CALOTTA CON I MANICOTTI FILETTATI DI GIUNZIONE - ARMATURA E GETTO DELL'ARCO ROVERSCIO.



22

6. SISTEMA DI MONITORAGGIO

Nel secondo tratto di galleria di 120 m, tra le progr. km 17+548 e km 17+668, sottoattraversato dalla linea A della metropolitana, è stato installato un articolato sistema di monitoraggio per il controllo del comportamento del terreno e del rivestimento della galleria ferroviaria sia durante la fase di scavo che di esercizio di entrambe le linee metropolitane.

La strumentazione posta in opera consente il controllo nel tempo delle deformazioni del terreno circostante il sottoattraversamento (colonne inclinometriche e assestometriche), la misura dei movimenti del rivestimento della galleria (livellazioni, convergenza), e la verifica dello stato tensionale sia delle armature del rivestimento (barrette estensimetriche) che del terreno al contorno della galleria (celle di pressione).

Sono state monitorate cinque sezioni trasversali:

- le sezioni B, C e D sono state strumentate con quattro barrette estensimetriche, posizionate sulle barre di armatura longitudinali, dodici barrette estensimetriche, posizionate sulle barre di armatura trasversali, e tre celle di pressione;
- le sezioni A ed E sono state strumentate con quattro barrette estensimetriche, posizionate sulle barre di armatura longitudinali, e tre celle di pressione.

Le barrette estensimetriche sono state ubicate approssimativamente nei punti in cui le sollecitazioni di progetto raggiungono i massimi valori.

Per la valutazione delle deformazioni del rivestimento della galleria, sulle cinque sezioni strumentate sono stati posizionati cinque punti di misura delle convergenze, ed inoltre, ogni 5 m lungo tutto il tratto dei 120 m, è stata posizionata una mira sull'asse longitudinale dell'arco rovescio per consentire periodiche livellazioni di precisione.

7. CONFRONTO TRA I RISULTATI TEORICI E SPERIMENTALI

Il confronto tra i risultati teorici e quelli sperimentali non può ancora considerarsi esaustivo, essendo stata realizzata, sotto la galleria, una sola delle due canne della metropolitana, ma si possono comunque fare alcune considerazioni non prive di significato. La fig. 15 mostra il confronto tra l'andamento degli abbassamenti dedotti rispettivamente dal modello matematico e dall'ultima livellazione eseguita ad aprile 1997, da cui si può rilevare che l'andamento delle due curve è alquanto simile, mentre l'abbassamento massimo è di poco spostato verso l'inizio del tratto in esame con valore assoluto pari circa al 50% di quello teorico. Naturalmente i valori

degli abbassamenti effettivi aumenteranno durante lo scavo del ramo dispari della metropolitana (previsto per l'autunno '97), con conseguente avvicinamento delle due curve e riduzione delle differenze entro un limite stimato dell'ordine del 20%, nell'ipotesi di reciprocità degli effetti dei due scavi.

Per quanto non sia ancora possibile, quindi, trarre delle conclusioni finali, le differenze attese possono essere imputate, in via preliminare, sia ad una naturale non uniforme distribuzione delle rigidità del terreno rispetto a quelle teoriche, sia ad una sottostima delle stesse, in particolare nelle zone trattate con micropali, sia ad una sovrastima dei carichi esterni trasmessi dal terreno in falda. Ma nel complesso le differenze rimangono molto contenute, se si considera l'aleatorietà insita in questo tipo di calcolazioni.

Esaminando, poi, l'andamento degli abbassamenti nel tempo del punto 5 - sezione di massimo abbassamento - si può osservare (fig. 16), come prevedibile, che l'abbassamento si è verificato pressoché totalmente durante l'esecuzione dello scavo della galleria metropolitana nella fase di avvicinamento e attraversamento della soprastante galleria ferroviaria, che è durata 15 gg. circa. Per quanto riguarda, infine, le tensioni delle barre di armatura longitudinali, rilevate attraverso le barrette estensimetriche, allo stato attuale sono stati misurati valori massimi molto minori di quelli di calcolo, il che fa presupporre un comportamento della trave-tubo a sezione interamente reagente (stadio 1), con tensioni di trazione nel calcestruzzo inferiori a quelle di rottura.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] CESTELLI GUIDI C., "Geotecnica e tecnica delle fondazioni" Hoepli, Milano.
- [2] PROCTOR R.V., WHITE T.L., TERZAGHI K., 1946, "Rock tunneling with steel supports" The Commercial Shearing & Stamping Co, Youngstown, Ohio.
- [3] CAPATA W., DI CHIARA G., TREMI PROIETTI S., ZANETTI P. M., 1997, "Nuovo Colombo - Manuale dell'ingegnere", Cap. E10 "Gallerie", Hoepli, Milano.
- [4] EVANGELISTA A., Settembre 1995, "Valutazioni teoriche e osservazioni sperimentali sui processi di trattamento dei terreni e sulle modifiche indotte", XIX Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia.
- [4] MONGILARDI E., DE PAOLI B., Marzo 1991, "Le miscele d'iniezione di origine silicea ed il rispetto delle acque di falda", Convegno S.I.G., Milano.

ARCHITETTURA, CONCEZIONE STRUTTURALE E PROCESSO COSTRUTTIVO NEL PROGETTO DI UN NUOVO PARCHEGGIO INTERRATO A VICENZA

Sergio NOVELLO

Architetto, libero professionista
VICENZA

Enzo SIVIERO

Straordinario di Tecnica delle Costruzioni
ISTITUTO UNIVERSITARIO DI ARCHITETTURA DI VENEZIA

SOMMARIO

Viene presentato il progetto di un parcheggio interrato per 660 posti macchina a Vicenza con particolare attenzione all'interazione architettura - struttura nella evoluzione dal progetto preliminare al progetto definitivo ivi compresa la problematica costruttiva nelle fasi transitorie con qualche cenno ai costi di realizzazione.

SUMMARY

The project of an underground parking for 660 cars in Vicenza is presented. Remark is given on the interaction between architecture and structure from preliminary to final design including the execution problems during the construction stage and relative costs.

1. PREMESSA

Il rinnovato interesse che il mondo dell'architettura dimostra verso l'ingegneria strutturale – intesa nella sua più ampia accezione – consente di far confluire nell'unitarietà del "progetto" i molteplici aspetti che connotano la costruzione: dalla concezione strutturale, complessiva e di dettaglio, alle modalità realizzative nella progressione dal regime transitorio-provvisionale, all'assetto definitivo dell'opera e ai relativi costi di realizzazione.

Per taluni interventi progettuali la questione assume rilevanza singolare, tanto da rendere imprescindibile un atteggiamento progettuale interattivo "a più mani".

Caso tipico è quello dei parcheggi sotterranei nel più generale contesto delle costruzioni ipogee.

Nella fattispecie, con il progetto del parcheggio sotterraneo di viale Verdi a Vicenza si è attivato un "modus operandi" che, a buon diritto, potrebbe costituire esempio di riferimento anche in ambito accademico per quella assoluta novità del "Laboratorio di Sintesi Finale" delineato dall'ordinamento didattico del Corso

di Laurea in Architettura (D.M. 24.02.1993) e le cui prime esperienze, per la quasi totalità delle facoltà di architettura in Italia, sono previste nell'anno accademico '97-'98.

2. IL CONTESTO URBANO E LA SCELTA TIPOLOGICA

I profili sotto i quali è stata inquadrata la problematica complessiva dell'insediamento di un parcheggio sotterraneo di 660 posti macchina nell'ambito a sud di viale Verdi, tra la via Roma e la via Battaglione Monte Berico sono sostanzialmente i seguenti:

- la possibilità e le modalità di inserimento in un ambiente naturale e, al tempo stesso, urbano quale quello vicentino del Campo Marzo la cui importanza, dimensionale e figurativa, risulta emblematica - insieme ad altre - nell'area Veneta, ed è, invece, pe-

culiare della città nel suo rapporto, da un lato, con il bordo storico (soprattutto con il fronte edificato di viale Verdi) e, dall'altro, con i prati, i gruppi e i filari di alberi, le ondulazioni artificiali e, infine, il limite ottico della stazione e del profilo del Monte Berico (Fig. 1).

Problema specificamente architettonico, quindi, posto che le parti emergenti o comunque visibili della nuova infrastruttura si devono relazionare direttamente con gli edifici esistenti su viale Verdi e con quelli, in parziale sostituzione, previsti da un recente Piano di Recupero e interessanti l'estremità ovest dello stesso viale con il risvolto su via Battaglione Monte Berico inserendosi comunque in un contesto di grande qualità ambientale.

- La possibilità e le modalità di un corretto inserimento, nel quadro della viabilità esistente e delle previsioni del Piano del Traffico che si coordina con le scelte già avviate, del "carico" puntuale derivante

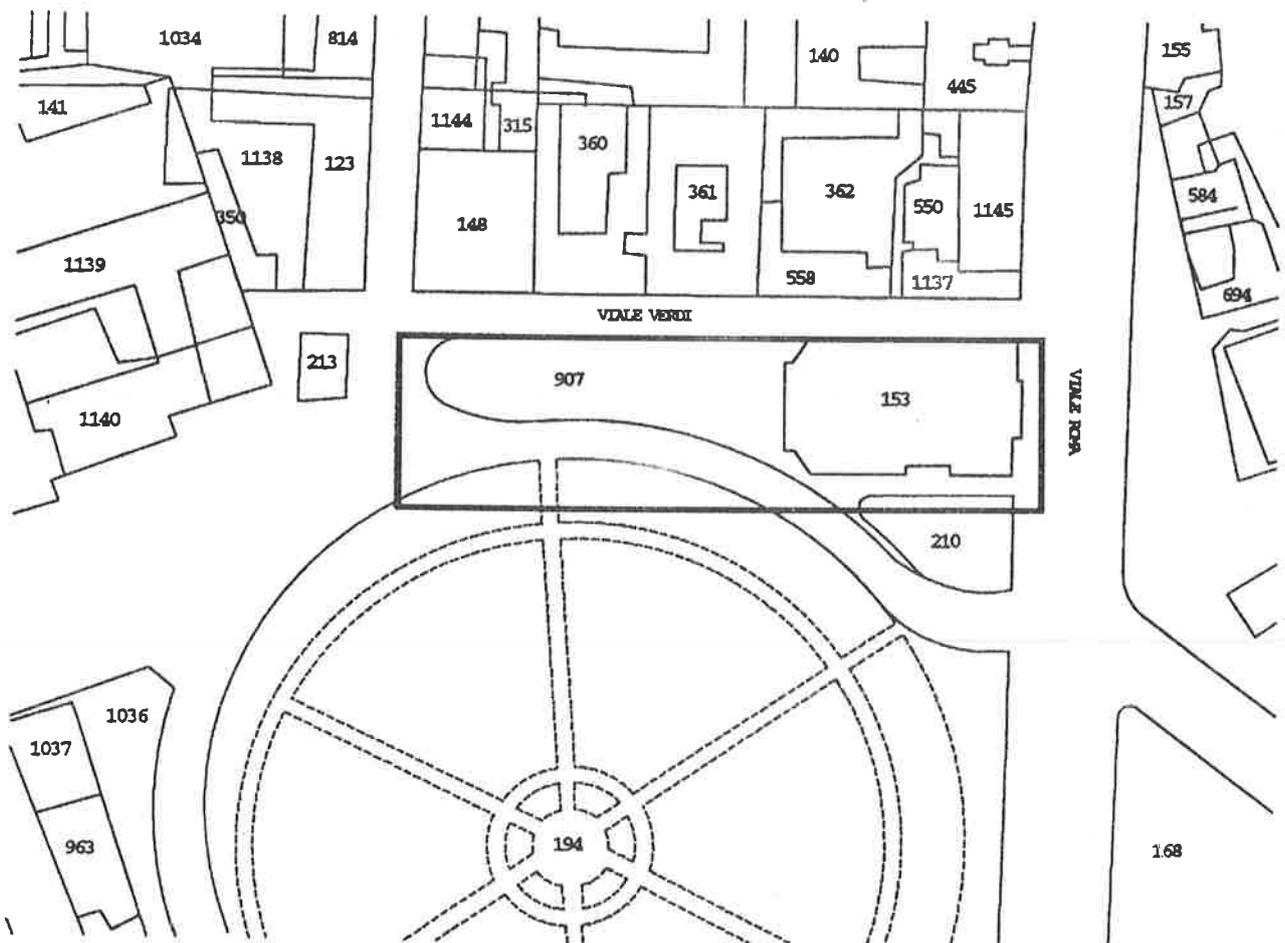


Fig. 1 Catasto attuale e posizionamento del parcheggio interrato

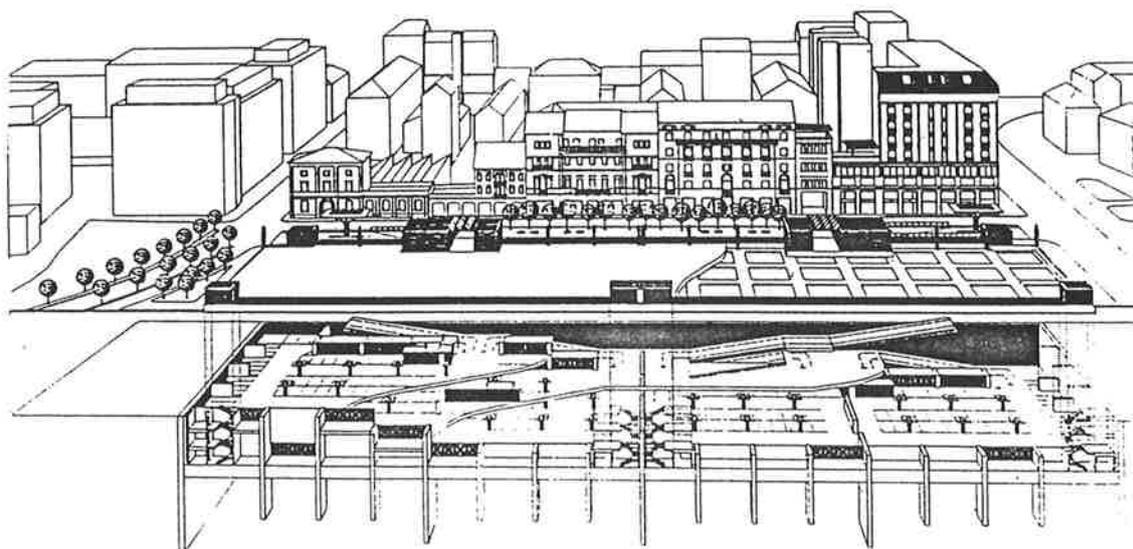


Fig. 2 Vista prospettica

dalle componenti di traffico in ingresso ed uscita dal parcheggio, oltre che dalla residua funzione di viale Verdi, nel sistema urbano complessivo.

Si tratta di un problema specifico di viabilità e di individuazione della più corretta modalità tecnica di innesto di tali componenti nei flussi del traffico urbano, con le sue punte – naturalmente variabili – orarie e giornaliere.

Sono stati, inoltre, affrontati, per verificare l'efficienza e la funzionalità delle soluzioni possibili, i problemi della viabilità sia nella fase transitoria (in presenza del cantiere e della necessaria deviazione della linea di traffico del viale dell'Ippodromo tra via Roma e via Battaglione Monte Berico) che nella fase ulteriore e definitiva, quando il viale dell'Ippodromo vedrà annullata la sua sezione, dismettendo l'attuale funzione, legata all'assetto complessivo delle linee di traffico oggi utilizzate.

Le considerazioni precedenti hanno portato alla scelta tipologica del parcheggio sotterraneo di tipo chiuso ai sensi del D.M. 01.02.1986 a tre livelli con rampe di accesso, di tipo rettilineo, parallele, simmetriche ed a contatto con viale Verdi (Fig. 2) allo scopo di:

- ridurre al minimo l'impatto visivo delle parti emergenti;
- facilitare l'accesso al parcheggio da parte di ogni tipo di utenza;
- rendere indifferente la posizione di ingresso e di uscita/innesto nelle linee di traffico in superficie, la cui validità viene mantenuta anche con un assetto del Piano del Traffico radicalmente diverso da quello oggi noto.

3. LE SCELTE STRUTTURALI NEL PROGETTO DEFINITIVO

L'autorimessa è disposta con il lato maggiore lungo viale Verdi, ove sono localizzate le rampe rettilinee d'accesso ai tre piani interrati. Sia le rampe che l'autorimessa sono del tipo chiuso, con ampie aperture perimetrali per la ventilazione naturale oltre gli impianti necessari ausiliari previsti dalle norme vigenti.

La costruzione occupa la superficie rettangolare di circa 8.500 m² con il lato maggiore di circa 170 m e il lato minore di circa 50 m con tre livelli interrati e fondo scavo a circa -12 m dal piano campagna (Figg. 3-4).

Le indagini geognostiche hanno evidenziato la scarsa consistenza degli strati superficiali fino a -10 m circa, con il livello di falda a soli -3 m e la presenza di uno strato di terreno consistente a circa -30 m di profondità (Fig. 5).

La concezione strutturale è dunque fortemente condizionata sia dalle fasi transitorie durante gli scavi per la realizzazione dell'opera, sia dalle condizioni di esercizio legate alla sottospinta di galleggiamento e alla necessità di garantire l'impermeabilità.

Scelta pressoché obbligata è stata dunque quella di una diaframmatura perimetrale complessiva "di contenimento" dimensionata con spessore cm 100 in relazione alle sollecitazioni di spinta attiva del terreno, localmente rafforzata da elementi trasversali "a pettine" con spessore limitato a 80 cm. Ulteriori diaframmatore di collegamento interno sempre con spessore 80 cm definiscono 4 ambiti a pianta pressoché quadrata, ciò che consente una esecuzione degli scavi anche a singoli comparti.

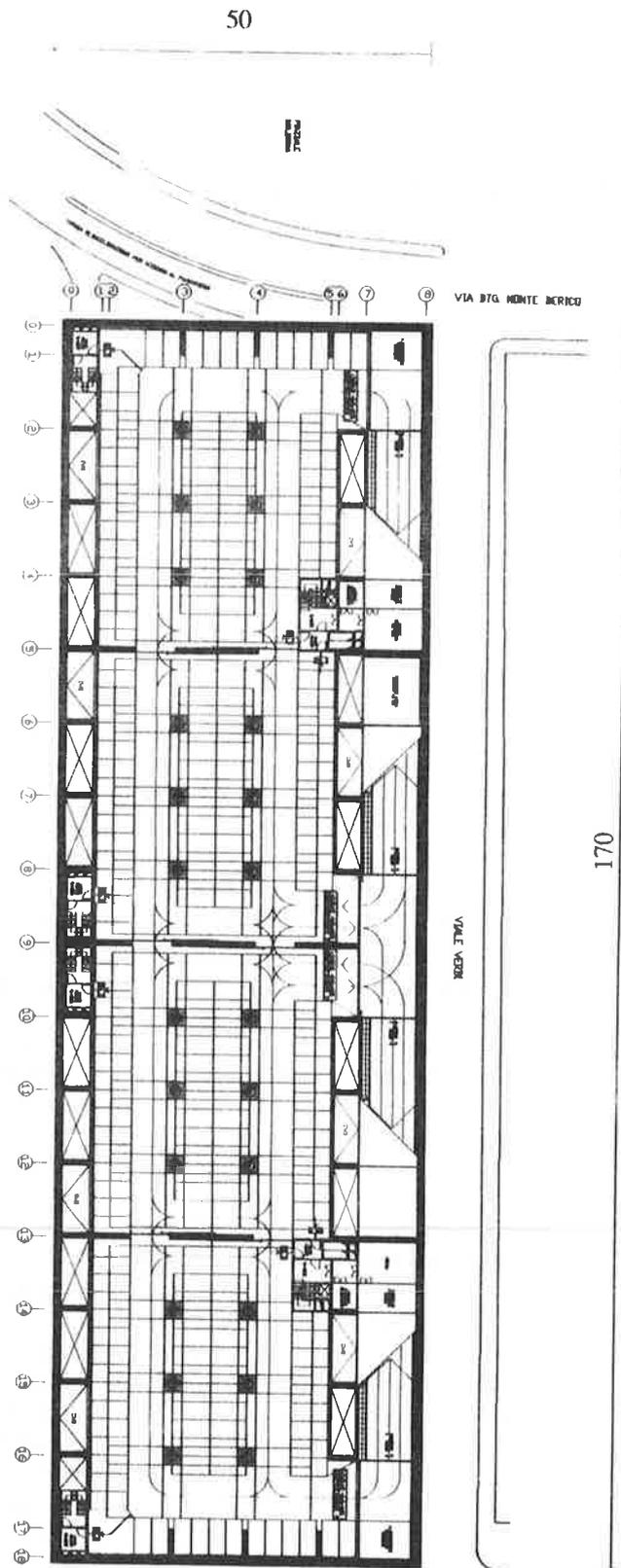


Fig. 3 Pianta al livello -3

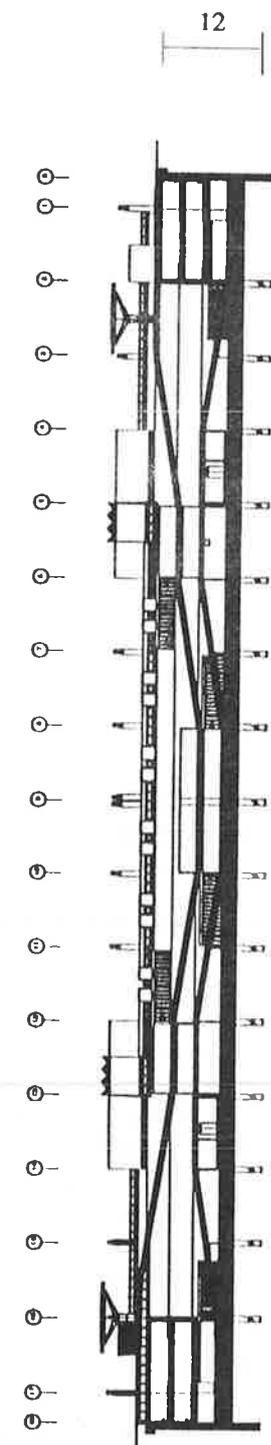


Fig. 4 Sezione longitudinale

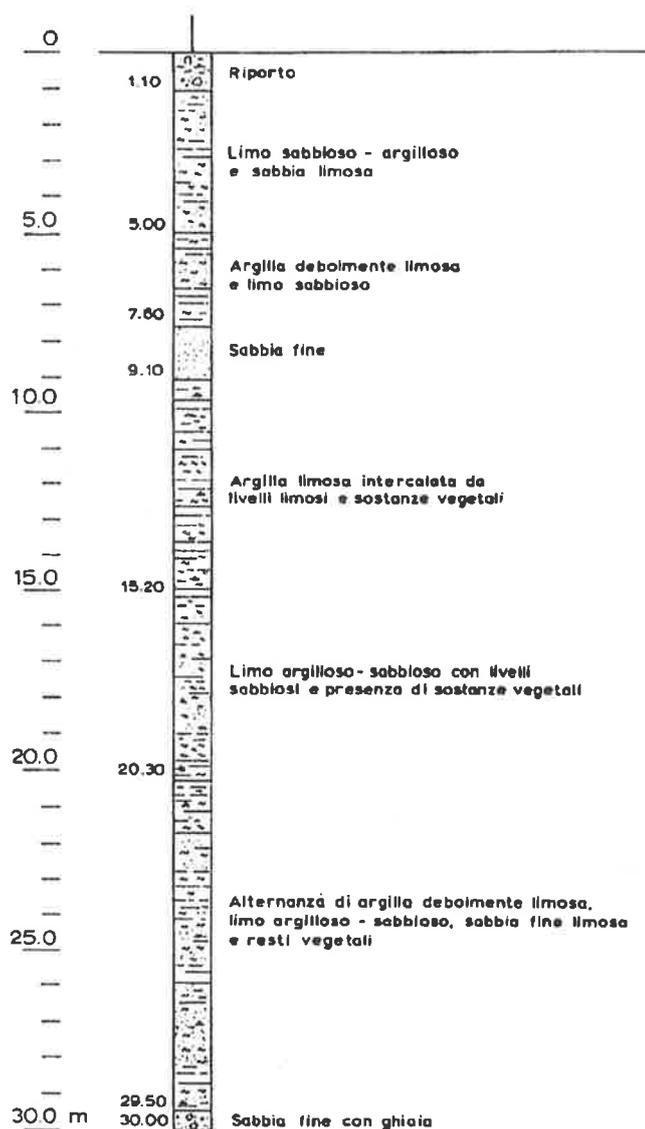


Fig. 5 Profilo stratigrafico del terreno

La struttura interna prevede solette piene in c.a. – spessore costante di 40 cm – con pilastri a maglia regolare di lato 10 m costituiti da colonne circolari di diametro costante 65 cm, con raccordo troncoconico di diametro crescente fino a 125 cm e innesto a capitello quadrato di lato di 2.50 x 2.50 m, spessore 50 cm e quindi sporgente di 10 cm dalla soletta continua.

