

SEMINARIO AICAP-MAC: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Tecniche d'osservazione dei ponti

DOTT. ING. ALDO CASTOLDI

INTRODUZIONE

Il concetto di « osservazione » di una struttura ha subito, nel corso degli ultimi anni, un'evoluzione notevole sotto la spinta di due fattori concorrenti: da un lato l'esigenza, sempre più sentita da parte dell'opinione pubblica e degli Enti di Controllo, di una più elevata sicurezza; dall'altra, la ricerca di una maggior economicità di gestione, ottenuta con una riduzione dei costi di manutenzione.

A tale evoluzione hanno contribuito diversi elementi: in particolare lo sviluppo dell'industria elettronica nel campo della strumentazione di misura e di processamento dei dati, e una più approfondita conoscenza del comportamento dei materiali e delle strutture, che ha reso possibile la creazione di modelli di previsione sempre più aderenti alla realtà.

Tale processo evolutivo è tuttora in fase di forte sviluppo e vengono ora proposte tecniche nuove d'indagine (ad esempio quelle basate sul controllo automatico « on line » delle caratteristiche statiche e dinamiche dell'opera), che la ricerca futura dovrà convalidare, ma che fin d'ora si presentano come molto promettenti.

Va sottolineato che non è possibile parlare di un solo modo di « osservare » una struttura; in realtà le modalità, i criteri e la strumentazione adottati nell'osservazione vanno scelti e finalizzati allo scopo per cui l'osservazione viene fatta; un modo appropriato per illustrare questi aspetti può dunque essere quello di far riferimento ai diversi momenti della vita delle strutture.

Potremo allora distinguere fra:

A) Fase di costruzione

L'osservazione dell'opera si esplica nell'attività di prove e verifiche connessa con il controllo di qualità dei materiali da costruzione, dei procedimenti costruttivi e dei singoli componenti.

B) Fase di accettazione o collaudo

L'osservazione coincide, in questo caso, con la determinazione del comportamento dell'opera sotto l'azione dei carichi d'esercizio. Tale determinazione può ovviamente riguardare sia il comportamento statico che dinamico e, secondo una tendenza moderna, serve ad ottenere una sorta di « carta d'identità » dell'opera, che dovrà essere controllata nel seguito per riconoscere e valutare eventuali alterazioni dovute a un degrado strutturale.

C) Fase d'esercizio

L'osservazione assume l'aspetto caratteristico della « sorveglianza » e si esplica attraverso due attività principali:

— attività ispettiva: è la forma più convenzionale della sorveglianza e comporta una serie di esami e controlli, sia visivi sia con strumentazione speciale, atti a mettere in evidenza lo stato di conservazione dell'opera;

— rilievi « on line »: la struttura viene controllata con una rete opportuna di strumenti, continuamente riletti ed interpretati da un'apparecchiatura automatica, così da permettere una diagnosi in tempo reale di possibili alterazioni del comportamento sotto i carichi d'esercizio.

E' superfluo sottolineare l'importanza che le osservazioni effettuate nel corso della vita dell'opera vengano fra di loro collegate e documentate in una « storia » a cui far riferimento per valutare in modo più corretto l'importanza di eventuali situazioni di degrado e per programmare gli interventi di risanamento necessari.

ATTIVITA' D'OSSERVAZIONE DURANTE LA FASE DI COSTRUZIONE

L'attività d'osservazione durante la fase di costruzione tende ad ottenere una documentazione dettagliata sull'opera, sui suoi componenti e sui procedimenti costruttivi impiegati. La raccolta di tali dati costituisce il passo preliminare dell'osservazione futura, che dovrà poi seguire l'opera nel corso di tutta la sua vita e consentire di predisporre, nel modo più razionale ed economico possibile, ogni operazione di manutenzione o di riparazione.

Oggi, l'importanza di disporre di tale documentazione è stata ampiamente dimostrata e l'attività di controllo va quindi assumendo un interesse via via crescente; in linea di massima possono essere distinti tre filoni principali d'attività:

A) Attività di controllo dei materiali

Il controllo più usuale, imposto anche dalla normativa italiana sulle opere in calcestruzzo, riguarda la resistenza meccanica dei materiali cementizi, dei ferri d'armatura e dei cavi di precompressione; controlli delle caratteristiche fisico-meccaniche, di durabilità, ecc. vengono eseguiti, seppure non con lo stesso carattere di obbligatorietà, anche per altri materiali da costruzione, quali, ad esempio, quelli per l'impermeabilizzazione o la pavimentazione dell'impalcato, la verniciatura, ecc.