Questa soluzione architettonica oltre ad essere di indubbio rilievo, denuncia con evidenza anche l'impianto strutturale del solaio "a fungo", a tutto vantaggio di una notevole pulizia formale.

La fondazione è costituita da una platea generale in c.a. spessore 1.80 m. Solette di piano e platea sono robustamente ancorate alla diaframmatura di parete. In

tal modo la modularità interna, scandita dalle colonne, con interasse 10 m, trova soluzione nell'aumento della luce delle campate di riva con l'innesto diretto alle pareti di bordo. La scelta degli spessori a getto pieno è stata pressoché obbligata dalla necessità di garantire un adeguato coefficiente di sicurezza al galleggiamento.

4. LE MODALITÀ ESECUTIVE

Potendo contare su orizzontamenti a getto pieno, da eseguire anche in più fasi, è stata ipotizzata una loro funzione provvisoria quale sostegno orizzontale per le spinte trasmesse dalla diaframmatura durante lo scavo. Scavo centrale e getto delle solette nelle parti perimetrali sono così temporalmente consequenziali.

Le partiture pressoché quadrate delle diaframature, consentono da un lato di limitare gli scavi a comparti di limitata ampiezza a tutto vantaggio della sicurezza nei confronti del rifluimento e dall'altro di poter completare la "chiusura" delle spinte orizzontali con l'ausilio di puntoni locali eventualmente riutilizzabili (Fig. 6).

La successione delle fasi è documentata nella progressione temporale (Fig. 7).

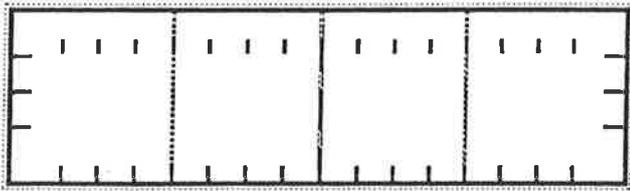
5. OSSERVAZIONI SULL'EVOLUZIONE DEL PROGETTO PRELIMINARE AL PROGETTO DEFINITIVO

Il progetto preliminare, perfettamente definito sia negli ingombri e nelle volumetrie d'insieme, sia sulla concezione strutturale della perimetrazione completa, del sistema degli orizzontamenti, delle partizioni interne e delle colonne, ipotizzava diverse modalità esecutive e una diversa concezione per la sicurezza al galleggiamento.

Volendo privilegiare al massimo la libertà di condurre gli scavi a superfici aperte e senza vincoli di sorta, per consentire poi una esecuzione dei getti, con la progressione classica del basso verso l'alto, era evidentemente necessario riprendere le spinte orizzontali del terreno sulla diaframmatura perimetrale ricorrendo ad una doppia fila di tiranti ancorati sul terreno all'esterno dell'autorimessa.

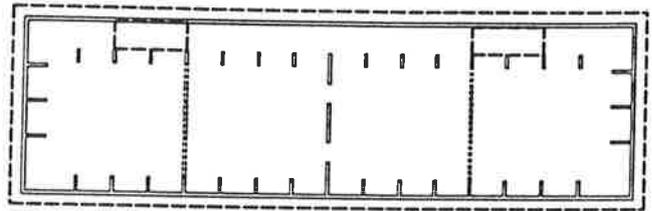
Sottoposta ad un esame più approfondito questa soluzione ha rivelato alcuni limiti di carattere economico e funzionale. In particolare la presenza di consistenti edificazioni a distanza ravvicinata rendeva problematico (anche sul piano dei vincoli di proprietà) spingere i tiranti sotto gli edifici stessi. Mentre i costi per i soli tiranti incidavano in misura variabile dal 15 al 20% dell'opera finita (il 30% della sola parte strutturale).

Inoltre, sembrava quasi "innaturale" ricorrere ad un



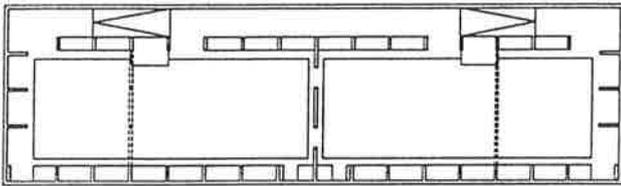
Fase 1

Esecuzione diaframmi



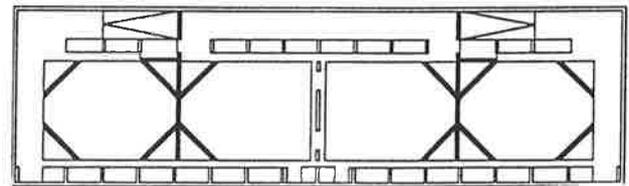
Fase 2

Sbancamento fino a quota -2.50 mt
Esecuzione dislivelli rampa



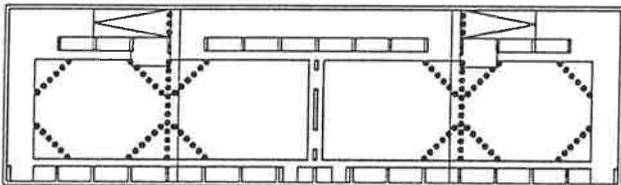
Fase 3

Getto di completamento delle testate dei diaframmi, solette delle rampe, soletta a livello ± 0 per la parte perimetrale e trave di bordo della sommità dei diaframmi



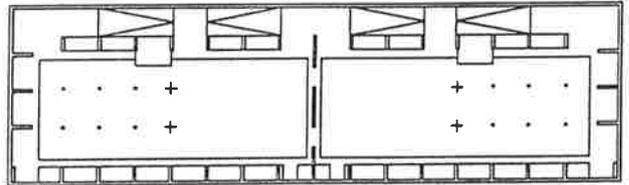
Fase 4

Esecuzione di strutture provvisorie in acciaio con possibilità di utilizzo in fasi anche non contemporanee



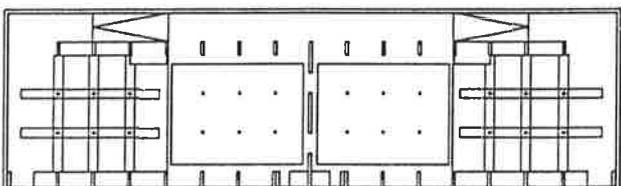
Fase 5

Ulteriore scavo fino alla quota di imposta della platea
Rimozione della struttura provvisoria in acciaio



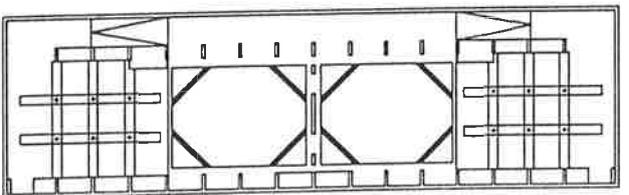
Fase 6

Esecuzione della struttura come da progetto



Fase 7

Ulteriore scavo fino alla quota di imposta della platea



Fase 8

Esecuzione della struttura come da progetto.

Fig. 7 Modalità e fasi costruttive di esecuzione delle opere

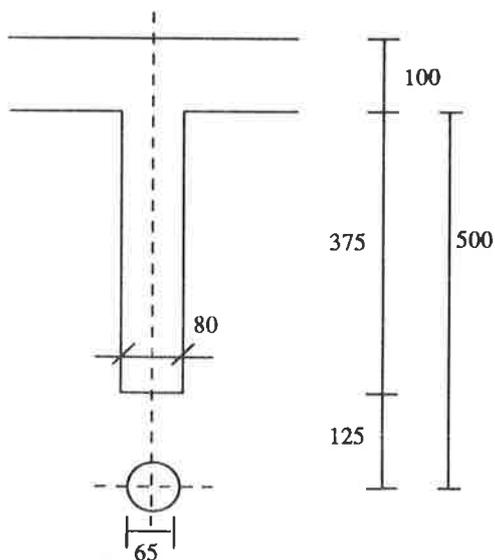


Fig. 8 Sostegno della campata di riva sulla colonna nel progetto preliminare

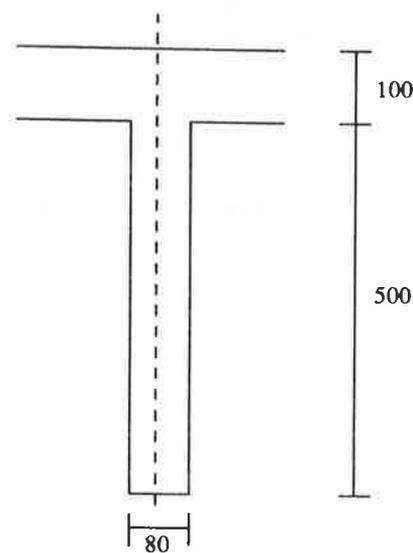


Fig. 9 Sostegno della campata di riva sul setto nel progetto definitivo

to ricorrere ad una palificata interna dimensionata, nel rispetto delle condizioni di equilibrio verticale, per assorbire l'insieme delle trazioni generate dalla spinta verso l'alto dell'acqua di falda.

Anche in questo caso è stato ritenuto "innaturale" dover ricorrere all'assorbimento in trazione (per di più a carattere permanente) di azioni per le quali il semplice aumento dei pesi propri poteva condurre a risultati identici sul piano del bilancio "teorico" delle forze in gioco, ma con ben altra robustezza "reale" nelle effettive condizioni di esercizio anche in vista di eventi eccezionali tali da indurre il rialzamento della quota di falda.

Si è dunque operato su due fronti:

- aumento da 30 a 40 cm delle solette di piano con eliminazione di ogni alleggerimento (tipico nei solai fuori terra) e quindi a getto pieno;
- aumento da 50 a 170 cm dello spessore strutturale della platca di fondazioni con ulteriore zavorramento di 30 cm di ghiaione.

6. CONCLUSIONI

I risultati ottenuti con queste diverse scelte nella concezione progettuale hanno trovato positivi riscontri anche in termini economici, testimonianza che nel processo di progettazione, il ruolo dell'ingegnere non può e non deve essere "acriticamente" subordinato all'architetto.

Non si tratta quindi di rispondere comunque in senso affermativo ad istanze progettuali nel senso del "si può o non si può fare", bensì di operare in un rapporto

di totale biunivocità proponendo anche, se del caso, soluzioni alternative, ragionando ciascuno con la propria cultura con il fine di un miglioramento generale del progetto come fatto "etico" nei confronti del committente e dell'utilizzatore. Ruolo quest'ultimo al quale ingegneri e architetti non possono sottrarsi, pena la negazione del significato qualitativamente più profondo della professione dell'ingegno umano nelle sue molteplici forme.

In tal senso, pur nella sinteticità di una esposizione necessariamente contenuta, il progetto del parcheggio interrato di viale Verdi a Vicenza costituisce un buon esempio di progettazione integrata ove ingegneria e architettura vivono in un rapporto dialettico, quale sempre deve determinarsi nella pratica professionale corrente, con adeguata preparazione già nelle aule universitarie, anche nello spirito dei nuovi ordinamenti didattici finalizzati ad una vera "cultura del progetto" nella più ampia accezione del termine.

<i>Committente:</i>	A.I.M. - Aziende Industriali Municipali Vicenza
<i>Posti macchina:</i>	660
<i>Importo dei lavori a base d'appalto:</i>	16 miliardi
<i>Progetto architettonico:</i>	Dott. Arch. Sergio Novello - Vicenza
<i>Progetto strutturale:</i>	Prof. Ing. Enzo Siviero - Padova

DA WADI KUF A WADI DIB: 20 ANNI DI INNOVAZIONI NEL CAMPO DEI PONTI STRALLATI

Mario Paolo PETRANGELI

Universita' La Sapienza
ROMA

SOMMARIO

Si confrontano le caratteristiche principali di due ponti strallati di eguale luce: quello sul Wadi El Kuf, progettato da Riccardo Morandi alla fine degli anni sessanta, e quello sul Wadi Dib, progettato dall'Autore circa venticinque anni dopo.

Il confronto evidenzia le differenze che riguardano la concezione stessa di queste opere e permette di formulare ipotesi sulla futura evoluzione dei ponti strallati e delle grandi strutture in generale.

SUMMARY

The main features of two cable stayed bridges of equal span are compared: (i) the bridge crossing the Wadi El Kuf, designed by Riccardo Morandi at the end of the sixty and (ii) the one over the Wadi Dib, designed by the Author about twenty five years later.

The comparison shows the differences concerning the design philosophy itself; it also allows to make hypotheses about the future evolution of the cable stayed bridges as well as that of the large structures in general.

1. PREMESSA

E' attualmente in costruzione, in Algeria, il ponte strallato in c.a.p. sul Wadi DIB: la sua luce centrale di 280 m lo fa classificare, oggi, tra quelli di "media" portata; circa venticinque anni fa il ponte sul Wadi KUF, con luce simile, era considerato tra i piu' grandi del mondo.

La possibilita' di raggiungere con il c.a.p. luci dell'ordine di 500 m e' stata resa possibile, piu' che dall'uso di nuovi materiali, da modifiche sostanziali alla morfologia di queste strutture e dai progressi nel campo della tecnologia degli stralli.

Il confronto tra le due opere consente di mettere in evidenza le innovazioni tecnologiche e progettuali che hanno permesso questo straordinario sviluppo e nel

contempo fornisce indicazioni sui possibili futuri scenari nell'arte di costruire ponti.

2. CARATTERISTICHE DELLE OPERE

2.1 Il ponte di WADI KUF

Fu progettato da Riccardo Morandi alla fine degli anni sessanta e costruito da imprese italiane del gruppo COGEFAR. Il ponte attraversa una profonda incisione dell'altopiano Cirenaico, in Libia, con una luce centrale di 282 m e due campate di riva da 97.50 m. (Per una bibliografia completa di questa opera si veda [1])

La luce netta allo spiccato, tenuto conto della larghezza delle pile, e' di 257 m.

Lo schema e' tipico dei ponti strallati di Morandi: due

sistemi bilanciati a stampella che portano una trave centrale semplicemente appoggiata in c.a.p. di 55 m di luce. (fig 1)

L'impalcato, della larghezza di m 13,00, e' costituito da un cassone unicellulare che ha un'altezza di 7 m sulle pile. decrescente fino ad arrivare a 4 m in mezzera.

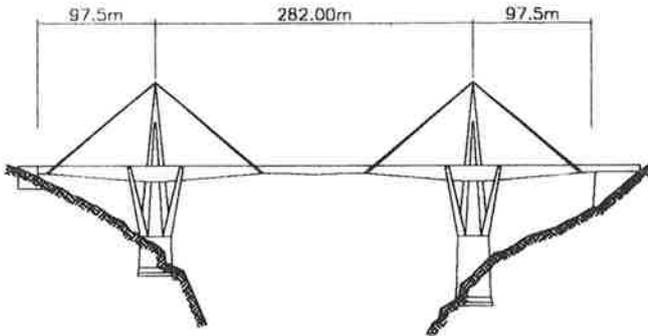


Fig. 1 - Wadi Kuf - Sezione longitudinale

Si ha una sola coppia di stralli per ciascuna stampella.

Gli stralli sono del tipo in c.a.p., composti da cavi principali in trefoli inglobati in una guaina di calcestruzzo, precompressa con cavi secondari secondo una procedura comune ai ponti di Morandi.

Dal punto di vista formale il ponte sul Wadi KUF emana un senso di forza, di potenza, quasi a volere sfidare con le sue masse imponenti la natura selvaggia circostante. (Fig 2)

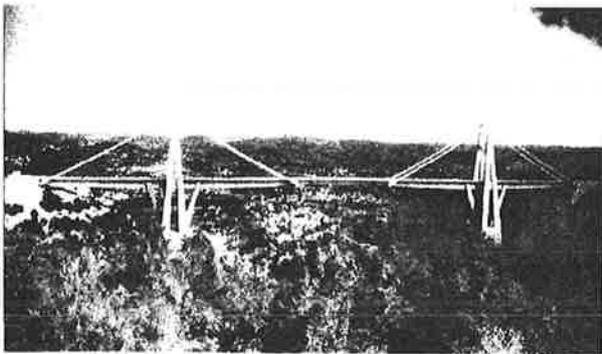


Fig 2 - Wadi Kuf in una recente foto

2.2 Il ponte di WADI DIB

E' stato progettato dall'Autore nel 1993/95 ed e' ora in corso di completamento per opera dell'impresa italiana GI.CO.

L'opera scavalca la valle del DIB in una zona montagnosa nei pressi di Costantine, in Algeria. [2]

Le principali caratteristiche geometriche sono (fig.3): campata centrale di 280 m di luce (275 m al netto delle pile); luci di riva da 111 m; larghezza dell'impalcato 13,30 m.

La travata ha altezza costante di m 2.20 ed e' sorretta da 18 stralli in campata. La sua sezione trasversale e' a cassone multicellulare sagomata aerodinamicamente.

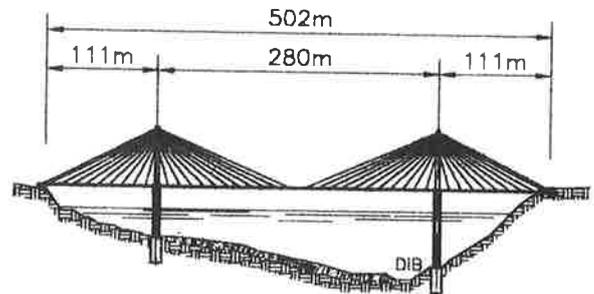


Fig 3 - Wadi Dib - Sezione longitudinale

Gli stralli sono costituiti da trefoli singolarmente inguainati ed ingrassati, posti all'interno di una guaina in Polietilene ad Alta Densita' (HDPE) di colore grigio chiaro, che non sara' iniettata.

Questo ponte verra' parzialmente sommerso dall'acqua di un futuro bacino artificiale che arrivera', in condizione di massimo invaso, circa 20 m al disotto dell'impalcato.

Dal punto di vista formale questa opera, come tutti i ponti strallati di recente costruzione, suggerisce una idea di trasparenza e di leggerezza che gli consente di inserirsi nell' ambiente circostante con discrezione, senza peraltro rinunciare a lasciare un segno tangibile dello sviluppo dei tempi. (Fig. 4 e 5)

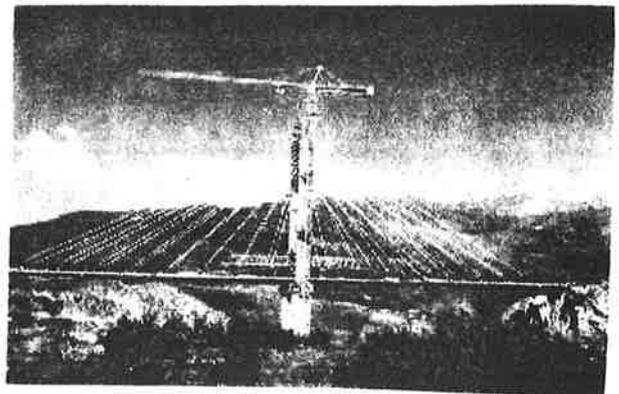


Fig. 4 - Wadi Dib: La prima stampella in via di completamento

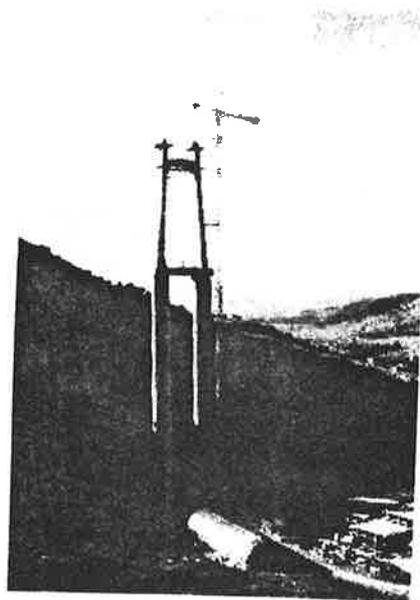


Fig. 5 - Wadi Dib: Costruzione dell'antenna lato Constantine

3. GLI SVILUPPI PIU' SIGNIFICATIVI

3.1 Lo forma dell'impalcato

La prima cosa che certamente si rileva da un esame dei due ponti appena descritti, e' la variazione del numero degli stralli e la conseguente drastica riduzione dell'altezza dell'impalcato. (Fig 6) Questo tende a comportarsi come una trave su suolo elastico e la sua rigidità flessionale e' governata solo dagli effetti locali che si hanno tra strallo e strallo, indipendentemente dalla luce del ponte.

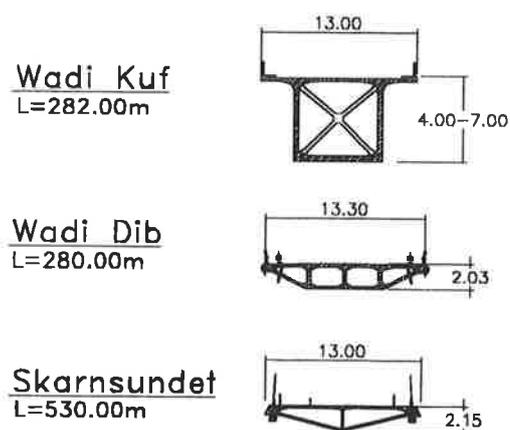


Fig. 6 - Sezioni di impalcato a confronto

L'impalcato e' ora cosi' sottile che, nei ponti progettati piu' di recente, la sezione e' divenuta piena, semplificandone quindi notevolmente la costruzione. Spessori cosi' modesti, in rapporto alle luci, non permettono piu' di ignorare i problemi aeroelastici e la sezione del ponte viene profilata aerodinamicamente. Sul ponte di Wadi DIB verra' montato un guscio prefabbricato (Fig 7) che migliorera' sensibilmente le prestazioni della sezione nei confronti di questi fenomeni.

Un modello di sezione in scala circa 1:20 fu provato in galleria del vento in fase di progetto preliminare.

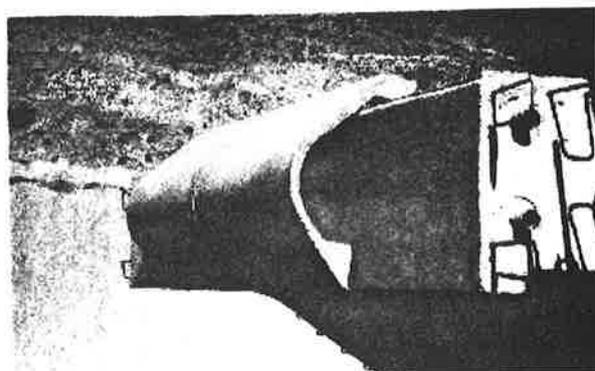


Fig. 7 - Il guscio prefabbricato che rifinirà il bordo di attacco del cassone

3.2 La morfologia degli stralli

I primi ponti strallati avevano funi del tipo spiroidale, in seguito generalmente abbandonate per vari motivi. Successivamente, l'impiego di trefoli paralleli ha reso gli stralli molto simili a grossi cavi da precompresso, con tutti i noti problemi legati alle iniezioni, necessarie per proteggere i trefoli stessi.

I cavi dell'ultima generazione sono privi di iniezione in quanto la protezione del trefolo e' assicurata dalla guaina e dal grasso (o cera di petrolio) che ricopre ciascun trefolo.

Nel ponte di Wadi DIB, come ulteriore garanzia di protezione, sono stati utilizzati trefoli zincati.

Anche nel campo delle guaine si sono avuti sensibili miglioramenti.

Mentre fino a poco fa si utilizzava lo HDPE caricato con carbonio, di colore nero e quindi soggetto a riscaldarsi per insolazione (tanto da dover essere avvolto in alcuni casi con nastri di colore chiaro), si hanno ora a disposizione prodotti altrettanto resistenti ai raggi ultravioletti, ma di colore quasi bianco, come quelli usati a Wadi DIB. (Fig. 8)

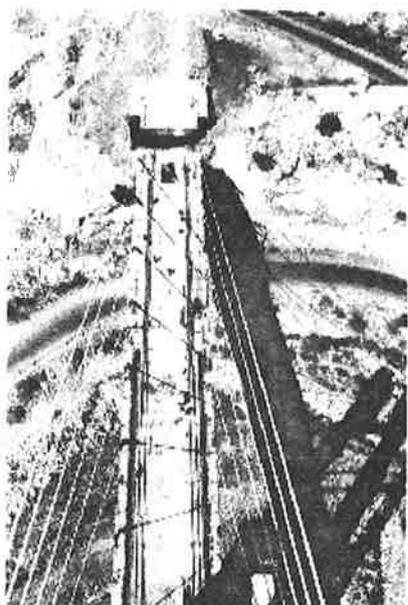


Fig. 8 - Wadi Dib: Particolare degli stralli visti dall'antenna

3.3 Lo schema statico

Il ponte di Wadi KUF riproduce una tipologia tipica di tutti i primi ponti costruiti a sbalzo per conci successivi, che prevedeva una trave semplicemente appoggiata per collegare le estremità di due stampelle contigue. Sono noti gli inconvenienti derivati da questa scelta, dettata sia dal desiderio di avere strutture poco iperstatiche (e quindi anche più facilmente calcolabili) sia dalla difficoltà di getto del concio di chiave.

I ponti strallati moderni hanno la trave continua su tutta la lunghezza del ponte. Inoltre, per evitare picchi di sollecitazioni in corrispondenza delle antenne, causati dalla presenza ivi di un appoggio fisso situato tra altri elastici (gli stralli), in molti casi la travata è interamente sospesa.

Ciò si ottiene, come nel ponte di Normandia [3], disponendo uno strallo verticale in corrispondenza dell'antenna.

Questo strallo è, però, difficile da ancorare in sommità, per cui nel ponte di Wadi Dib si è preferito disporre un appoggio elastico di rigidità paragonabile a quella degli stralli contigui.

Questa soluzione è stata possibile grazie ai notevoli progressi ottenuti nella produzione di appoggi, specie ad opera di Ditte Italiane. Infatti, essendo il ponte in zona sismica [4], è stato necessario accoppiare a questi appoggi elastici, altri in grado di trasmettere forze orizzontali. (Fig 9)

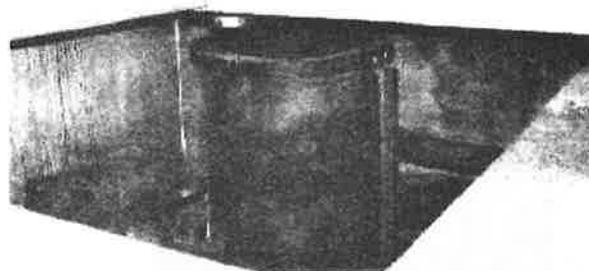


Fig. 9 - Appoggio elastico dell'impalcato sull'antenna

3.4 L'ancoraggio degli stralli sull'antenna

Nei primi ponti strallati i cavi erano continui sull'antenna, ove venivano deviati con selle metalliche più o meno sofisticate, secondo uno schema derivato dai ponti sospesi. Questa soluzione, adottata anche nel ponte di Wadi Kuf, crea una zona di potenziale debolezza dei cavi a causa delle tensioni parassite che, per vari motivi, si localizzano nella sella. Diventa inoltre praticamente impossibile la sostituzione dei cavi.

Successivamente si è preferito ancorare i cavi anche sull'antenna. Al maggior costo derivante dall'aver raddoppiato il numero degli ancoraggi, corrisponde un comportamento più chiaro dello strallo, che può anche essere sostituito, compatibilmente con la resistenza dell'impalcato. Questa disposizione, inoltre, facilita molto le operazioni di montaggio.

L'antenna però, in corrispondenza dei due stralli interrotti, è soggetta a rilevanti forze di trazione nel piano orizzontale. Ciò ha portato in passato ad avere zone "ingorgate" di armature, di precompressione o ordinarie.

I ponti strallati dell'ultima generazione, e tra questi quello di Wadi DIB, hanno la parte superiore dell'antenna in struttura mista, cioè costituita da una scatola di acciaio interna, in cui si ancorano i cavi, e da una parte esterna in calcestruzzo.

La prima sopporta integralmente le trazioni derivanti dalla componente orizzontale del tiro degli stralli; al calcestruzzo, grazie ai connettori di cui è dotata la struttura metallica, è affidato il compito di trasmettere i carichi verticali alla parte sottostante.

La fig. 10 mostra le parti metalliche delle torri a terra ed in posto, prima del getto del calcestruzzo.

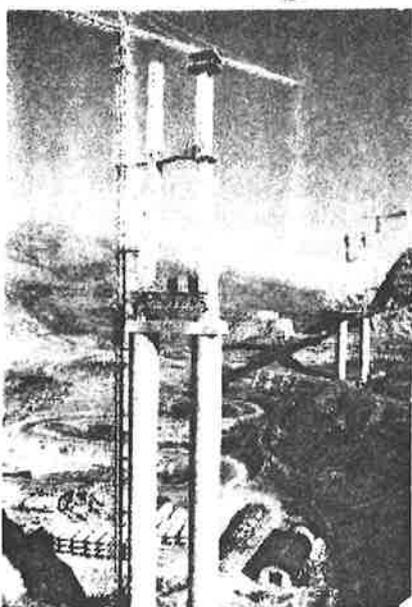
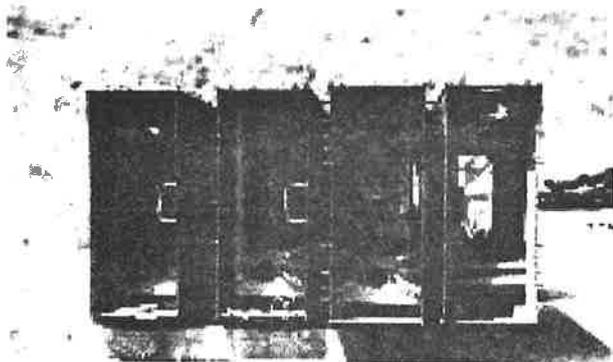


Fig. 10 - La parte metallica della sommità dell'antenna. A terra ed in fase di montaggio

3.5 La precompressione esterna

Una importante innovazione tecnologica, che ha interessato peraltro tutti i ponti in c.a.p., è quella relativa alla precompressione esterna.

Anche in questo caso i due ponti a confronto rispecchiano le conoscenze disponibili alla data della progettazione.

I cavi di precompressione del ponte Wadi Dib corrono internamente al cassone, all'esterno delle pareti in calcestruzzo, ed anche quelli che si ancorano nelle spalle sono stati studiati in modo tale da poter essere, in futuro, sostituiti.

Un'altra differenza, derivata dalla morfologia del ponte, riguarda l'andamento dei cavi: mentre nel ponte di Wadi Kuf è quello tipico delle travi continue, nei ponti con molti stralli ravvicinati la precompressione, di fatto, deve essere pressochè baricentrica.

3.6 Le modalità costruttive

Anche se entrambi i ponti sono stati costruiti a sbalzo per conci successivi, si possono rilevare sensibili differenze.

I ponti con pochi stralli definitivi, tipo Wadi Kuf, richiedono altri stralli provvisori per poter procedere a sbalzo poichè la precompressione è relativamente modesta. (Fig. 11)

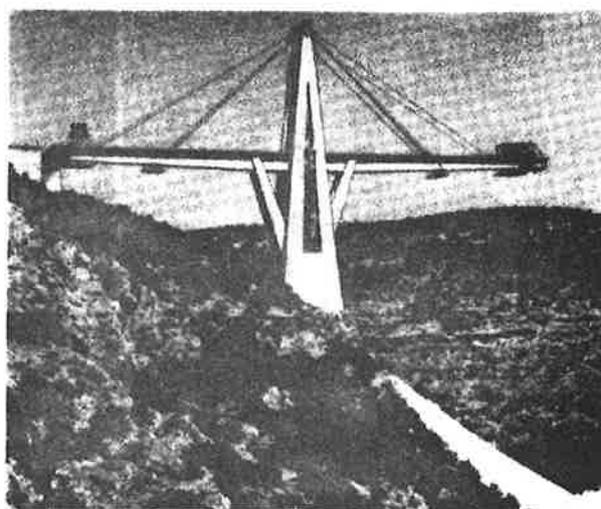


Fig. 11 - Wadi Kuf - Stralli provvisori

Questi stralli provvisori possono costituire un problema per quanto riguarda gli attacchi con l'impalcato e le torri.

Nel caso di Wadi Dib si ha uno strallo definitivo ogni tre conci, cioè ogni 12 m, ed è quindi sufficiente una precompressione provvisoria relativamente modesta per consentire uno sbalzo di questa entità anche in presenza di un carro varo. (Fig. 12 e 13)

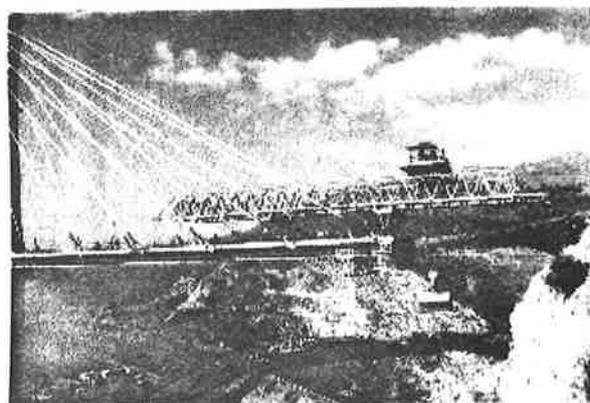


Fig. 12 - Wadi Dib - Il carro in fase di varo

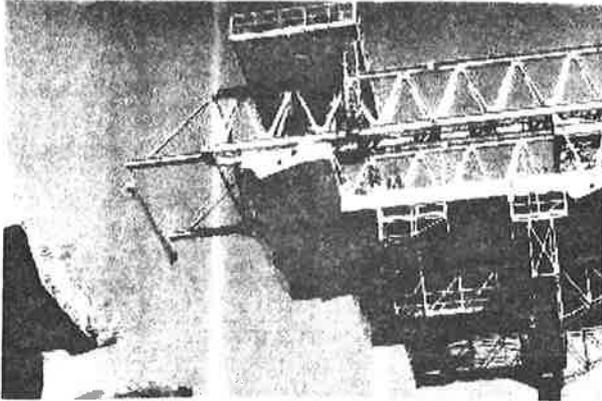


Fig. 13 - Wadi Dib - Particolare del varo di un concio portastrallo

I conci sono infatti prefabbricati con giunti di tipo misto: il contatto delle sole anime centrali avviene attraverso la resina, senza armature passanti, mentre il resto della sezione ha un giunto bagnato con la continuità delle armature lente. (Fig. 14)

In questo modo si ha una buona duttilità dei giunti senza rinunciare alla rapidità di costruzione propria dei giunti a secco.

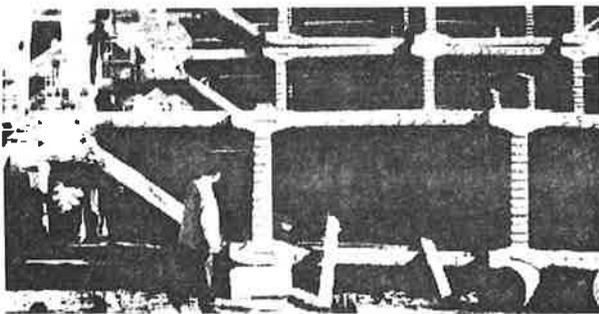


Fig. 14 - Wadi Dib: Particolare dei conci prefabbricati

4. IPOTESI PER IL FUTURO

Dall'esame critico della evoluzione che i ponti strallati hanno avuto negli ultimi decenni si può individuare una linea di tendenza per il futuro di queste opere e, più in generale, delle grandi strutture.

E' evidente che il ponte è visto sempre più come una macchina, con parti a cui vengono affidate funzioni altamente specializzate, quali gli stralli, gli appoggi via via più sofisticati, i dispositivi antisismici etc.

Questa filosofia risponde a due esigenze primarie: sfruttare al meglio i materiali e facilitare la manutenzione del ponte, prevedendo la facile intercambiabilità di tutte le parti: nel ponte di Wadi KUF è praticamente impossibile sostituire gli stralli, la cui ispezione è estremamente difficoltosa; nel ponte di Wadi DIB si può sostituire addirittura il singolo trefolo e comunque anche la rimozione di un intero strallo può avvenire facilmente e senza interruzione del traffico.

Altra conseguenza di questo nuovo modo di concepire le grandi strutture è che si attenua, fino a scomparire, la tradizionale distinzione tra strutture in calcestruzzo e quelle in acciaio.

L'importanza tecnico-economica dei due materiali è paragonabile ed è difficile, come per le antenne del ponte Wadi Dib, stabilire una gerarchia.

Dal punto di vista formale, infine, bisogna constatare una tendenza all'essenzialità delle linee che va a scapito dell'originalità delle opere.

Se si escludono operazioni di pura ricerca formale, cui non corrisponde una visione corretta della statica dell'opera, tutti i ponti strallati moderni tendono a rassomigliarsi, il che potrebbe anche significare che questo schema ha raggiunto la piena maturità.

5. Bibliografia

[1] AUTORI VARI - 1991, "Riccardo Morandi - Innovazione - Tecnologia - Progetto", Gangemi Editore, 382 pag.

[2] MARIO P. PETRANGELI - 1994, "Wadi Dib Bridge" Proceedings of the Conference on CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville - France, AFPC 2 Vol. 1280 pag.

[3] MICHEL VIRLOGEUX et AL - 1994, "Design of the Normandie Bridge" Proceedings of the Conference on CABLE-STAYED AND SUSPENSION BRIDGES, Deauville - France, AFPC 2 Vol. 1280 pag.

[4] MARIO P. PETRANGELI, MARCO PETRANGELI - 1997 "Seismic aspects of the Wadi Dib Cable-Stayed Bridge" 2nd Italy-Japan Workshop on Seismic Design and Retrofit of Bridges - Roma

PONTI A TRAVI CONTINUE REALIZZATE CON ELEMENTI PREFABBRICATI ESAME COMPARATIVO DELLE RIPERCUSSIONI DEI FENOMENI DIFFERITI PER DIVERSE SOLUZIONI COSTRUTTIVE

Raffaele POLUZZI

Professore associato di Tecnica delle costruzioni

Dipartimento D.I.S.T.A.R.T.
Università di Bologna

SOMMARIO

Nell'ambito dei ponti a travata continua si esaminano tipologie che prevedono la solidarizzazione presso gli appoggi di travi prefabbricate precomprese.

Le conseguenze della viscosità del calcestruzzo determinano aspetti delicati specie in ordine alle zone di giunzione. Si evidenziano campi di impiego nei quali gli effetti della viscosità presentano conseguenze ben accettabili, confrontando anche diverse tipologie di assemblaggio.

SUMMARY

In the context of continuous span bridges we examined design types that call for conjunction at the supports of the prefabricated prestressed concrete beams. The effects of concrete creeping determines critical aspects, especially at the support areas. We discuss fields of use where the creeping effects are acceptable, and compare different conjunction methods.

1. PREMESSA

Nelle strutture precomprese, rese iperstatiche con vincoli posticipati, l'individuazione dei livelli tensionali, nell'ambito degli stati limite di esercizio, è questione notoriamente complessa ed anche non scevra di incertezze; infatti sono ben note le difficoltà nell'inquadrare il comportamento differito del materiale calcestruzzo in formulazioni ed andamenti relativamente semplici, e soprattutto nell'attribuire valori ben attendibili ai parametri delle formulazioni stesse; anche i calcoli necessari si presentano in generale assai laboriosi e si pongono spesso opportune semplificazioni.

D'altronde in molte costruzioni civili, e particolarmente nei ponti a travata, la realizzazione di strutture continue, ottenute dall'unione in successione di travi prefabbricate, è prassi oggi assai diffusa e sempre meritevole di attenzione: sembra utile l'individuazione di criteri di una certa generalità per

orientare le scelte sulle tecnologie e sull'ordine cronologico delle fasi di completamento e solidarizzazione, e per evidenziare le ripercussioni che tali modalità, e soprattutto l'entità della precompressione iniziale dell'elemento prefabbricato, comportano sui risultati negli stati di esercizio.

E' vero che con i codici di calcolo disponibili è agevole una visualizzazione ampia quanto si vuole degli stati di sollecitazione e di tensione (anche se i codici di uso corrente solitamente richiedono integrazioni per essere applicati nello studio delle strutture precomprese, specie se con vincoli variabili nel tempo), ma è altrettanto vero che le conseguenze degli stati coattivi non sono così immediatamente intuibili, specie in presenza di iperstaticità, e quindi risultati ottenuti anche con modelli sofisticati possono non trovare un'agevole interpretazione sintetica da parte del progettista: è invece essenziale quella fase di lettura critica dei risultati che sempre costituisce una verifica a posteriori della validità dei modelli assunti.

delle calcolazioni eseguite e talora anche delle scelte progettuali a monte dei calcoli.