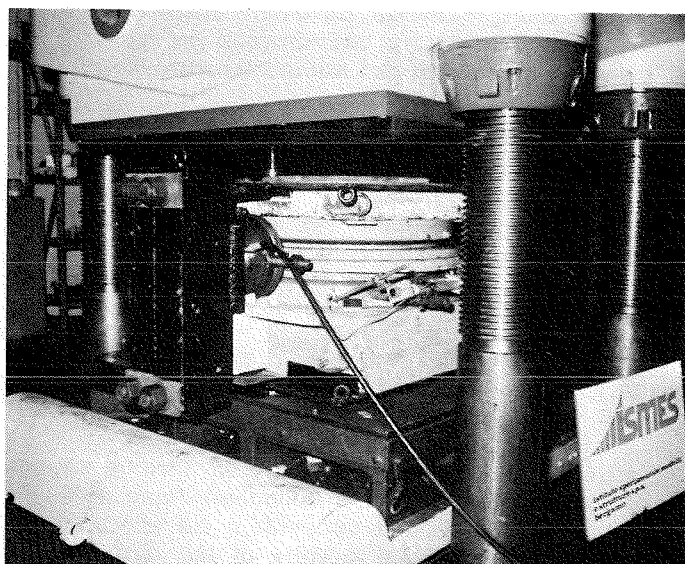
B) Attività di controllo dei procedimenti costruttivi

Sempre nell'ottica di attuare un efficace controllo di qualità, vengono sottoposte a verifiche anche tutte quelle operazioni o fasi costruttive che possono risultare critiche per l'opera quali:

- i procedimenti di iniezione delle guaine;
- le modalità di posa in opera di giunti di dilatazione o di appoggi;
- i procedimenti di impermeabilizzazione, ecc.

C) Attività di controllo dei componenti

E' questa certamente l'attività di maggior interesse, che comporta una serie di prove estremamente varia e complessa. Obiettivi principali sono: la determinazione della resistenza meccanica, che serve a definire il grado di sicurezza dell'opera, specie in caso di cambiamento di destinazione o di funzionamento in condizioni eccezionali, la durabilità nel tempo, intesa come resistenza alle sollecitazioni ripetute o agli agenti esterni, la perdita di funzionalità (ad esempio dei sistemi d'appoggio) per una non adeguata manutenzione.



1 - Prove di carico su un appoggio per ponte.



2 - Prova di carico per la determinazione della capacità di dissipazione d'energia di uno smorzatore.



3 - Prova di carico per la determinazione del meccanismo di collaudo per taglio di una trave in c.a.p.

A puro titolo di esemplificazione del tipo e della natura dei problemi che sorgono, possiamo citare i casi seguenti:

— Prove su appoggi di ponte (fig. 1): l'elemento in prova viene sottoposto ad un carico verticale e contemporaneamente, se richiesto, a carichi orizzontali per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità (curva: carichi-cedimenti) o del coefficiente d'attrito orizzontale (nel caso d'appoggi unidirezionali o bidirezionali).

— Prove su elementi smorzanti (fig. 2): le prove tendono a individuare la capacità di dissipazione d'energia (e quindi a determinare l'area del ciclo d'isteresi) di tali componenti che, in zone sismiche, hanno il compito di assorbire e smorzare i movimenti oscillatori trasversali e longitudinali dell'impalcato rispetto alle pile.

— Prove su travi in c.a.p. (fig. 3): sono prove mediante le quali è possibile determinare lo stato di sforzo e i meccanismi di collasso della trave per carichi aventi una distribuzione simile a quella d'esercizio.

ATTIVITA' D'OSSERVAZIONE NELLA FASE D'ACCETTAZIONE

Significato delle prove di collaudo

All'atto della messa in servizio dell'opera vengono normalmente eseguite prove di collaudo il cui scopo principale è quello di garantire l'adeguatezza del progetto e del processo costruttivo, sottoponendo l'opera a sollecitazioni che, per quanto possibile, riproducono quelle d'esercizio.