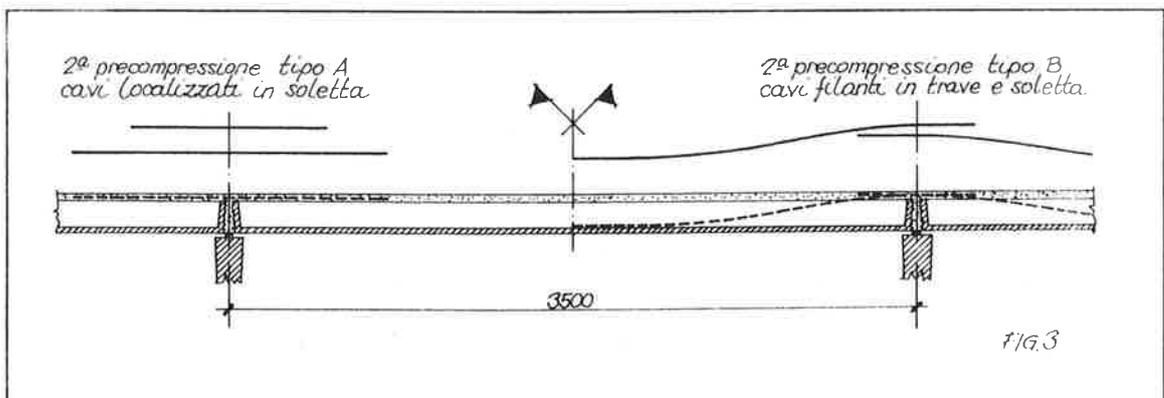
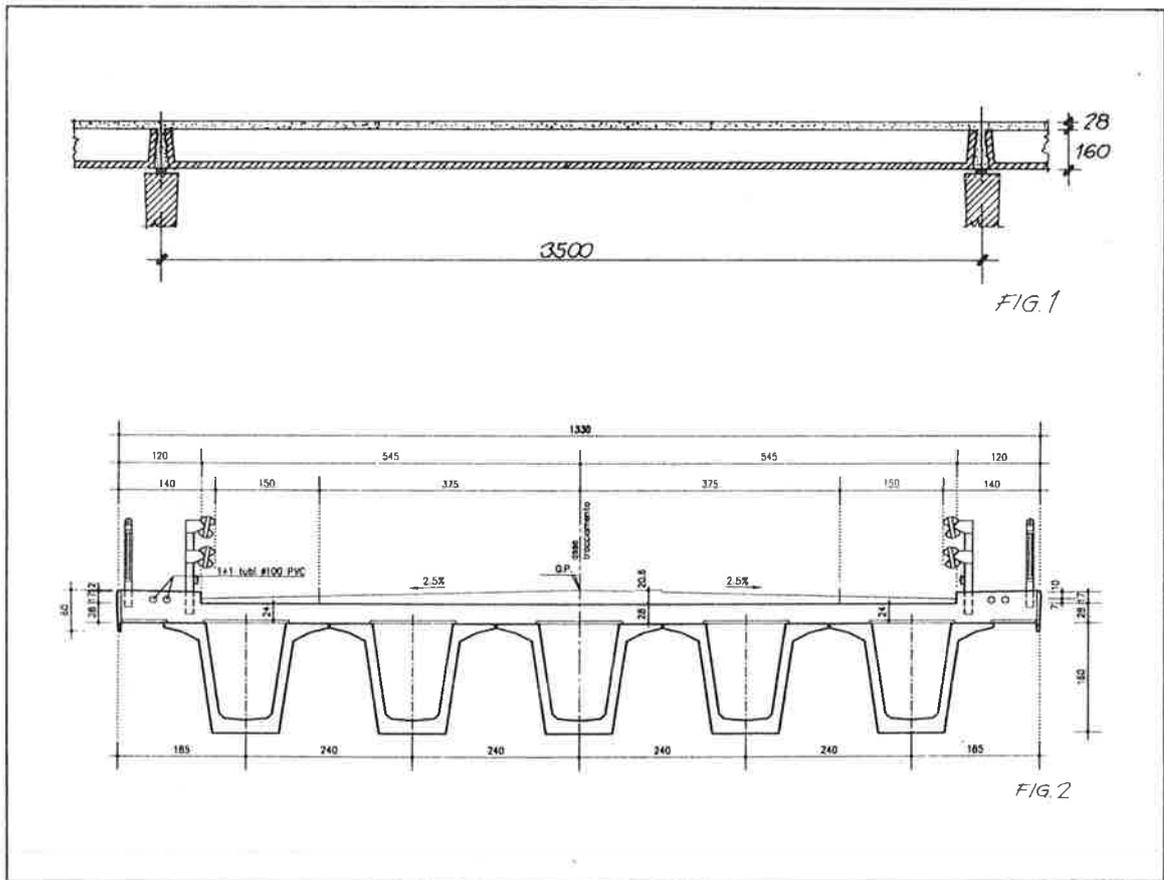
2. LA STRUTTURA DI RIFERIMENTO

Nelle travi continue precomprese che compongono un impalcato da ponte, diverse sono le sezioni e le zone che richiedono attenzione: particolarmente significativa è la lettura degli stati tensionali nelle sezioni centrali in campata e soprattutto, per l'efficienza della continuità introdotta, nei tratti di "giunzione" i quali, nell'ambito delle questioni trattate nella presente nota, si

supporranno in corrispondenza degli appoggi intermedi (come peraltro frequentemente avviene).

Nelle osservazioni che seguono si farà riferimento ad una possibile situazione progettuale schematicamente indicata nelle figure 1 (schema ripetitivo longitudinale) e 2 (sezione trasversale).

Si tratta di impalcati con interasse fra gli appoggi di 35m, costituiti da n°5 travi con sezione a V precomprese da cavi aderenti "pretesi", per le quali è prevista una solidarizzazione longitudinale in corrispondenza delle pile con modalità riconducibili all'appoggio provvisorio (del tipo su scatola a sabbia) e



la successiva collocazione (a continuità realizzata) sul dispositivo definitivo.

Si farà riferimento a due diverse applicazioni della precompressione per stabilire la continuità, applicazioni indicate nella figura 3: una a cavi rettilinei in soletta di lunghezza limitata (indicati come cavi tipo A) ed una a cavi scorrevoli (indicati come cavi tipo B) che, interessando tutta la trave e sormontandone la zona di appoggio, realizza al tempo stesso la giunzione ed un'integrazione della precompressione nei tratti filanti di trave.

Nello studio si è rivelato di particolare interesse il confronto fra i risultati della struttura citata e quelli ottenuti variando separatamente più caratteristiche (anche rilevanti) della struttura stessa.

Nel complesso l'aspetto di maggiore significato sembra essere la necessità di una moderata precompressione nella fase iniziale (trave prefabbricata) e l'utilizzo delle travi per luci fra le più ampie (ed interassi ravvicinati) rispetto al loro possibile campo di impiego (per esempio per impalcati appoggiati). E' da tener presente comunque che ad una attenuata precompressione iniziale può fare riscontro una monta limitata, specie dopo il getto della soletta, per cui il controllo delle prevedibili deformazioni in sede di progetto è importante; a riguardo può essere opportuno il riferimento alla nota [11].

Partendo dalla struttura indicata, presa come riferimento, sono stati svolti calcoli relativi a variazioni significative della struttura stessa ottenendo risultati di confronto che sembrano di un certo interesse.

3. ALCUNI RICHIAMI SUI METODI DI CALCOLO

Il calcolo strutturale che deve condurre ai risultati significativi per gli stati di esercizio comprende taluni aspetti non immediati nelle diverse fasi che si vanno a riassumere:

- Valutazione delle massime sollecitazioni lungo la travata indotte dai carichi accidentali e da quant'altro previsto dalla normativa dei ponti (cedimenti differenziali, gradienti termici ecc.);

- Valutazione degli effetti delle precompressioni, più laboriosa quella della seconda precompressione (in particolare se effettuata con cavi ad andamento curvilineo), qui risolta con riferimento allo schema del "sistema equivalente" applicabile indifferentemente su strutture isostatiche ed iperstatiche;

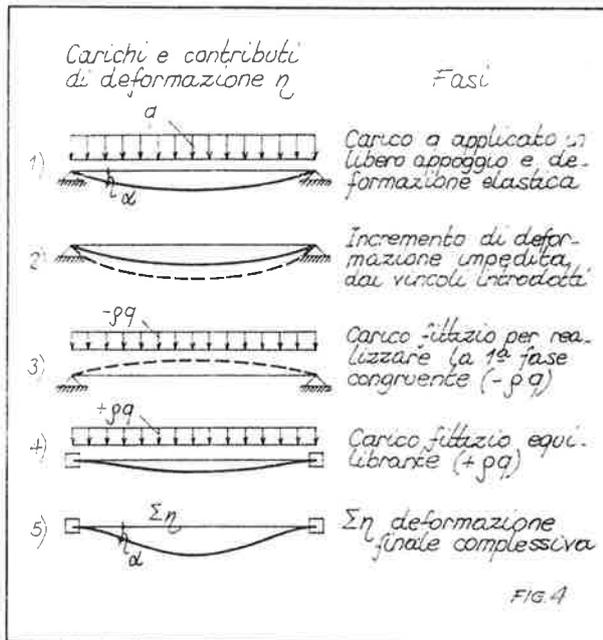
- Valutazione delle ridistribuzioni degli sforzi connessa all'introduzione dei vincoli posticipati che, nel caso degli impalcati presi ad esempio, sono inquadrabili come vincoli localizzati per la continuità sugli appoggi e vincolo diffuso e continuo per il getto della soletta che, solidale alle travi, viene coinvolto contrastando parzialmente (insieme ai vincoli di continuità) le deformazioni residue delle travi.

Mentre i due primi aspetti rientrano in valutazioni in un certo senso di "routine", il terzo è stato affrontato con riferimento al procedimento dell'equivalenza nell'ambito del metodo dell'equilibrio, secondo uno schema sul quale si relazionò in una precedente memoria [10] e che qui si richiama in sintesi per quanto occorre nel presente studio.

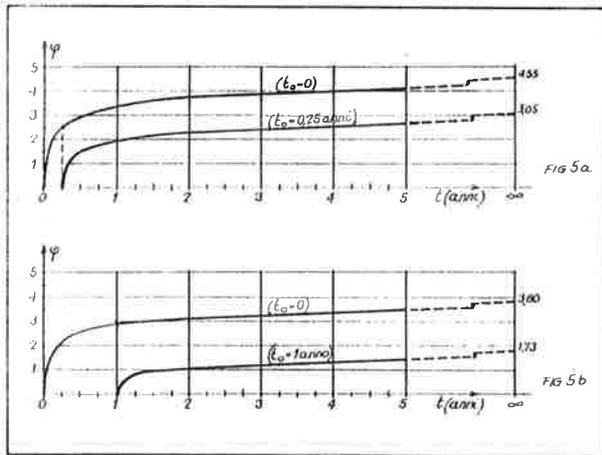
Le conseguenze delle deformazioni differite che vengono ad instaurarsi nell'assetto iperstatico determinato dai vincoli posticipati sono evidenziate (e quindi calcolate) con la sovrapposizione di due fasi: la prima fase (congruente) è ottenuta dall'applicazione, sullo schema precedente la realizzazione del vincolo, di una quota fittizia negativa dei carichi già presenti (compresi quelli di simulazione della precompressione) tale da annullare le deformazioni differite (pertanto situazione congruente), la seconda fase (equilibrante) è ottenuta con la stessa quota dei carichi (questa volta positiva) ed applicata all'assetto iperstatico definitivo. Gli effetti staticamente indeterminati restano isolati dalla sovrapposizione delle due fasi.

La quota fittizia è ottenuta moltiplicando i carichi applicati prima della realizzazione del vincolo per un opportuno coefficiente ρ che dipende essenzialmente dal tempo di applicazione del carico e dall'intervallo relativamente al quale si vuole valutare l'effetto conseguente la viscosità; esso va assunto con riferimento agli andamenti nel tempo delle funzioni che interpretano il fenomeno viscoso indicate dalla letteratura specifica.

Nella figura 4 è sinteticamente indicata la successione delle diverse fasi nel caso di una trave inizialmente "appoggiata" e soggetta al peso proprio, successivamente "incastrata" alle estremità.



L'assunzione dei coefficienti ρ ed i successivi calcoli verranno fatti con riferimento alle funzioni $\phi = \epsilon_v / \epsilon_e$. (rapporto fra deformazione viscosa e deformazione elastica) riportate, per i casi specifici, nelle figure 5a e 5b.



Il calcolo andrebbe eseguito per intervalli successivi opportunamente contenuti e per ogni intervallo il coefficiente ρ assume il seguente valore:

$$\rho_{t(i), t(i)-t(i-1)} = \frac{\phi_{t(i), t(i)-t(i-1)}}{1 + \phi_{t(i), t(i)-t(i-1)}}$$

ove $t(0)$ indica il tempo di applicazione del carico, riferito alla presa del calcestruzzo e $t(i)-t(i-1)$ è l'intervallo generico in cui si intende valutare l'effetto della viscosità (in questo caso interessano gli intervalli significativi ai fini dello sviluppo delle azioni iperstatiche).

Il significato di ρ è evidente quando si riflette nell'ambito del metodo della congruenza infatti, ad

ogni intervallo, l'azione iperstatica insorgente recupera la congruenza intervenendo con i propri effetti elastici e viscosi, ma è altrettanto evidente come la doppia applicazione del carico fittizio, complessivamente equilibrata, isolando l'effetto iperstatico fa insorgere nella seconda fase le stesse conseguenze viste con il metodo della congruenza. Si ricorda infine che l'impiego del metodo qui richiamato è vantaggioso soprattutto nelle strutture complesse e caratterizzate da introduzione di vincoli fra loro non contemporanei.

Nei casi qui esaminati, per le specifiche finalità di questa memoria che intende individuare dei confronti fra situazioni diverse, si ritiene sufficiente effettuare il calcolo basandosi esclusivamente sui tempi $t(0)$ (inizio significativo dei tempi, corrispondente al primo indurimento del calcestruzzo e solitamente corrispondente all'applicazione della prima precompressione e conseguentemente del peso proprio), $t(1)$ (tempo di applicazione dell'azione permanente che innesca la deformazione viscosa, $t(\infty)$ (tempo in cui è raggiunto il regime definitivo).

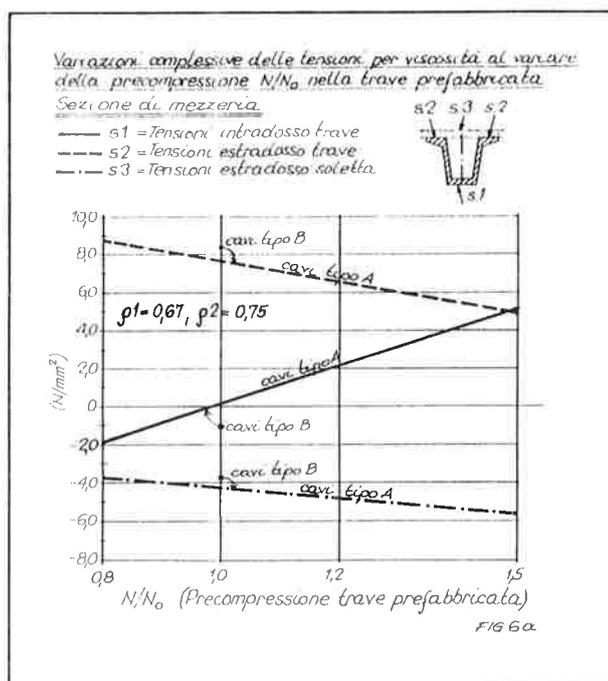
4. I RISULTATI ED I CONFRONTI

Come prima serie di risultati si indicano quelli ottenuti variando l'entità della prima precompressione in regime isostatico nell'intorno di un valore N_0 ritenuto ottimale.

Quanto all'evoluzione ed alle conseguenze della viscosità si è fatto riferimento ai citati coefficienti di viscosità, prevedendo in particolare il completamento della trave prefabbricata con getto della soletta e, subito a seguire, del traverso di collegamento al tempo $t=3$ mesi ($=0.25$ anni). Il valore $\phi_{\infty} - \phi_{t_0}$ che riguarda gli incrementi di deformazione della trave prefabbricata per gli effetti della precompressione e del peso proprio (a decorrere dalla solidarizzazione in continuità) è quello relativo al tratto ingrossato della curva ($t_0 = 0$) della figura 5a; invece il valore $\phi_{\infty} - \phi_{t(0)}$ relativo alla deformazione della trave per effetto del peso della soletta è quello corrispondente all'intera curva $t_0 = 0.25$ anni della stessa figura 5a. I corrispondenti valori dei coefficienti ρ risultano:

$$\rho_1 = \frac{\phi_{\infty} - \phi_{t_0}}{1 + (\phi_{\infty} - \phi_{t_0})} = 0.67 \quad \rho_2 = \frac{\phi_{\infty} - \phi_{t(0)}}{1 + (\phi_{\infty} - \phi_{t(0)})} = 0.75$$

Nei grafici di figura 6 sono indicati i soli contributi delle ridistribuzioni viscosi (in termini di tensioni) in corrispondenza di intradosso trave, estradosso trave ed estradosso soletta per le sezioni di appoggio in continuità e per le mezzerie.

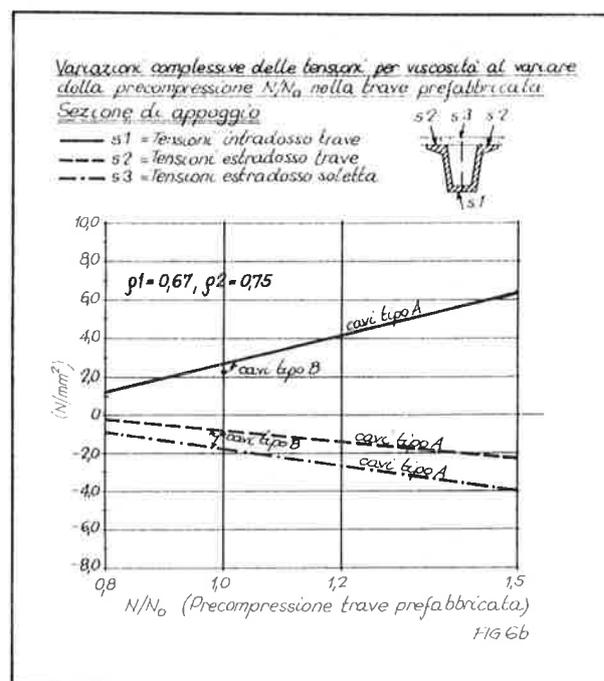


Tali grafici sono pertanto da vedere come contributi tensionali da sommare alle restanti quote dovute alle azioni già preliminarmente applicate (ovviamente solo per le sezioni di campata), a quelle connesse alla seconda precompressione ed alle successive azioni di esercizio.

Si nota che sensibili incrementi di precompressione iniziale determinano la tendenza ad avere trazioni in intradosso sugli appoggi ed anche sensibili contributi di trazione, sempre in intradosso, in campata e quindi in particolare nelle mezzerie. Se questi ultimi risultano palesemente sfavorevoli per le massime flessioni "positive", quelli sugli appoggi lo possono essere in maniera ancor più marcata essendo il tratto sull'appoggio non precompresso (dai cavi di prima tesatura), e trovandosi comunque in situazioni assimilabili ad una trave assemblata per conci.

Non di rado infatti è necessario ricorrere ad una precompressione locale con barre alle quote prossime all'intradosso nelle zone di appoggio intermedio, o almeno predisporre fuoriuscite di barre di acciaio normale per la connessione fra le testate delle travi ed i getti integrativi che generalmente realizzano il traverso sulla pila. Tali precauzioni si presentano solitamente poco agevoli, data l'angustia degli spazi disponibili, e pertanto sarebbe opportuno ridurle quanto più possibile.

Nelle figure 6a e 6b ed in corrispondenza del valore N_0 sono evidenziati i livelli tensionali ottenibili con la soluzione a cavi curvilinei (cavi di tipo B): si notano



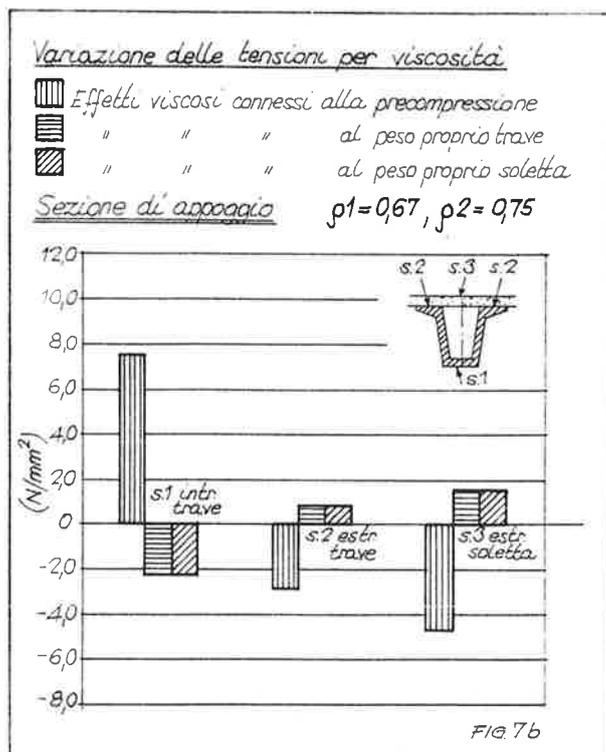
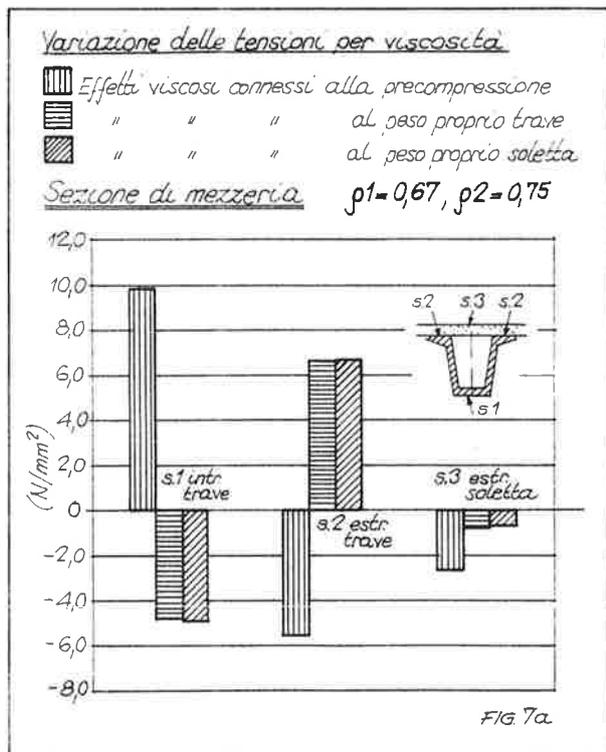
tenui miglioramenti all'intradosso sull'appoggio, attribuibili essenzialmente ai minori effetti sfavorevoli della prima precompressione, prevista di entità ridotta in quanto in un certo senso compensata dal contributo, sull'intera trave, dei cavi filanti di seconda precompressione.

E' conveniente osservare che i valori delle tensioni riportate nei diagrammi delle figure 6 risultano dalla somma di tre diversi contributi (evidenziati nella figura 7 e relativi al valore N_0 della prima precompressione): il contributo viscoso conseguente la precompressione (sfavorevole) ed i due contributi dei pesi della trave e della soletta (favorevoli); sono in gioco quantità di pari ordine di grandezza, ma di segno opposto, pertanto i risultati possono variare sensibilmente per variazioni anche assai limitate di uno dei contributi.

Il calcolo per la struttura presa a riferimento (figure 1 e 2) è stato ripetuto anche con valori del coefficiente

di viscosità più ridotti e nell'ipotesi di completamento della struttura dopo un tempo assai prolungato, in modo tale da ridurre gli effetti differiti (vedasi curve di figura 5b). Sono risultati, come era prevedibile, lievi miglioramenti presso gli intradossi, ed in misura più marcata minori ridistribuzioni fra trave e soletta presso gli estradossi in campata.

Visti i ruoli rilevanti, e di segni opposti, della prima precompressione e dei pesi di trave e soletta, nella ripercussione sulle tensioni ai lembi delle travi, si è inteso sondare la eventuale ottimizzazione di impiego



di una stessa trave nel campo di luci ed interassi diversi.

Per la stessa sezione di trave dell'impalcato di figura 2 sono stati ipotizzati i seguenti quattro impieghi caratterizzati come indicato nella tabella 1, mantenendo costante la larghezza totale dell'impalcato.

N° di travi	Luci	Interasse
3	27.00	4.43
4	32.00	3.33
5	35.00	2.66
6	36.70	2.22

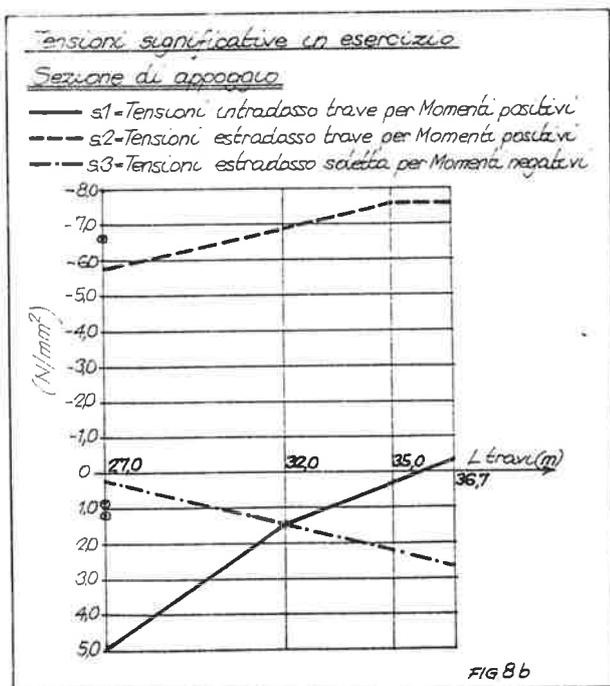
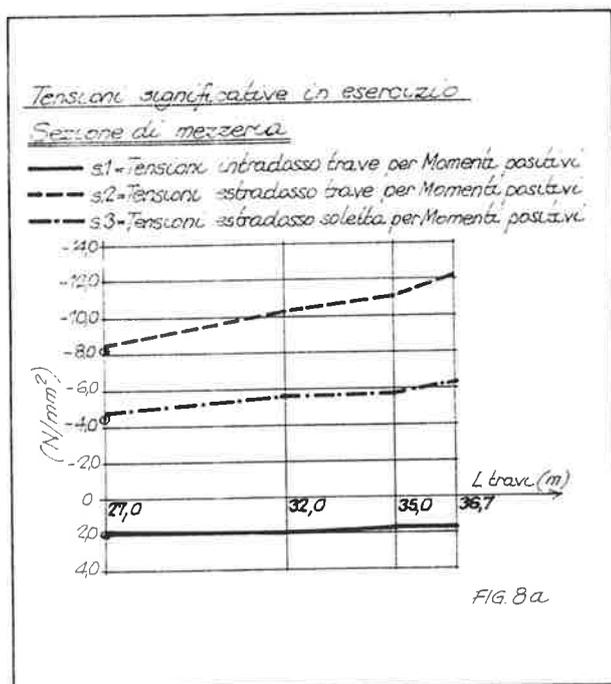
Tabella 1

I risultati sono sintetizzati nei grafici di figura 8, ove si nota come a fronte di tensioni di trazione praticamente uniformi (pari a circa 2 N/mm²) negli intradossi presso le mezzerie, faccia riscontro una sensibile variazione delle tensioni negli intradossi presso gli appoggi, tensioni che limitano fortemente l'impiego della soluzione per le luci ridotte e i forti interassi. Dall'osservazione dei diagrammi si vede in definitiva che l'utilizzo delle travi prefabbricate per impalcato da rendere continui trova ottimale impiego nelle luci tendenzialmente più rilevanti.

Per avere ulteriore conferma, in corrispondenza della luce più ridotta (27.00m) è stata ipotizzata una

soluzione con cinque travi (e quindi interasse pari a quello della originaria struttura di riferimento), ma di altezza pari a 130cm risultata ottimale per detta luce. Dosando la precompressione in modo da ottenere ancora la tensione di 2N/mm² all'intradosso in mezzeria, risulta ancora trazione di un certo impegno all'intradosso nelle sezioni di appoggio, come appare dai punti cerchiati indicati nelle figure 8 in corrispondenza della luce L=27.00m. Anche tale sondaggio sembra evidenziare che nel complesso la tecnica della continuizzazione delle travi prefabbricate trova maggiore difficoltà di impiego nelle luci più modeste, laddove anche le minori dimensioni delle travi rendono meno agevoli gli interventi per realizzare le giunzioni sugli appoggi e presso le quote di intradosso delle travi.

Da ultimo un'osservazione da non sottovalutare: travi caratterizzate da pesi propri e di completamento rilevanti e relativamente poco precomprese (come si è visto essere ottimale ai fini delle conseguenze della viscosità) manifestano sensibili compressioni di estradosso nelle mezzerie già prima dell'impegno finale determinato dalla posa della pavimentazione e dai carichi di esercizio. Tali compressioni, grazie alla viscosità della trave prefabbricata, beneficiano di una "ridistribuzione" con la soletta e pertanto non risultano in genere determinanti per limitazioni di impiego del sistema in parola; è quanto accade anche nei normali impalcato in semplice appoggio, ma tale aspetto nella



prassi progettuale corrente viene spesso ignorato (trova in genere parziale compensazione nelle conseguenze del ritiro differenziale trave-soletta). Tale questione non va sottovalutata, soprattutto nel caso in cui i pesi propri, gravanti prima della solidarizzazione della soletta, sono rilevanti; infatti la viscosità qui gioca un ruolo vantaggioso, che potrebbe essere sovrastimato in relazione alle incertezze insite nei coefficienti che interpretano il fenomeno differito.

5. CONCLUSIONI

Lo studio effettuato ha toccato vari aspetti relativamente all'impiego di travi prefabbricate da solidarizzare in continuità nella realizzazione di ponti a travata continua.

Complessivamente i risultati ottenuti portano ai seguenti punti di sintesi:

- Nel campo di impiego di una stessa trave sono preferibili le luci maggiori specie in ordine alle trazioni che si manifestano in intradasso presso gli appoggi.
- E' opportuno contenere la prima precompressione in quanto gli effetti differiti della stessa, che in genere superano quelli dei pesi di trave prefabbricata e soletta, possono peggiorare i regimi tensionali di intradasso.
- I cavi di continuità filanti che interessano anche l'intera trave possono portare qualche vantaggio in quanto consentono una minore precompressione iniziale, ma richiedono cure maggiori per la predisposizione già in sede di prefabbricazione.
- Occorre non sottovalutare che le ridistribuzioni viscoso all'estradosso delle travi presso le mezzerie, recano vantaggi, per cui non è prudente assumere per il coefficiente di viscosità un unico valore, ma è opportuno riferirsi a valori limite di sicurezza.
- E' infine indispensabile in sede di progetto un controllo delle prevedibili deformazioni in quanto la moderata precompressione, unitamente ai carichi che gravano sulla trave ancora semplicemente appoggiata, limitano la monta iniziale che viceversa è indispensabile non scompaia e ciò ovviamente non solo ai fini estetici.

Si conclude osservando che l'impiego di travi prefabbricate per impalcati resi continui in opera, pur presentandosi come tema apparentemente semplice, manifesta diversi risvolti assai delicati, nei calcoli e nelle realizzazioni, e sarebbe senz'altro utile un confronto fra più progettisti e tecnici di imprese costruttrici. Infatti un esame critico di esperienze specifiche, potrebbe indirizzare le tecnologie verso soluzioni ottimali che il sistema sembra meritare nel campo dei ponti e dei viadotti di media luce, i quali rappresentano indubbiamente un forte contingente fra le opere d'arte stradali.

L'A. ringrazia l'ing. Alessandra Aprile per la preziosa collaborazione prestata nelle corpose elaborazioni numeriche e nelle riflessioni sui risultati.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] P. POZZATI: Teoria e tecnica delle strutture, UTET, Torino.

[2] C.E.B./F.I.P.: Model Code for Concrete Structures, 1978.

[3] F. MARTINEZ Y CABRERA: Gli effetti viscosi sulle strutture realizzate per fasi successive. "Il Cemento", 1964.

[4] A. MIGLIACCI: Applicazione dei principi di viscosità, Tamburini, Milano, 1971.

[5] F. MOLA, T. GADDI: Effetti delle deformazioni differite del calcestruzzo sul comportamento di strutture di C.A. e C.A.P. costruite in tempi successivi, "Studi e ricerche del corso di perfezionamento per le costruzioni in C.A.", F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1979.

[6] R. POLUZZI: Alcune annotazioni in tema di viscosità continua, di cemento armato precompresso, realizzato per fasi successive, Estratto INARCOS - Ingegneri, Architetti, Costruttori, n.441 - Sett. 1983.

[7] A. MIGLIACCI: Viscosità e ritiro: posizione del problema, soluzione generale e riflessi pratici, Atti del Seminario "Tecnica delle coazioni impresse nella riparazione strutturale", Bergamo - Maggio 1984.

[8] F. MOLA: Viscosità e ritiro; soluzione algebrizzata, applicazioni concrete, Atti del Seminario di "Tecnica delle coazioni impresse nella riparazione strutturale", Bergamo - Maggio 1984.

[9] M. PUCCI, P. SPINELLI: Effetti della viscosità in ponti realizzati col metodo della centina autovarante, Atti del Congresso CTE - Venezia, Novembre 1988.

[10] R. POLUZZI: Un procedimento per il calcolo delle strutture iperstatiche di C.A. e di C.A.P. soggette a variazione delle condizioni di vincolo. Riferimenti teorici. Esempi, Giornate A.I.C.A.P. '91.

[11] R. POLUZZI: Andamenti e ridistribuzioni degli sforzi nelle travate continue tenendo conto di realizzazioni ed assemblaggi eseguiti con tecniche diverse, Atti del Congresso CTE - Milano, 3-4-5 Novembre 1994.

PARETI FORATE IN C.A. CON ARCHITRAVI IN ACCIAIO RASTREMATI

Nunzio SCIBILIA & Marianna CARROCCIO
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università di PALERMO

SOMMARIO

Viene affrontato lo studio di pareti in cemento armato accoppiate con travi in acciaio di sezione ad H, rastremate, soggette all'azione del sisma, valutato secondo l'EC8. Le pareti presentano sezione rettangolare con una fila regolare di aperture. L'analisi statica viene sviluppata adottando un modello continuo, tenendo conto anche della deformabilità a taglio degli architravi in acciaio, per i quali viene assunto un comportamento elasto-plastico-incrudente. Le dimensioni delle sezioni ad H ed i profili della rastremazione vengono determinati, con l'ausilio di un programma di calcolo imponendone la simultanea plasticizzazione. Si riportano applicazioni progettuali su un edificio di dieci piani.

SUMMARY

The structural behaviour of reinforced concrete walls, coupled by steel link beams with variable section subject to seismic action, is investigated. Walls having rectangular cross-section and regular opening are considered.

Static analysis is developed following the Eurocode 8, adopting a continuous model, taking into account also the shear deformation of the links and considering an elastic-plastic flow-strain hardening behavior. The dimension of H-shaped steel link beams and the shape of the taper of flange are chosen by imposing simultaneous yielding of all the links. Some seismic design of ten-storey building are developed, using a computer program drafted on purpose.

1. INTRODUZIONE

Le pareti di taglio in c.a. costituiscono uno dei sistemi strutturali più diffusi per il controventamento degli edifici multipiano. E' vantaggioso disporre lungo l'altezza una o più file regolari di aperture interrotte da architravi in c.a., la cui plasticizzazione per flessione consente di dissipare significative quantità di energia.

L'analisi di tali sistemi può essere sviluppata agevolmente attraverso modelli agli elementi finiti (telai con tratti rigidi, lastre-piastre). Tuttavia, per le strutture aventi caratteristiche meccaniche costanti lungo l'altezza, sono stati da tempo proposti [11] [15] modelli al continuo, in grado di evidenziare sinteticamente gli aspetti salienti del comportamento del sistema. Ulteriori possibilità sono offerte dai metodi semi analitici tra i quali si colloca quello delle strisce finite [1] [16], applicato per l'analisi statica e dinamica di pareti scatolari forate.

E' di fondamentale importanza tener conto della limitata resistenza a trazione del calcestruzzo, la quale determina sensibili fessurazioni negli architravi ed in

ciascuna delle due pareti, soggette a flessione e a rilevanti azioni assiali, alternativamente di trazione e di compressione.

Allo scopo di eliminare gli effetti negativi connessi alla fessurazione dei traversi e di semplificare i procedimenti costruttivi in opera, sono state recentemente [3], [5], [8] proposte pareti accoppiate con architravi in acciaio. Questi ultimi sono progettati in modo da raggiungere la plasticizzazione per taglio, la quale, secondo una consolidata esperienza maturata per i telai con diagonali eccentriche, presenta cicli di isteresi particolarmente stabili, purché sia evitato l'imbozzamento dell'anima per mezzo di idonei irrigidimenti.

E' stato sviluppato un procedimento di calcolo per il progetto di tali pareti che mira ad ottenere meccanismi di collasso globale dissipativi, caratterizzati dalla plasticizzazione a taglio di tutti gli architravi e dalla formazione di cerniere plastiche flessionali alla base delle pareti.

Gli architravi così progettati presentano sezione ad H della stessa altezza, con identiche flange, ma con spessori delle anime diseguali. Tale tipologia è

limitata, però, dalla larghezza delle aperture, in quanto oltre un certo valore diviene inevitabile la plasticizzazione per flessione, la quale è caratterizzata da valori di energia dissipata più ridotti e da cicli di isteresi degradanti. Al fine di incrementare l'energia dissipata, si propone di estendere la plasticizzazione ad ampie zone degli architravi, riducendo opportunamente i momenti resistenti degli architravi. Quanto detto viene realizzato facendo ricorso alla rastremazione delle flange e calcolando la diffusione delle zone snervate attraverso un modello di trave ideale a due flange di materiale elasto-plastico-incrudente [9]. Analogamente a quanto precedentemente indicato, si mira ad ottenere meccanismi di collasso globale dissipativi, caratterizzati dalla plasticizzazione a flessione di tutti gli architravi e dalla formazione di cerniere plastiche flessionali alla base delle pareti.

L'analisi delle sollecitazioni indotte dal sisma, considerato agente staticamente, è sviluppata al continuo, differenziando la rigidezza delle due pareti in c.a. in relazione allo stato di sollecitazione, il quale risulta prevalentemente di pressoflessione o di tensoflessione. Infine, si sviluppano alcune applicazioni progettuali su un edificio in acciaio multipiano.

2. PARETI ACCOPPIATE

Si considerano pareti in cemento armato, di sezione costante lungo l'altezza, accoppiate mediante architravi in acciaio di sezioni ad H in esecuzione saldata, aventi in tutti i piani le stesse dimensioni d e b (Fig. 1), soggette ad azioni sismiche.

La presenza degli architravi consente di assorbire aliquote del carico esterno attraverso azioni assiali di compressione e di trazione nelle due pareti in c.a., tanto più elevate quanto maggiore è la loro rigidezza. Il taglio negli architravi presenta andamento crescente dalla base sino a circa un terzo dell'altezza totale dell'edificio, per poi diminuire nuovamente verso la sommità. Si tiene conto della fessurazione adoperando valori delle aree e dei momenti di inerzia delle pareti opportunamente ridotti. Si adotta un modello di analisi al continuo nel quale gli architravi sono sostituiti da una distribuzione di lamelle. Tale formulazione consente di assumere come unica incognita iperstatica la distribuzione dei tagli nelle lamelle o dello sforzo normale $N(z)$ sulle pareti e conduce alla seguente equazione differenziale del secondo ordine:

$$N''(z) + \frac{I_e'(z)}{I_e(z)} \cdot N'(z) - \alpha^2 \cdot N(z) = -\beta^2 \cdot M_q(z) \quad (1)$$

con

$$\beta^2 = \frac{12 \cdot I_e \cdot 2c}{8 f^3 \cdot h \cdot (I_1 + I_2)} \cdot \frac{E_s}{E_c}$$

$$\alpha^2 = \beta^2 \cdot \left(\frac{(A_1 + A_2) \cdot (I_1 + I_2)}{2c \cdot A_1 \cdot A_2} + 2c \right)$$

avendo indicato con l'apice la derivata rispetto a z ed essendo a ed e le semilunghezze delle pareti, f la semi larghezza del foro, h l'interpiano, c la semidistanza tra i baricentri delle due pareti, E_c ed E_a i moduli elastici del calcestruzzo e dell'acciaio, I_1 ed I_2 il momento di inerzia di ciascuna parete rispetto al proprio asse baricentrico.

Per ciascun architrave si è calcolato un valore del momento d'inerzia di una trave ideale di sezione costante, avente la stessa rigidezza al taglio di quella

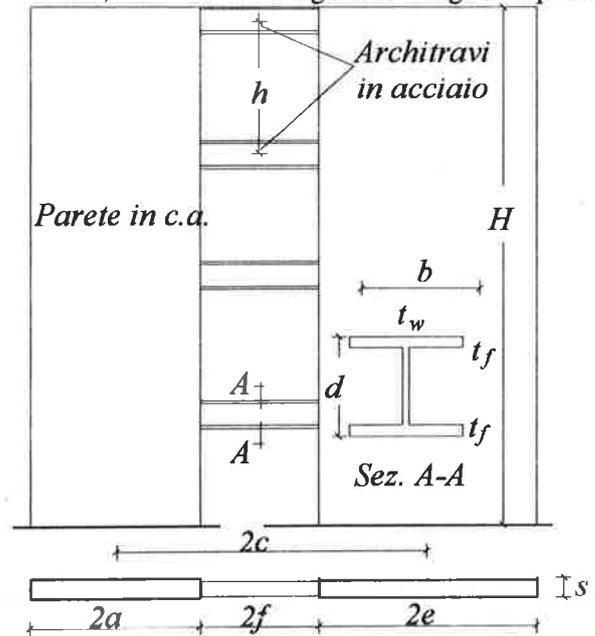


Fig. 1 Configurazione delle pareti

reale. Di questi si è determinato il valore medio I_{link} e, quindi, un valore equivalente che tenga conto anche della deformabilità a taglio e della rigidezza della connessione secondo la seguente espressione:

$$I_e = \frac{I}{\frac{1}{I_{link}} + \frac{E_a}{G_a} \frac{12}{4f^2 A_w} + \frac{6E_a}{2f \cdot k_\phi}} \quad (2)$$

essendo k_ϕ la rigidezza rotazionale delle connessioni con le pareti, G_a il modulo di elasticità tangenziale e A_w l'area dell'anima della trave. Essendo I_e costante lungo l'altezza, il secondo termine della (1) si annulla ed i parametri α e β sono costanti. In tal caso l'equazione è risolvibile in forma chiusa rispetto allo sforzo normale $N(z)$. Assegnate le forze esterne, caratterizzate dal momento flettente $M_q(z)$, imponendo le condizioni al contorno $N'(0) = N(H) = 0$, è possibile determinare lo stato di sollecitazione nella struttura.

Se lo snervamento degli architravi avviene simultaneamente, la struttura esibisce sino a tale fase un comportamento elastico, purché risultino limitate le deformazioni nel cemento armato. Raggiunto lo snervamento negli architravi, il sistema è in grado di sostenere ulteriori incrementi di carico attraverso il solo comportamento flessionale delle due mensole, fino allo snervamento delle armature delle sezioni di base. La condizione di collasso è determinata generalmente dal raggiungimento della rotazione ultima in una delle due cerniere plastiche al piede delle pareti, calcolata come prodotto della curvatura ultima per la lunghezza della cerniera plastica, determinata in accordo all'EC8. In presenza di discontinuità lungo l'altezza delle dimensioni delle pareti e dei fori, è necessario scrivere la (1) in ciascuno dei tratti aventi caratteristiche omogenee ed imporre le condizioni al contorno in corrispondenza delle sezioni comuni a due tronchi.

3. ARCHITRAVI IN ACCIAIO

Il dominio di snervamento delle sezioni in acciaio ad H dipende dal momento flettente M e dal taglio V (Fig. 2).

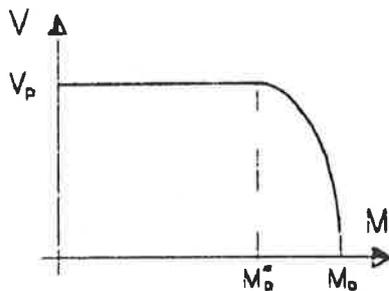


Fig. 2 Dominio di interazione momento-ttaglio

Per assicurare la plasticizzazione a taglio degli architravi il massimo valore del momento deve essere inferiore a M_p^* dato dalla relazione seguente:

$$M_p^* = f_y (H_b - t_f) b t_f \quad (3)$$

Per $M < M_p^*$ il taglio plastico vale:

$$V_p = f_y (H_b - 2 t_f) t_w / \sqrt{3} \quad (4)$$

L'uso di tale tipologia è limitato dall'ampiezza dell'apertura che deve soddisfare la seguente condizione:

$$2f < \frac{2M_p^*}{V_p} \quad (5)$$

Analogamente alla soluzione proposta in [17] per telai duttili in acciaio con rastremazione delle flange delle travi in prossimità dell'incastro (Fig. 3), è stato sviluppato un procedimento che consente di progettare gli architravi delle pareti in modo da aumentarne la dissipazione per flessione. Ciò viene realizzato sagomando opportunamente le flange, con esclusione di due tratti estremi. La scelta del profilo di rastremazione è frutto di un processo iterativo, il quale, partendo da una soluzione di tentativo, conduce a quella definitiva, costituita da tre tratti:

- un tratto (1) integro, di lunghezza L_1 ;
- un tratto (2) a sezione variabile di lunghezza L_2 ;
- un tratto (3) con ali di larghezza costante.

I tratti (1) e (3) rimangono in campo elastico mentre la plasticizzazione interessa il tratto (2).