Accanto a tale scopo primario, esistono però due altri obiettivi importanti, suggeriti dall'evoluzione in atto nel concetto di sorveglianza:

— *La determinazione di una « carta d'identità » della struttura*

Le misure di deformazione, sforzo, cedimenti, effettuate sulla struttura quando essa è sottoposta a un determinato schema di carico, costituiscono evidentemente una caratteristica peculiare della struttura stessa, in cui confluiscono la « rigidità » dell'opera, le

proprietà dei materiali, il modo di funzionare dei singoli componenti, le condizioni vincolari.

Ogni eventuale scostamento da tale quadro di misure, riscontrato sottoponendo nel seguito l'opera allo stesso sistema di carichi, costituisce un indice preciso di un'alterazione nel comportamento strutturale e, se opportunamente interpretato, può portare all'individuazione delle cause di tale variazione e dell'importanza che essa ha sulla sicurezza della struttura.

— La taratura dello schema di comportamento e del modello matematico

I dati ottenuti nel corso delle prove permettono di tarare l'accuratezza del modello di calcolo, che può essere anzi accresciuta variando, a seconda delle indicazioni sperimentali, lo schema di riferimento o i valori di alcuni parametri caratteristici.

Grazie ad algoritmi matematici particolari e a tecniche specializzate, è possibile, ad esempio, determinare, a partire dai risultati delle prove, i valori del modulo elastico equivalente del calcestruzzo, dello smorzamento dell'opera (per un'analisi dinamica), della cedevolezza delle fondazioni o studiare il meccanismo della distribuzione trasversale dei carichi.

In linea di massima possono essere eseguiti due tipi di prova: il primo consiste nell'applicazione di carichi statici e costituisce quindi la classica prova di collaudo; il secondo viene eseguito con l'applicazione di carichi dinamici ed è particolarmente interessante ai fini della caratterizzazione dell'opera e della taratura del modello di calcolo.

Prove di carico statico

La prova di carico statico è richiesta, come è noto, anche dalla normativa italiana che, tuttavia, non ne fissa le modalità precise d'esecuzione, ma lascia arbitro il collaudatore di scegliere i criteri più opportuni in funzione del tipo di struttura in esame e della problematica connessa.

La prova viene eseguita applicando all'impalcato del ponte dei carichi, che riproducono gli schemi previsti in esercizio, e misurando con un'opportuna strumentazione le varie grandezze d'interesse.

Oggigiorno l'elettronica ha messo a disposizione dello sperimentatore una vasta gamma di strumenti molto affidabili e in grado di funzionare con grande precisione anche in condizioni ambientali difficili; sono stati anche risolti, grazie all'impiego di minicalcolatori, i problemi dell'acquisizione e della restituzione dei dati, che ora possono essere diagrammati, visualizzati e quindi messi a disposizione dello sperimentatore, praticamente in tempo reale.

Considerata l'ampia disponibilità di strumentazione, il vero problema, nella progettazione di una prova di carico, è dunque costituito dalla definizione del tipo, numero e posizione degli strumenti; tale definizione dovrà tener conto sia degli aspetti tecnici che operativi e dovrà quindi risultare da un esame congiunto del problema, effettuato dallo sperimentatore, dal collaudatore e dal progettista.

Pur essendo evidente che ciascuna prova presenta aspetti particolari che vanno esaminati caso per caso, è tuttavia possibile dare alcune indicazioni generali sulle misure da effettuare.

A) Studio delle condizioni di vincolo

Le misure d'interesse riguardano i cedimenti delle zone d'appoggio e le reazioni vincolari.

I cedimenti, siano essi spostamenti o rotazioni, vengono normalmente misurati ricorrendo a livellazioni di precisione con strumentazione ottica tradizionale o con quella di recente introduzione basata sull'impiego del laser.

La misura delle reazioni vincolari è invece assai complessa e solo in casi particolari fattibile: una tecnica utilizzata consiste nell'inserire in parallelo all'appoggio, fra impalcato e pila, dei martinetti tarati: incrementando gradualmente la pressione d'alimentazione, la reazione dell'impalcato viene trasferita dall'appoggio al martinetto e può quindi essere facilmente misurata attraverso la lettura della pressione d'alimentazione.