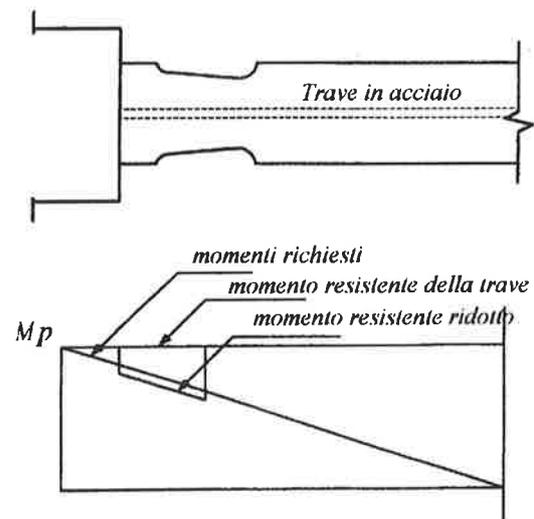


Fig. 3 Trave rastremata per telai in acciaio [17]

Si è considerato il tratto rastremato suddiviso in n conci di larghezza costante ma variabile da concio a concio. Supponendo per semplicità di esposizione di considerare solo 3 conci (C_1 , C_2 , C_3), si descrive la procedura adottata per ricavare il profilo di rastremazione ottimale. Il tratto iniziale ha la massima

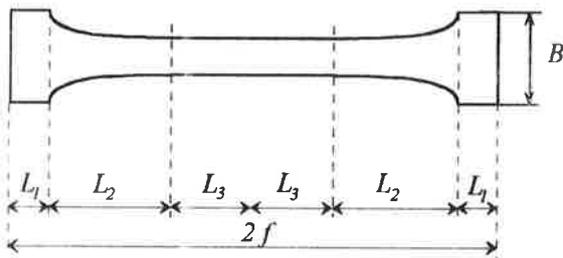


Fig. 4 Rastremazione proposta per gli architravi

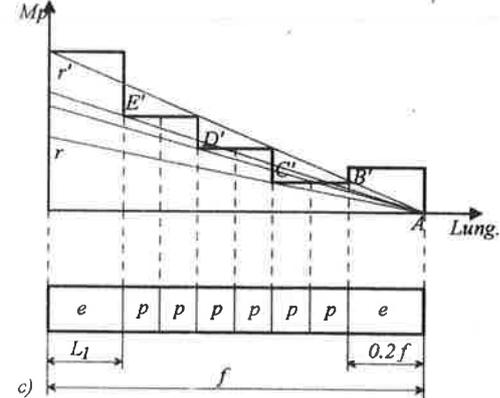
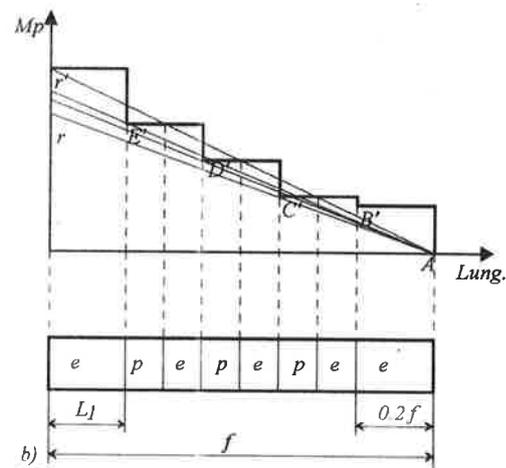
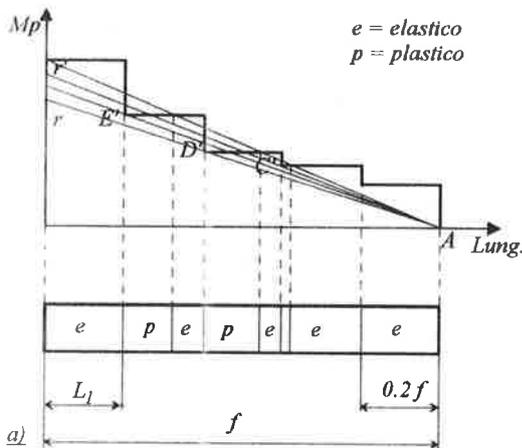


Fig. 5 a, b, c Diagrammi dei momenti per diverse possibili rastremazioni

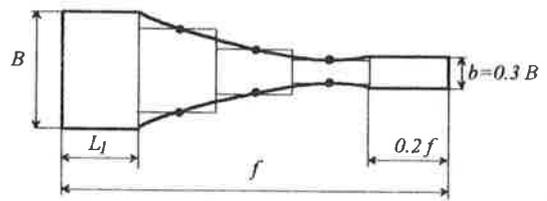


Fig. 6 Profilo corrispondente al diagramma di Fig. 5c

larghezza B , il tratto centrale ha larghezza $0.3 B$ e lunghezza $0.2 f$ ed il tratto (2) si divide in parti di uguale lunghezza. Tracciando il diagramma dei momenti sulla trave si osserva che alla plasticizzazione della sezione d'incastro la trave presenta alternativamente tratti in campo elastico e plastico (Fig. 5a). Ne deriva l'opportunità di operare sul diagramma dei momenti richiesti (retta r') sovrapponendo a questo quello dei momenti resistenti del tratto (1) e (3), dividendo la parte restante del diagramma in tratti uguali. Imponendo che in ognuno di essi il diagramma dei momenti resistenti sia costante e pari a quello medio del concio (Fig. 5b) la trave presenta ancora tratti in campo elastico e tratti in campo plastico. Modificando il diagramma dei momenti resistenti come in Fig. 5c si migliorano ulteriormente le prestazioni del profilo. In tal modo, la trave, esclusi i tratti (1) e (3), è tutta plasticizzata, ma presenta un bulbo centrale.

Per superare tale inconveniente si assume che il concio C_3 abbia la stessa larghezza del tratto (3) e quindi lo stesso momento resistente (Fig. 7).

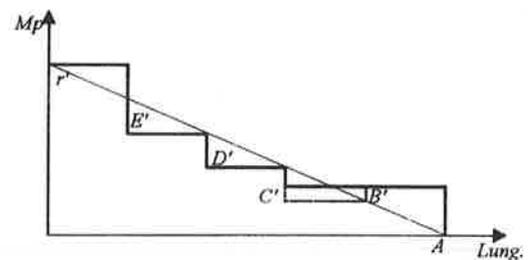


Fig. 7 Modifica del profilo di Fig. 6

La lunghezza di detto tratto viene assunta pari alla distanza tra il punto A e la proiezione, sull'asse delle ascisse, del punto di intersezione tra il diagramma dei momenti resistenti ed r' (Fig. 7). La restante parte della trave, escluso il tratto (1), viene divisa in parti uguali. Si osserva che tracciando i diagrammi momento-curvatura $M - \chi$ delle sezioni che costituiscono i diversi tratti può verificarsi che la sezione che costituisce il tratto (3) raggiunga l'instabilità quando gli altri tratti sono in campo elastico, inducendo una rottura precoce (Fig. 8 a).

Pertanto, si osserva che il massimo sfruttamento del materiale si ottiene scegliendo, per il tratto rastremato, larghezze delle flange tali che le sezioni presentino diagrammi $M - \chi$ compresi in una fascia (Fig. 8 b), delimitata superiormente da quello della sezione integra e inferiormente da quello relativo alla sezione che presenta un momento critico pari al momento plastico della sezione del profilato integro ($M_{cr} = s M_p$), essendo s il rapporto tra la tensione corrispondente alla instabilità della flangia compressa e la tensione di snervamento del materiale.

Per cautela, si adotta il diagramma avente il ramo incrudente che si interrompe in corrispondenza di un momento che supera del 5% quello di snervamento della sezione integra. In tal modo la determinazione del profilo presenta due incognite: L_3 e b che possono essere ricavate risolvendo le due equazioni:

$$M_p^{(1)} = \frac{s^{(3)}}{1.05} M_p^{(3)} \quad (6)$$

$$s^{(C_3)} M_p^{(C_3)} = s^{(3)} M_p^{(3)} = \frac{1.05 M_p^{(1)}}{f} L_3 \quad (7)$$

Nota L_3 si può determinare la lunghezza del tratto (2) e quindi la lunghezza dei vari conci, ottenendo la soluzione di Fig. 9a. La dissipazione aumenta se si divide il tratto (2) in conci di lunghezza diversa. Infatti, confrontando le Figg. 9a e 9b si osserva che, l'incrudimento del concio C_1 è più esteso, rispetto al caso precedente, quando inizia l'incrudimento del concio C_2 e così via per gli altri tratti. Per cautela, si adotta il diagramma avente il ramo incrudente che si interrompe in corrispondenza di un momento che supera del 5% quello di snervamento della sezione integra. In tal modo la determinazione del profilo presenta due incognite: L_3 e b che possono essere ricavate risolvendo le due equazioni:

$$M_p^{(1)} = \frac{s^{(3)}}{1.05} M_p^{(3)} \quad (6)$$

$$s^{(C_3)} M_p^{(C_3)} = s^{(3)} M_p^{(3)} = \frac{1.05 M_p^{(1)}}{f} L_3 \quad (7)$$

Nota L_3 si può determinare la lunghezza del tratto (2) e quindi la lunghezza dei vari conci, ottenendo la soluzione di Fig. 9a. La dissipazione aumenta se si divide il tratto (2) in conci di lunghezza diversa. Infatti, confrontando le Figg. 9a e 9b si osserva che, l'incrudimento del concio C_1 è più esteso, rispetto al caso precedente, quando inizia l'incrudimento del concio C_2 e così via per gli altri tratti.

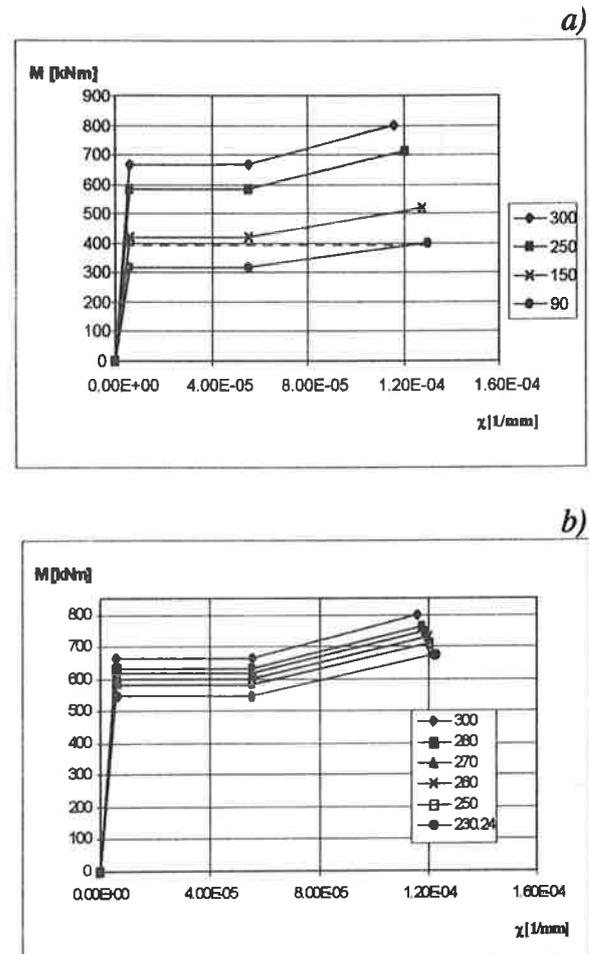


Fig. 8 a, b Diagrammi $M - \chi$ di un profilato HEA 400 al variare della rastremazione

$$\text{Cioè: } C'W^{(Fig. 9b)} > C'W^{(Fig. 9a)}$$

$$D'W^{(Fig. 9b)} > D'W^{(Fig. 9a)}$$

Tale soluzione è da considerare ottimale ed il livello di accuratezza può essere accresciuto aumentando il numero dei conci. E' stato sviluppato un programma di calcolo che permette di progettare la rastremazione ottimale, di determinare la rigidità, la duttilità, l'energia dissipata, dalla trave non rastremata, (risultati indicati con N.R.), e della trave rastremata, in funzione del numero di conci in cui si divide il tratto rastremato, (risultati indicati con R).

I risultati relativi ad architravi rastremati lunghi 1 m, ricavati da profilati HEA in acciaio Fe 360, sono riportati in Tab. 1.

4. LEGAMI COSTITUTIVI DEL C.A.

Per il progetto allo stato limite ultimo delle armature delle pareti si assume per il calcestruzzo

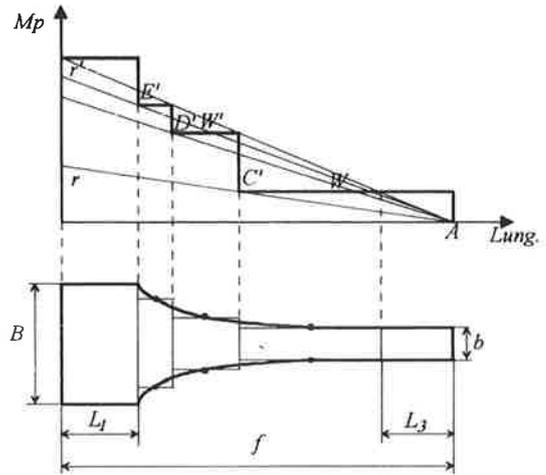
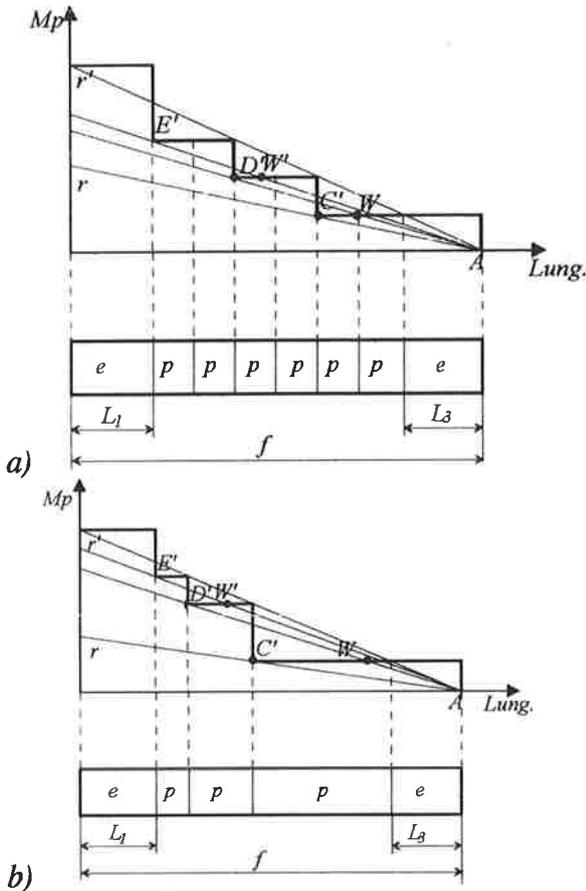


Fig. 10 Rastremazione ottimale

Fig. 9 a, b Diagrammi dei momenti ottimali compresso il legame costitutivo parabola-rettangolo (CEB - EC2), avente il tratto rettilineo, di ordinata deformazione 0.2% e 0.35 %. Per la valutazione della duttilità rotazionale si tiene conto dell'armatura di confinamento disposta in corrispondenza della cerniera plastica alla base delle pareti, incrementando la deformazione ultima del calcestruzzo sino al valore ϵ_{cu} determinato dall'intersezione della retta orizzontale di ordinata f_{cd} col ramo discendente del diagramma rappresentativo del legame di Kent e Park [6]. Risultati più accurati possono ottenersi facendo ricorso al legame di Mander [12].

Per le verifiche agli s.l.u. delle sezioni in c.a. la deformazione dell'acciaio è stata limitata all'1%; mentre per il calcolo della curvatura ultima delle sezioni confinate tale valore è stato elevato al 5%.

5. METODO DI PROGETTO PROPOSTO

Viene sviluppato un metodo di calcolo il quale consente di progettare gli spessori delle sezioni ad H degli architravi in acciaio e le armature delle pareti. Si suppongono note le dimensioni geometriche del sistema, il grado di sismicità del sito, i pesi sismici e

le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Le forze sismiche vengono valutate per mezzo dello spettro di progetto proposto dall'EC8, sviluppando un'analisi dinamica semplificata. Per tenere conto della fessurazione, sulla base delle indicazioni di Paulay, le caratteristiche elastiche delle mensole tesa (pedice t) e compressa (pedice c) vengono così assunte:

$$\begin{aligned} A_c &= A_g & I_c &= 0.8 I_g \\ A_t &= 0.5 A_g & I_t &= 0.5 I_g \end{aligned} \quad (8)$$

essendo A_g ed I_g l'area ed il momento di inerzia della sezione di solo calcestruzzo.

Definite le caratteristiche elastiche, si determina la configurazione deformata del sistema, la quale, attraverso l'applicazione del procedimento di Rayleigh, consente di calcolare il valore del periodo fondamentale di vibrazione e, tramite lo spettro di risposta, valori più attendibili delle azioni sismiche (distribuite con legge triangolare). Determinate le sollecitazioni sugli architravi, si procede al calcolo degli spessori delle flange, imponendo ad ogni piano la condizione di plasticizzazione a flessione. Lo spessore dell'anima è determinato in funzione del taglio massimo sugli architravi, arrotondandolo

Tab. 1 Energia dissipata, rigidezza e duttilità di travi non rastremate (N.R.) e rastremate (R.)

Prof.		Energia [kJNm]			Rigidezza [kN/m]			Duttilità	
HEA	Tratti	N.R.	R.	Var.(%)	N.R.	R.	Var (%)	N.R.	R.
300	2	3.661	4.74	29.52	127500	112551.0	-11.72		5.49
	3		4.71	28.73		112613.6	-11.675	4.631	5.47
	4		4.70	28.42		112638	-11.656		5.46
340	2	4.99	6.55	31.38	196922	172142.5	-12.583		6.14
	3		6.50	30.37		172282.4	-12.512	5.08	6.10
	4		6.48	29.97		172337.9	-12.484		6.09
400	2	7.00	8.95	28.05	331073	288096.1	-12.981		6.83
	3		8.89	27.03		288369.3	-12.899	5.752	6.79
	4		8.86	26.62		288477.6	-12.866		6.77
450	2	8.74	10.62	21.53	474959	415431.5	-12.533		7.18
	3		10.56	20.76		415762.1	-12.464	6.287	7.14
	4		10.53	20.46		415893.3	-12.436		7.12
500	2	10.65	12.37	16.10	657028	578028.3	-12.024		7.49
	3		12.31	15.54		578398	-11.967	6.805	7.46
	4		12.29	15.31		578544.8	-11.945		7.45
550	2	12.37	13.73	11.03	861771	763974.6	-11.348		7.76
	3		13.69	10.56		764325.9	-11.307	7.306	7.74
	4		13.67	10.52		764465.6	-11.291		7.73
600	2	14.20	15.18	6.89	1107120	9889937.1	-10.675		8.02
	3		15.14	6.66		989244.8	-10.647	7.79	8.01
	4		15.13	6.56		989367	-10.636		8.01

all'intero superiore e fissando un minimo tecnologico di 4 mm. Operando iterativamente si ricalcolano valori più precisi degli spessori delle flange degli architravi. Quindi, si passa al progetto delle armature delle pareti in c.a. allo stato limite ultimo.

Si sono adottate in ciascuna parete armature doppie e simmetriche e si è imposta l'ulteriore condizione che all'atto della plasticizzazione degli architravi le armature non risultassero snervate e la deformazione massima nel calcestruzzo non superasse il valore 0.002. Con poche iterazioni si perviene al dimensionamento definitivo e si calcolano gli spostamenti e le sollecitazioni al limite della fase elastica. Oltre tale fase, il sistema possiede ulteriori risorse, essendo in grado di sostenere incrementi di carico attraverso un comportamento puramente flessionale delle due mensole. Ciò sino alla formazione delle cerniere plastiche alla base delle pareti, le quali trasformano il sistema in un meccanismo cinematico, la cui crisi viene determinata dalla capacità di rotazione di dette cerniere.

6. APPLICAZIONE PROGETTUALE

Al fine di evidenziare quanto sopra illustrato, si considera un edificio a dieci elevazioni, di altezza $H=34$ m, con interpiano di 3.4 m, controventato da pareti in c.a. aventi lunghezza complessiva $L=9$ m, e spessore $s=0.35$ m, accoppiate con architravi ad H in acciaio Fe 360 in esecuzione saldata.

Le azioni sismiche sono calcolate per zona ad alta sismicità ($a_{max}=0.35$ g), su terreno tipo A (EC8), assumendo cautelativamente $q=3.5$ (secondo le indicazioni dell'EC8 per la struttura in esame in edifici di elevata regolarità, potrebbe assumersi $q=5$).

Si è fatto riferimento a quattro configurazioni, caratterizzate dalla diversa geometria della parete, definite in Tab. 2. Al sistema di controvento afferrisce un peso sismico di piano costante pari a 1350 kN, del quale il 30% grava direttamente sulla coppia di pareti. Queste sono realizzate con calcestruzzo di classe 30 e con barre in acciaio Feb 44. Nelle Tabb. 3 e 4 sono riportati i valori degli spessori delle flange t_f e delle

Config.	$2f$ [m]	b [mm]	d [mm]
1	2	200	300
2	2		500
3	3		500
4	2	300	400

Tab. 2 Configurazioni delle pareti accoppiate anime t_w e le rastremazioni ai vari piani limitatamente alla configurazione 4.

Le sezioni di base delle pareti richiedono una semiarmatura di 60 cm^2 , supposta concentrata a distanza di 20 cm dai bordi.

Tale percentuale decresce linearmente nei primi 3 piani, sino al valore di 30 cm^2 al terzo piano, mentre nei piani successivi si mantiene costante e pari al valore minimo di 25 cm^2 . nei piani successivi si mantiene costante e pari al valore minimo di 25 cm^2 . Nelle Figg. 11, *a* e *b*, 12 sono rappresentati, per la configurazione 4, gli andamenti lungo l'altezza delle seguenti caratteristiche:

- 1) momenti nelle pareti allo snervamento degli architravi;
 - 2) tagli assorbiti dagli architravi;
- spostamenti al limite dei tre comportamenti: elastico, elasto-plastico e ultimo.

Config.	1	2	3	4
$2f$ [m]	2	2	3	2
d [m]	0.3	0.5	0.5	0.4
t_w [mm]	22	14	10	16
n° piano	t_r [mm]			
1	13	13	12	16
2	32	28	28	21
3	44	35	37	27
4	50	37	40	28
5	50	35	39	27
6	46	31	36	25
7	41	26	31	21
8	35	21	26	17
9	29	16	21	16
10	25	12	18	16

Tab. 3 Dimensioni degli architravi in acciaio

Nelle Figg. 11, *a* e *b*, 12 sono rappresentati, per la configurazione 4, gli andamenti lungo l'altezza delle seguenti caratteristiche:

- 1) momenti nelle pareti allo snervamento degli architravi;
- 2) tagli assorbiti dagli architravi;
- 3) spostamenti al limite dei tre comportamenti: elastico, elasto-plastico e ultimo.

Nella Fig. 13, per la configurazione 4, è riportato lo spostamento in testa δ_i in funzione del tagliante sismico alla base V .

Infine, si riportano nella Tab. 5 i valori delle energie dissipate negli architravi $E_{arch.}$, nelle mensole compressa e tesa ($E_{comp.}$ e E_{tesa}) ed i fattori di struttura q_e e q_u . Il primo è ottenuto come rapporto tra la forza sismica F_e che induce nella struttura, assunta come infinitamente elastica, un'energia di deformazione uguale all'energia al sistema elasto-plastico e la F_y corrispondente alla fine della fase elastica della struttura ($q_e = F_e/F_y$). Il coefficiente q_u è ottenuto dal rapporto tra lo spostamento al collasso e quello alla fine della fase elastica ($q_u = \delta_u/\delta_y$).

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dai risultati ottenuti si evince che all'aumentare dell'altezza d della sezione ad H si incrementa l'energia dissipata dagli architravi e diminuisce quella relativa alle pareti. Ciò a causa dell'incremento di sforzo normale indotto dalla rigidità degli architravi. I fattori di struttura energetico e cinematico presentano valori sufficientemente uniformi per le diverse tipologie ed il valore minimo di q_e (inferiore rispetto al valore effettivo) è pari a 4.19.

I primi risultati ottenuti incoraggiano ad utilizzare pareti in cemento armato con architravi in acciaio rastremati, in presenza di aperture di ampiezza elevata, tale da rendere difficile la plasticizzazione per taglio. Gli architravi in acciaio rastremati, aventi sezione ad H in esecuzione saldata, presentano una valida alternativa alle travi in cemento armato, soggette a gravi danni indotti dalla fessurazione ed offrono i seguenti vantaggi:

- elevare l'energia dissipata;
- aumentare la duttilità del sistema.

La rastremazione consente di limitare le deformazioni plastiche dei tratti estremi, limitando il danneggiamento del nodo che rimane sostanzialmente integro, permettendo la sostituzione degli architravi plasticizzati a causa di eventi sismici distruttivi.

Per contro, sussistono oneri tecnologici dipendenti dalla diversità dello spessore delle flange da un piano all'altro e dalla rastremazione. Con riferimento al sistema di vincolo si osserva che la soluzione più semplice consiste nell'annegare l'architrave in fase di getto della parete. Tuttavia, potrebbero risultare vantaggiose unioni saldate in opera, utilizzando piastre in acciaio ancorate nel calcestruzzo alle quali si collegano gli architravi, sia direttamente, sia per mezzo di idonee flange. Volendo evitare saldature in

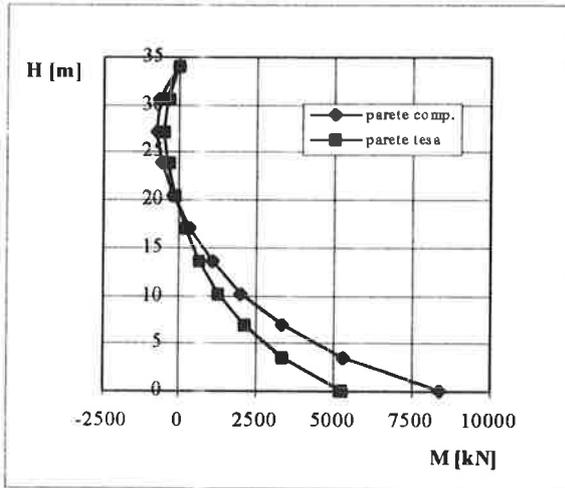
opera le unioni tra le flange e gli architravi possono essere bullonate secondo il dettaglio riportato in [3].

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] Arici, M., Scibilia, N. e Zingone, G. (1987) Calcolo delle pareti di controvento per edificigrande altezza soggetti ad azioni sismiche. Atti delle Giornate A.I.C.A.P.
- [2] Bertero, V.V. (1980), Seismic behaviour of reinforced concrete wall structural systems, Proc. Seventh W.C.E.E., Vol. VI, Istanbul.
- [3] Campione, G., Colajanni, P. e Scibilia, N. - (1995), Behavior of concrete walls coupled by ductile links with semi-rigid connections, Proceedings of fifth SECED Conference. European Seismics Design Practice.
- [4] Colajanni, P. e Scibilia, N. (1992), Plastic design of steel EBFs connected to r.c. walls, Proceedings of the tenth W.C.E.E, July, Madrid.
- [5] Colajanni, P. e Scibilia, N. (1994), Seismic design of concrete walls coupled by ductile link beams, Second International Conferenze, E.R.C.A.D.
- [6] Costa, F., Criscenti, G. e Scibilia, N. (1991), Duttilita' delle pareti sismiche in c.a., Atti delle Giornate A.I.C.A.P.
- [7] Eibl, J. e Keintzel, E. (1988), Seismic shear forces in r.c. cantilever shear walls, Proceedings of Ninth W.C.E.E. vol. VI, Tokio/Kioto.
- [8] Harries, K.A. Cook, W.D. Redwood, R.G. and Mitchell, D. - (1992), Concrete walls coupled by ductile steel link beams, Proc. tenth W.C.E.E. vol. VI, Madrid.
- [9] Kato, B. (1988), Rotation capacity of steel members subject to local buckling, Ninth World conference on earthquake engineering, Vol IV, paper 6-2-3, August 2-9, Tokyo-Kyoto.
- [10] La Mendola, L., Scibilia, N. (1996), Legami momento-curvatura e duttilità di colonne in c.a. sottoposte a carico ciclico, Atti della Giornata di studio MURST, Venezia.
- [11] Lewicki, B. (1982) Progettazione di edifici multipiano industrializzati. ITEC Ed. Milano.
- [12] Mander, J. B., Priestley, M. J. N, and Park, R. - (1988), Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of structural engineerig, ASCE vol. 114, No 8.
- [13] Paulay, T (1987) The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance, Earthquake Spectra, vol. II.
- [14] Paulay, T e Priestley M.J.N. (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley e Sons Inc.

piano	lung. ras.	tratto(i)	lung. (i)	b (i)
1	250.2274	1	649.77	130.49
		2	142.99	130.49
		3	71.49	199.70
		4	35.75	234.30
		5	100.00	300.00
2	250.2274	1	649.77	147.17
		2	142.99	147.17
		3	71.49	209.56
		4	35.75	240.76
		5	100.00	300.00
3	250.2275	1	649.77	159.03
		2	142.99	159.03
		3	71.49	216.58
		4	35.75	245.36
		5	100.00	300.00
4	250.2275	1	649.77	160.51
		2	142.99	160.51
		3	71.49	217.46
		4	35.75	245.36
		5	100.00	300.00
5	250.2275	1	649.77	159.03
		2	142.99	159.03
		3	71.49	216.58
		4	35.75	245.36
		5	100.00	300.00
6	250.2275	1	649.77	155.41
		2	142.99	155.41
		3	71.49	214.62
		4	35.75	244.07
		5	100.00	300.00
7	250.2274	1	649.77	147.17
		2	142.99	147.17
		3	71.49	209.56
		4	35.75	240.76
		5	100.00	300.00
8	250.2274	1	649.77	134.61
		2	142.99	134.61
		3	71.49	202.13
		4	35.75	235.90
		5	100.00	300.00
9	250.2274	1	649.77	130.49
		2	142.99	130.49
		3	71.49	199.70
		4	35.75	234.30
		5	100.00	300.00
10	250.2274	1	649.77	130.49
		2	142.99	130.49
		3	71.49	199.70
		4	35.75	234.30
		5	100.00	300.00

Tab. 4 Rastremazioni degli architravi nella configurazione 4



a)

b)

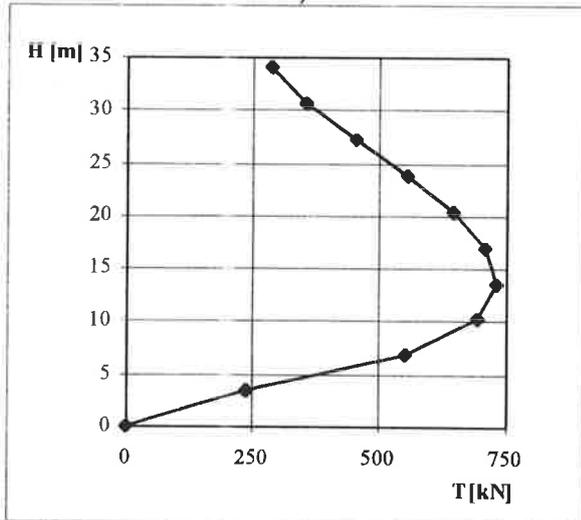


Fig. 11 a, b Momenti sulle pareti e tagli sugli architravi alla fine della fase elastica (config. 4)

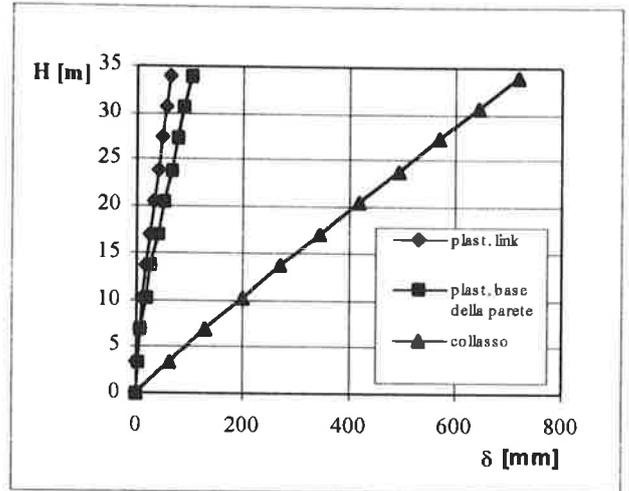


Fig. 12 Deformate della parete nella configurazione 4

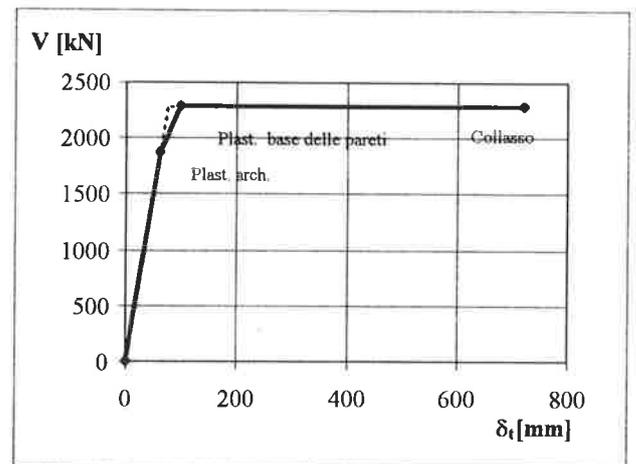


Fig. 13 Diagrammi $V-\delta_i$ della parete

Config.	E_{arch} [kNm]	E_{comp} [kNm]	E_{tesa} [kNm]	E_{tot} [kNm]	q_u	q_e
1	52	444	206	702	10.40	4.45
2	72	363	134	569	10.01	4.36
3	81	359	182	622	9.30	4.19
4	63	394	159	616	10.17	4.39

Tab. 5 Energie dissipate [kNm] e fattori di struttura q .

[15]Rosman, R, (1964) Approximate analysis of shear walls subjected to lateral loads, Journal ACI, vol 61, June.

[16]Scibilia, N. e Zingone, G. (1984) Vantaggi dell'applicazione dello strip-method per l'analisi di sistemi di controvento bi e tridimensionali. Notiziario A.I.C.A.P. N° 12.

[17]Sheng-Jin Chen, Yeh, C.H. and Chu, J. M. (1996), Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance, Journal of Structural engineering.

MODIFICHE DEI CARICHI PER IL RIPRISTINO DELL'ESERCIZIO DI EDIFICI, SILOS E SERBATOI

Pierfranco VENTURA

Dipartimento Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Facoltà di Architettura - Università La Sapienza - Roma

SOMMARIO

Si descrivono quattro casi di opere con cedimenti differenziali non ammissibili che sono state riportate in condizioni di corretto esercizio modificando lo schema dei carichi, ovvero realizzando degli alleggerimenti o infine inducendo delle vere e proprie coazioni impresse profondamente nel terreno di fondazione, tramite dreni verticali sottoposti a pressione radiale in modo da indurre una consolidazione controllata. In due casi non è stato necessario aumentare la rigidità delle strutture, mentre negli altri si è fatto ricorso anche a travi parete o ad un anello in c. a. p. su pali, dopo aver fatto rientrare gli spostamenti e quindi le sollecitazioni nello stato limite di esercizio.

SUMMARY

Four cases of structures with unacceptable differential settlements are described. The works are been brought again in serviceability by changing the loading pattern, or by the lightening or finally by inducing a radial controlled consolidation deeply in the foundation soil, by vertical inflated drains. In two cases it was not necessary to increase the rigidity of the structures, while in the others also r. c. wall beams or a r. c. ring on the piles have been made, after the settlements were brought back into the serviceability limit state.

1. INTRODUZIONE

Gli sviluppi della Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni [1] e parallelamente quelli sul Cemento Armato Precompresso [2] hanno avuto, come noto in Italia sin dal 1937, un notevole impulso sotto la guida del Prof. Carlo Cestelli Guidi. I fermenti progettuali scaturiti in particolare da queste due discipline sono stati poi molto fertili, così la precompressione è diventata preziosa nel campo del Consolidamento [3], in particolare in zona sismica. Si tratta di far interagire elementi nuovi con i più antichi, come lo è la solidarietà fra le generazioni. La frammentazione causata dall'eccessiva specializzazione o per contro il

riduzionismo provocato da una generica interdisciplinarietà hanno provocato separazioni culturali, superabili con un fermo dialogo, per fare ridiventare la complessità una ricchezza comune. Gli ancoraggi, specie provvisori pretesi, possono ad esempio governare con agilità l'interazione terreno-struttura e la maggiorazione equivalente delle rigidità. Analogamente i casi descritti nel presente articolo, tramite coazioni impresse sia direttamente che indirettamente, previa modifica dei carichi d'esercizio fino a coinvolgere profondamente le tensioni nel volume significativo di terreno interagente con l'opera. Le soluzioni di seguito, lasciate naturalmente senza riferimenti ai siti, vogliono anche testimoniare come,

con provvedimenti in parte semplici, sia possibile sperare di salvaguardare un'opera pur quando il dissesto è complesso. Anche le altre tecnologie proposte, pur se più sofisticate, sono protese in tale direzione, specie in presenza di monumenti che non possono essere intaccati da protesi o da smontaggi e rimontaggi per anastilosi. Intervenire lasciando l'opera in esercizio, in modo da non penalizzare posti di lavoro, anzi destando la speranza dello sviluppo del lavoro sempre così prezioso, ha fatto superare tutti gli insormontabili divari fra i modelli teorici e la complessità della realtà, anche con l'ausilio della sperimentazione in sito. Vengono delineati peraltro anche i casi in cui l'uso della precompressione in fondazione non è efficace. I vari esempi di seguito descritti sono stati trattati dal prof. Cestelli Guidi con la collaborazione dello scrivente

2. MODIFICA DEI CARICHI IN UN CAPANNONE INDUSTRIALE

La figura 1 mostra il caso di un capannone in c. a. industriale con due lunghe linee di fabbricazione e con all'estremità dell'opera un deposito di pesanti rotoli di carta alti circa 2 metri, immagazzinati su tre livelli. L'opera fondata su plinti ha subito dei sensibili cedimenti differenziali dal lato del predetto deposito,

poiché gli strati profondi, coinvolti dalle tensioni indotte dai rotoli, sono costituiti da sedimenti alluvionali più compressibili di quelli superficiali. Il fenomeno mise fuori corsa i delicati macchinari delle linee di fabbricazione per perdita degli allineamenti di orizzontalità, con grave disservizio. Il peso dei macchinari peraltro non era rilevante per cui furono fondati superficialmente in analogia ai plinti. La soluzione realizzata, proposta dapprima in via provvisoria è delineata sempre in figura 1, ed è consistita nello spostare i rotoli di carta lungo tutti i larghi corridoi di servizio perimetrali. Dapprima i rotoli sono stati disposti in contropendenza ai cedimenti massimi, variando da tre ad un livello d'impilaggio, così da accelerare l'attenuazione delle distorsioni in atto, che in pochi mesi dal valore non ammissibile 1/250 per il macchinario è tornato a 1/1000 compatibile con il funzionamento della catena di fabbricazione automatica. Le distorsioni iniziali 1/250 erano peraltro al limite dell'ammissibile per le strutture del capannone. Su di esso non si sono fatti interventi di consolidamento potendo usufruire della stessa riduzione di distorsione effettuata per i macchinari. I rotoli sono stati quindi sistemati definitivamente su un solo livello lungo tutto il perimetro del capannone. Il vano prima adibito a stoccaggio è stato trasformato in uffici ed in un locale mensa risolvendo così un altro disagio.

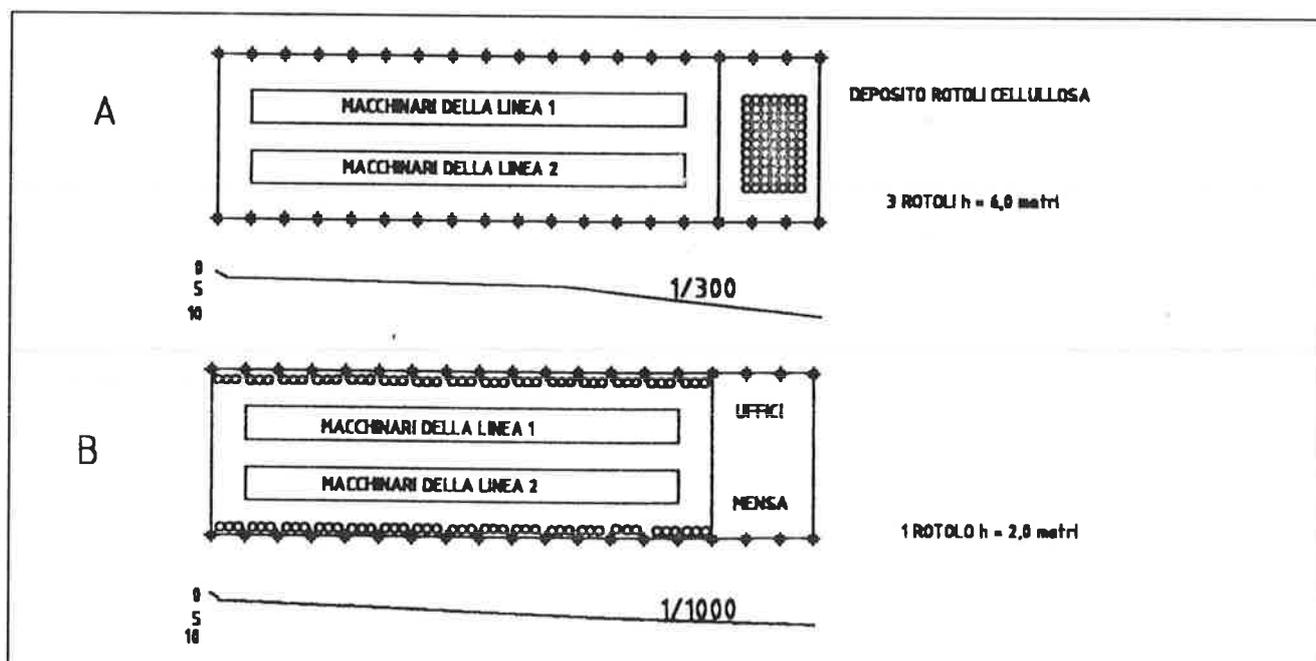


FIGURA 1. Modifica dei carichi in un capannone

Sono evidenti i risparmi degli interventi di consolidamento, oltre al contenimento dei danni dal lucro cessante che avrebbero potuto aggravare fortemente il bilancio di un'azienda privata sana. Per inciso se anche fra gli uomini ci si rendesse conto di quanto è opportuno ripartire per tempo i carichi di lavoro, molti danni potrebbero essere prevenuti.

3. ALLEGGERIMENTO DI UN EDIFICIO PER UFFICIO

La figura 2 descrive il caso di un edificio in c. a. adibito ad uffici e magazzino al piano terreno, il quale ha subito sensibili distorsioni per "imbarcamento" con massimo pari ad $1/250$ tale da far compiere le prime cavillature nelle parti di strutture ove le riduzioni di rigidità si presentano più marcate. L'opera aveva un piano sotterraneo di limitata altezza, adibito solo al passaggio delle tubazioni di servizio. Si è provveduto ad alleggerire tale intero livello con uno scavo approfondito sino alla base dei plinti, in modo da realizzare un intero nuovo piano sotterraneo di circa

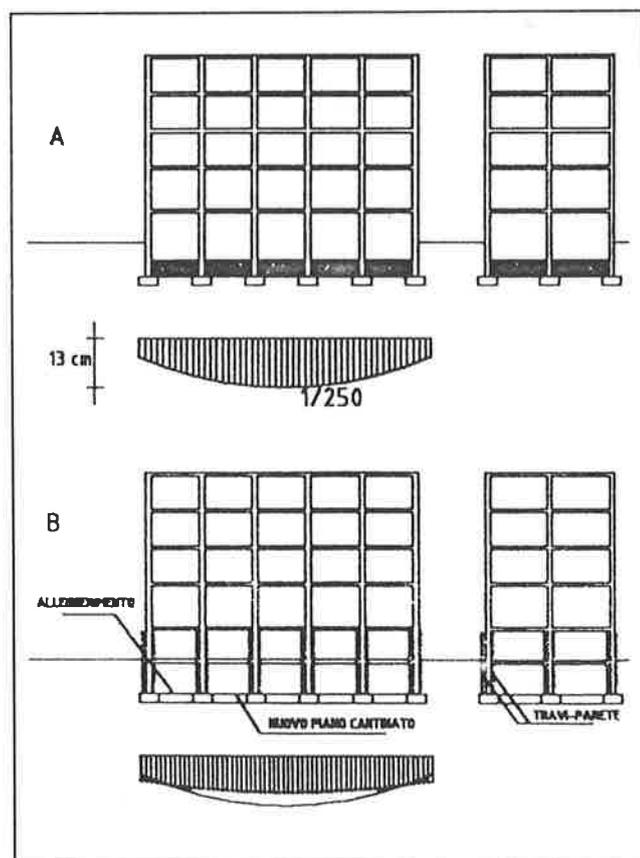


FIGURA 2. Alleggerimento di un edificio per uffici

2800 mq, di idonea altezza fruibile a parcheggio e servizi. Si è ricavato un sensibile valore aggiunto, tale da compensare sia i carichi sia le spese dell'intervento di consolidamento. Questo è consistito nella realizzazione di travi parete in c. a. inglobanti a sandwich i pilastri, con delle intercapedini di alleggerimento ed in modo da ottenere una rigidità relativa in fondazione $K_r = 0,5$ tale da schermare il quadro fessurativo in elevazione incipiente. Non sono stati invece modificati i carichi di magazzino ed i vari uffici ed archivi ai vari piani, in quanto se ne sarebbe stravolta la funzionalità. L'effetto dell'alleggerimento combinato con quello della nuova rigidità ha attenuato le distorsioni entro i valori ammissibili come mostrato in figura 2. L'intervento è analogo a quello realizzato nel Palazzo di Giustizia di Roma che ha presentato risultati consimili come testimoniato in venti anni di monitoraggio dei cedimenti [4]. Le coazioni impresse dai cedimenti differenziali nelle strutture in elevato sono di delicata valutazione con i modelli e notoriamente possono stravolgere la distribuzione delle sollecitazioni di esercizio valutate con il calcolo a telaio, influenzato oltretutto in alcuni casi a sfavore dalla mancanza del contributo degli elementi non portanti strutturalmente. Il controllo sperimentale dei fenomeni è allora prezioso e fornisce i dati d'ingresso e in proiezione anche alla modellazione iperstatica con i vincoli cedevoli. Nel caso in esame le sollecitazioni teoriche erano raddoppiate in alcune limitate sezioni, prima dell'intervento, peraltro erano ben contenute dalla valida scelta del reticolo iperstatico e dalla buona realizzazione specie dei nodi cementizi, come testato con prove di carico mirate. L'alleggerimento attenuando i differenziali ha ricondotto le predette sollecitazioni verso lo stato limite d'esercizio per cui non sono stati previsti consolidamenti in elevazione, evitando gravi disservizi di lavoro. Ulteriori ritardi nel consolidare le fondazioni avrebbero compromesso le strutture in elevato, sino allo sgombero.