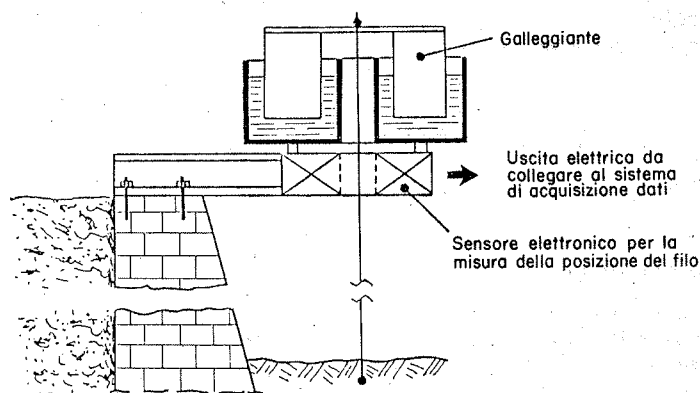
B) Misure sull'impalcato

Possono essere suddivise in tre gruppi principali riguardanti:

— *L'analisi deformativa d'assieme*: il metodo classico per la determinazione delle frecce elastiche si basa su tecniche di livellazione, che soffrono però dell'inconveniente di non permettere un'automazione delle misure.

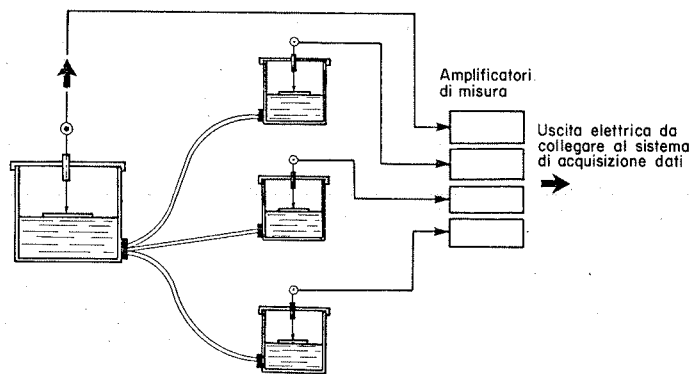
In alternativa, per strutture di piccole dimensioni, si fa spesso ricorso a trasduttori montati in modo da misurare lo spostamento fra un punto di riferimento (il terreno) e l'estremità di un filo di invar collegato all'impalcato: tali trasduttori possono dar luogo ad un segnale elettrico (ad esempio sono d'impiego comune i trasduttori di tipo induttivo) e pertanto sono direttamente collegabili ad un'attrezzatura automatica di acquisizione dati.

Recentemente sono stati introdotti, ed ormai sufficientemente sperimentati, nuovi strumenti, che presentano caratteristiche d'impiego particolarmente interessanti quali:



4 - Schema di principio del «pendolo rovescio» per la misura delle componenti orizzontali dello spostamento.

il «pendolo rovescio» (fig. 4), che permette la determinazione delle due componenti orizzontali dello spostamento del punto di applicazione dello strumento: tale determinazione viene effettuata da un sistema elettronico che misura la posizione, rispetto al telaio dello strumento, di un filo teso fra il punto di riferimento e un galleggiante libero di muoversi entro una vaschetta;



5 - Schema di principio di un'attrezzatura con livellazione idraulica per la misura di spostamenti verticali.

« livelli idraulici » (fig. 5), costituiti da una serie di vaschette contenenti un liquido (ad esempio mercurio) e collegate fra di loro: il livello del liquido nella vaschetta viene misurato attraverso un trasduttore elettrico; una rete di tali sensori disposta sull'impalcato permette di determinare gli spostamenti verticali dei vari punti relativamente ad un punto di riferimento, che possa ritenersi fisso.