4. VARIAZIONE DEI CARICHI IN UN SILO

La figura 3 evidenzia il caso di una batteria di 9+9 silos per grano alta 33 metri che era stata interessata da rotazioni pressoché rigide dei due piastroni di fondazione verso il centro dell'opera, sempre a causa della sensibile compressibilità dei sedimenti alluvionali. Il movimento aveva provocato la fessurazione del tunnel in c. a. di distribuzione al di sopra dei silos, aggravato da un evento sismico di media intensità. Il notevole peso dei silos pari a $2(70.000+90.000)$ kN e la sensibile profondità del bed rock avrebbero comportato una

onerosa fondazione su pali. Si è proceduto invece ad un programma di redistribuzione del grano nei silos in

modo da realizzare due coppie antagoniste a quelle indotte dai cedimenti, come mostrato in figura 3.

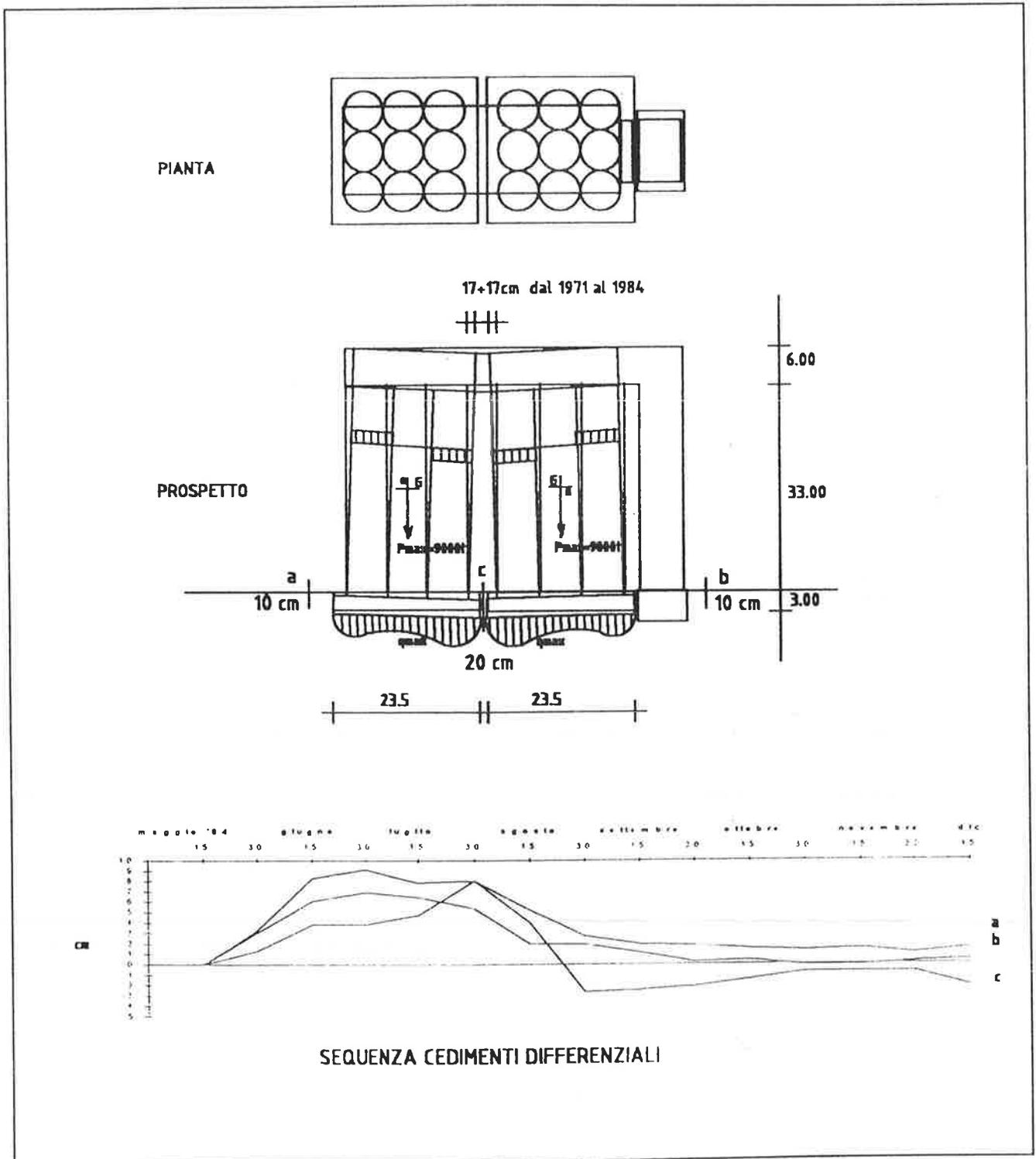


FIGURA 3. Variazione dei carichi in un silos

La necessaria continua movimentazione del grano, per evitare le muffe e la fermentazione da surriscaldamento, ha favorito un buon rispetto del programma di carico predetto, senza interrompere l'esercizio della vendita. Il valore delle coppie è stato pari a $M = \Delta P \times 2D = 46550 \text{ kNm}$, essendo $D = 6,9 \text{ m}$ il diametro di un silos e $3,5 \text{ m}$ il dislivello realizzato nel grano, il recupero dei cedimenti differenziali, per rotazioni rigide, ha subito l'evoluzione mostrata in figura 3 nel giro di un semestre. Tale redistribuzione dei carichi ha consentito il ritorno in esercizio dell'opera previo il consolidamento del solo tunnel di distribuzione. Anche in questo caso sono evidenti i risparmi ottenuti. Per inciso si evidenzia poi come l'impiego di allargamenti delle fondazioni integrati dall'uso di martinetti piatti per cercare di modificare le pressioni di contatto è del tutto impercorribile. Si effettuerebbero pretensioni su volumi di terreno prossimi alle fondazioni, ben lontani da quelli

significativi coinvolti dall'intera opera ed inoltre il fluage del terreno disperderebbe rapidamente gli effetti di ogni pretensione. Diverso è il caso di opere leggere quali i serbatoi metallici la cui virola può essere a vuoto rilivellata facendo ricorso a martinetti e rincalzi con sabbia proiettata, sempreché i cedimenti siano in fase di esaurimento. Il delicatissimo caso di un grande serbatoio di 70 metri di diametro e 20 m di altezza per il deposito del greggio, fu risolto con la predetta tecnologia. Si effettuarono delle prove di carico e scarico cicliche con acqua di mare senza mai superare in ogni ciclo l'altezza corrispondente alla soglia di precarica critica, la quale si è innalzata dopo ogni ciclo. Si è proceduto, dopo ogni svuotamento, per mezzo di martinetti piatti, alla compensazione dei cedimenti sino ad esaurimento degli stessi. Si evitò un disastro ecologico e ancor peggio occupazionale.

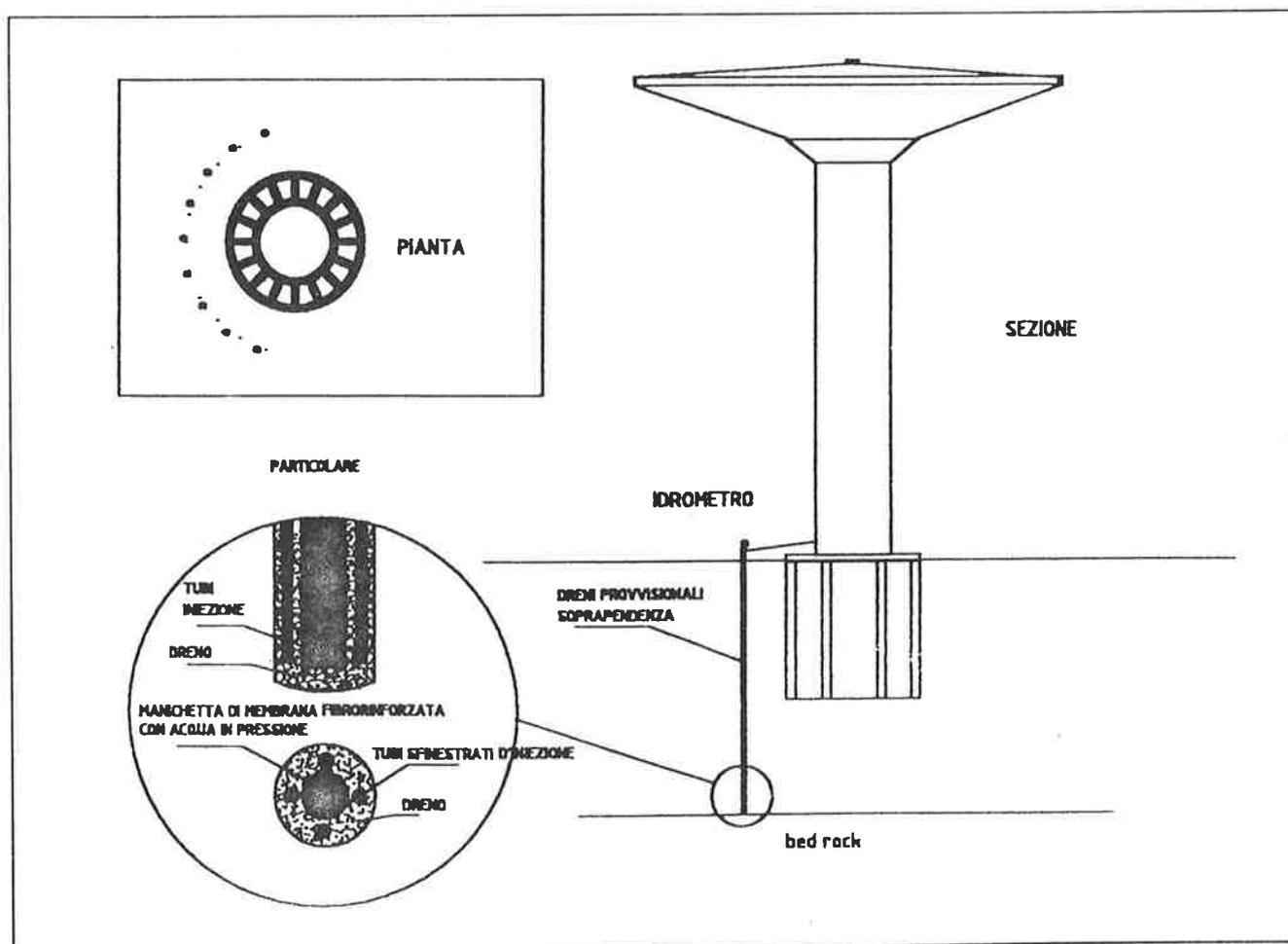


FIGURA 4. Proposta di precarica controllata per compensare l'inclinazione di un serbatoio sopraelevato

5. PRECARICA PER UN SERBATOIO SOPRAELEVATO

La figura 4 mostra infine il caso di un serbatoio sopraelevato d'acqua di 55 metri d'altezza e 45 m di diametro fondato su un cilindro nervato costituito da setti di paratia profondi 20 metri e di 12,6 m di diametro. L'opera durante la prova di carico subì dei sensibili strapiombi come mostrato in figura 5, appena superato l'invaso dei 2600 m³ sino a 3800 m³ massimi d'esercizio. Si propose di far ricorso ad una precarica, consistente nel realizzare solo sopraelevazione una serie di dreni verticali contenenti ciascuno una manichetta fibrorinforzata per imprimere un carico idrostatico nel terreno attingendolo dalla piezometrica del serbatoio stesso. I dreni avrebbero funzionato da pressimetri inducendo una consolidazione controllata nel terreno in modo da raddrizzare il serbatoio. Una volta ottenuto lo scopo i dreni sarebbero stati intasati con iniezione cementizia in modo da eliminarne il funzionamento. Tale tecnica fu proposta dal prof. Cestelli Guidi insieme allo scrivente, per il consolidamento della Torre di Pisa, successivamente per altro modificata nella proposta di alleggerimento permanente sottopendenza

tramite intercapedine fra le bozze di calcare degli ultimi ordini della Torre [5]. Ciò consentirebbe oltre a recuperare l'inclinazione della Torre anche di evitare ulteriori cedimenti. Nel caso invece del serbatoio non si realizzò l'intervento di consolidamento delineato, per la sua delicatezza e data l'urgenza di fornire acqua alla cittadina. Si procedette invece a realizzare una corona di 20 pali Ø 1000 incastrati nel bed rock e solidarizzati alla fondazione iniziale previo una trave anulare precompressa radialmente, come mostrato in figura 6. Si richiama inoltre che l'uso di martinetti per attivare il carico su nuovi pali o più in particolare micropali, diventa poco governabile in presenza di masse murarie disomogenee e addirittura inefficace in assenza di bed rock disperdendosi la precompressione nel fluage del terreno. Diverso è il caso di precarica dei pali solidali ad un solettone in c. a. e portanti alla base. In particolare la precarica tramite iniezione cementizia alla base dei pali come realizzato in un edificio alberghiero alto 110 metri nell'isola in mezzo al Nilo al Cairo [6] oltre ad attenuare fortemente la decompressione delle sabbie per effetto degli scavi in acqua, consente di uniformare e collaudare la rigidezza di tutti i pali prima di apporvi i carichi dell'edificio.

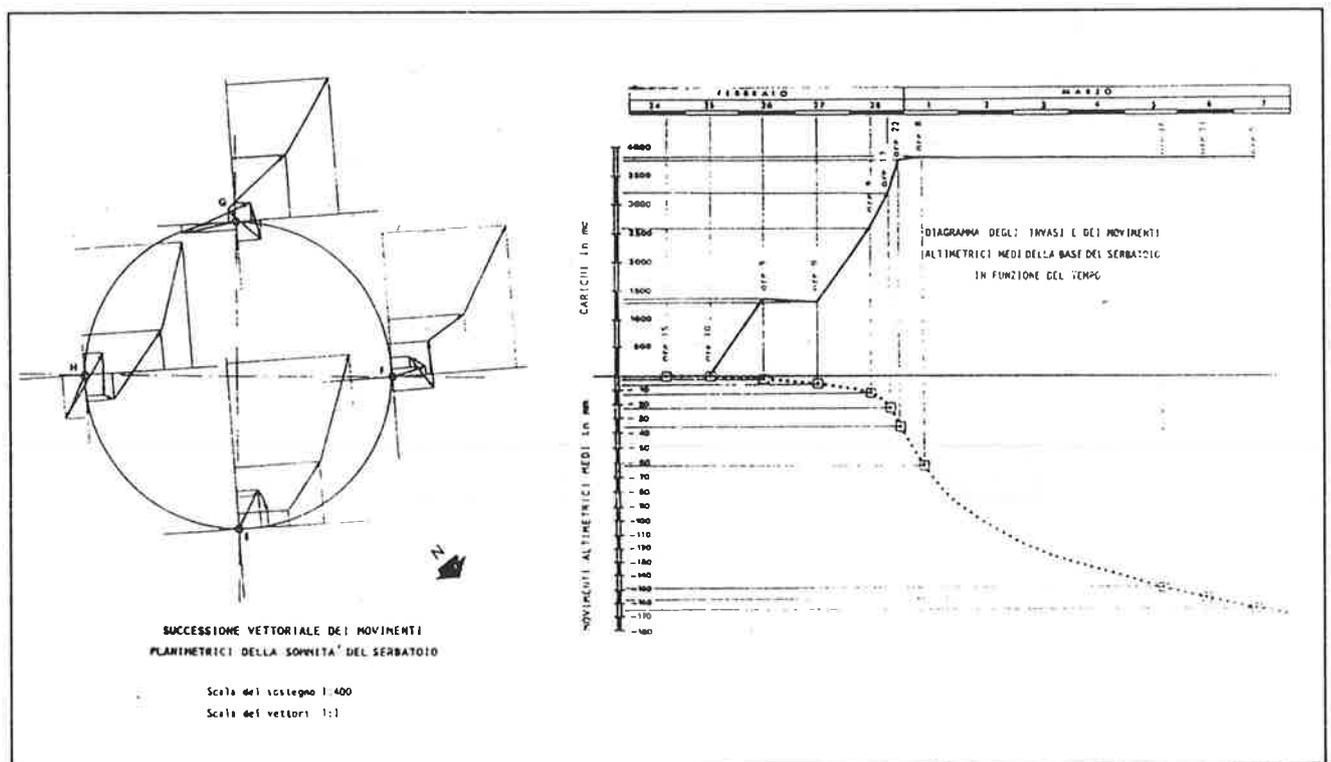


FIGURA 5. Movimenti altimetrici e planimetrici del serbatoio

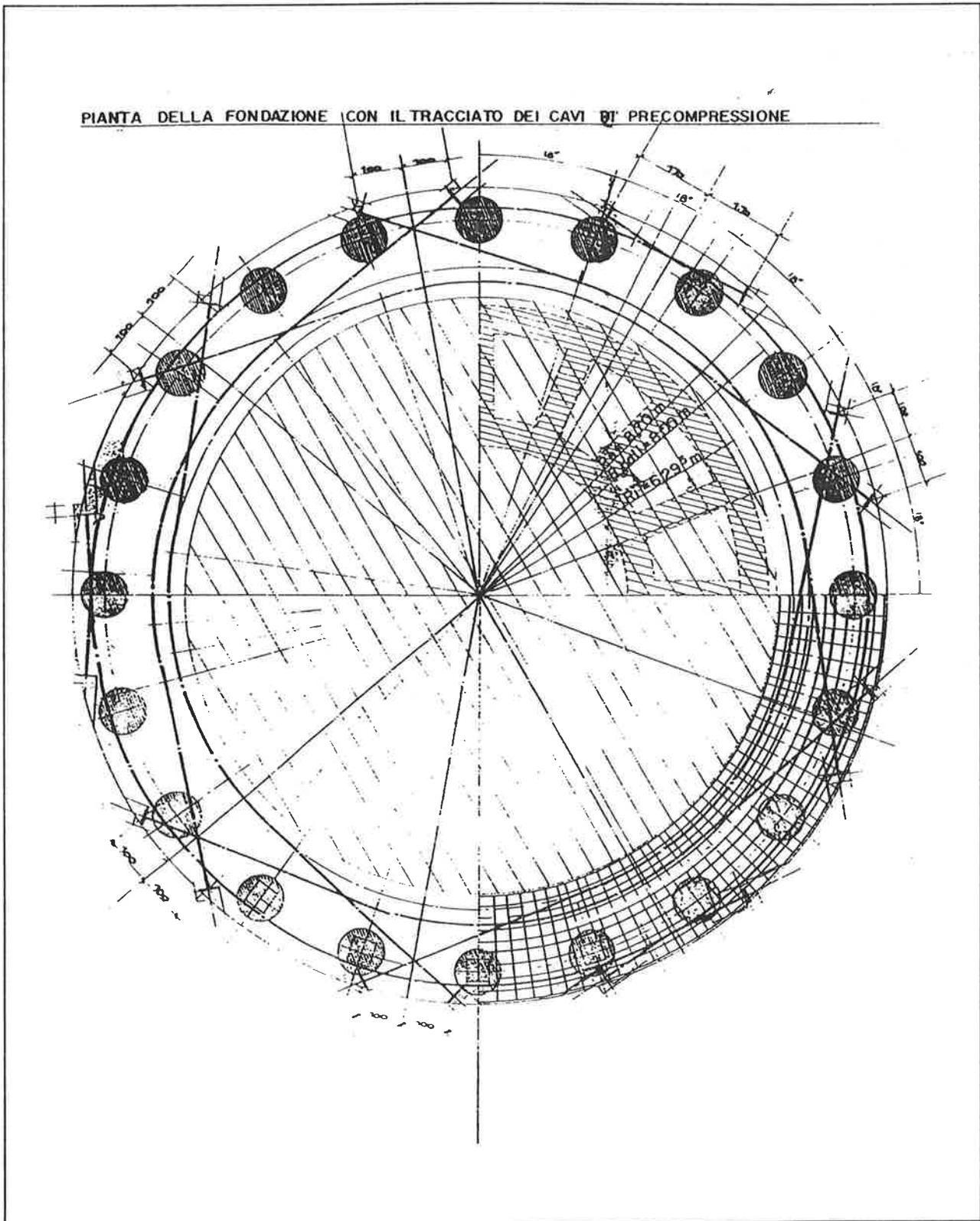


FIGURA 6. Rinforzo delle fondazioni del serbatoio sopraelevato realizzato tramite un anello in c. a. p. su pali.

6. CONCLUSIONI

Si sono passati in rassegna diversi interventi di consolidamento di opere in c. a. in cui si è fatto ricorso a coazioni impresse con le modalità dalle più semplici e meno costose, quali quelle di modificare i carichi in gioco, sino a quelle molto sofisticate di indurre pressioni controllate nel terreno per governare i cedimenti differenziali sino a farli rientrare nello stato limite di esercizio. La memoria desidera testimoniare l'essenzialità degli insegnamenti impartiti dal Prof. Carlo Cestelli Guidi.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] C. CESTELLI GUIDI - 1987, Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, Ed. Hoepli - Vol I , VIII Edizione per il cinquantenario della I Edizione - 1992 Vol II, VIII Edizione
- [2] C. CESTELLI GUIDI - 1987, Cemento Armato Precompresso, Ed Hoepli, VII Edizione
- [3] E. SCHULTZE - 1978, Techniques di conservation et de restauration des monuments, ICCROM, Roma
- [4] P. VENTURA - 1996, Preservation of the Law Court along the Tiber in Rome, Preservation of Historic Sites TC 19, ICSMFEE Arrigo Croce Memorial Symposium, Vol I, pp 687 - 693, Napoli 4-6 Ottobre
- [5] P. VENTURA - 1992, Studio del compenso dei carichi per la stabilizzazione della Torre di Pisa, Rivista Materiali e Strutture n° 3, Dicembre, L'Erma di Bretschneider, pp 85 - 95, Roma
- [6] P. VENTURA - 1979, La precarica alla base dei pali trivellati nei riflessi dell'interazione terreno - struttura, L'Industria italiana del Cemento n. 11, Novembre, pp. 685, 692.