— *Comportamento di una sezione tipo:* lo studio viene condotto applicando una serie di estensimetri lungo il bordo inferiore e quando possibile sul bordo superiore e lungo l'anima delle travi dell'impalcato. Per tali misure sono particolarmente adatti estensimetri di tipo induttivo, che possono essere facilmente fissati alla struttura e sono recuperabili dopo la prova. Attraverso un'opportuna rielaborazione dei dati è possibile giungere a conoscere (ovviamente a mezzo del modulo elastico del calcestruzzo che deve essere determinato per altra via), il valore effettivo del momento d'inerzia flessionale, longitudinale e trasversale, e quello torsionale della sezione; si può quindi con tali tecniche studiare il problema della ripartizione trasversale dei carichi o verificare il grado di collaborazione fra travi longitudinali e soletta.

— *Analisi di fenomeni locali:* nelle strutture metalliche, in cui possono verificarsi significative concentrazioni di sforzi, è spesso d'interesse effettuare misure localizzate, atte a cogliere lo stato di sollecitazione puntuale: tali misure vengono effettuate con l'impiego di estensimetri elettrici applicati nelle posizioni e con la disposizione più opportuna per cogliere il fenomeno.

Anche per le strutture in calcestruzzo può verificarsi l'esigenza di completare lo studio del comportamento d'insieme della sezione con misure localizzate di sforzo sulle barre d'armatura o sui cavi di precompressione; mentre però l'applicazione di estensimetri sui ferri non comporta particolari difficoltà (naturalmente il ferro deve essere messo a nudo ed occorre pertanto avere l'avvertenza di non creare alterazioni locali che influenzino in modo sensibile le misure), per i cavi di precompressione va segnalato che l'uso di estensimetri, montati su un solo filo del trefolo, può dar luogo a risultati spesso poco attendibili.

A conclusione di queste considerazioni sulle prove statiche di collaudo, è opportuno sottolineare due punti fondamentali, concernenti il significato delle misure raccolte:

a) Le misure danno sempre soltanto la variazione di un certa grandezza rispetto al valore iniziale, dovuto al carico di peso proprio, ai carichi permanenti, alla precompressione, a eventuali cedimenti delle fondazioni, ecc. Negli ultimi tempi è stata sviluppata una tecnica che permette, in alcune condizioni, la determinazione dello stato iniziale di sforzo. Tale tecnica si basa sul principio seguente: nelle posizioni prescelte e perpendicolarmente alla direzione dello sforzo di cui si vuole conoscere il valore, viene praticato un taglio di pochi centimetri di spessore in cui viene inserito un martinetto piatto: la pressione d'alimentazione del martinetto viene incrementata fino a ristabilire lo sforzo locale, annullato dalla esecuzione del taglio. Tale situazione viene segnalata per mezzo di un estensimetro, montato a cavallo del taglio stesso, che, ad equilibrio ristabilito, dovrà indicare lo stesso valore letto prima dell'esecuzione del taglio.

b) I risultati di una prova di carico sono spesso influenzati in modo sensibile dalla temperatura, che, da un lato, può dar luogo a stati di sollecitazione che si sovrappongono a quelli provocati dal carico applicato e dall'altro, può causare derive termiche sulla strumentazione di misura. Durante l'esecuzione delle prove dovranno dunque essere presi tutti gli accorgimenti necessari perché tali influenze non rendano le misure inattendibili; ciò può essere ottenuto riducendo ad esempio i tempi di prova con l'adozione di una strumentazione di acquisizione-dati completamente automatica.

Prove dinamiche

Le prove di vibrazione forzata costituiscono l'aspetto nuovo delle prove di collaudo; infatti, anche se già in uso negli anni passati, soltanto ora, con la disponibilità di una strumentazione di misura e di acquisizione dati efficace e di mezzi di elaborazione potenti, esse hanno assunto un ruolo di rilievo.

Le prove conducono a determinare le frequenze proprie, gli smorzamenti e le forme modali dei primi modi di vibrare della struttura e sono quindi di fondamentale importanza per un'analisi del comportamento sismico; va però sottolineato che, tranne in casi particolari, le forze in gioco nel corso delle prove sono di piccola entità, se confrontate con quelle generate da un sisma, per cui le prove, a differenza di quanto avviene nel caso di un collaudo statico, non possono costituire una verifica diretta dell'opera nei riguardi dei terremoti; la loro maggior utilità va invece ricercata nella quantità di informazioni a cui esse danno luogo, e sulla base delle quali può essere verificato e tarato un modello matematico di funzionamento.

In termini analitici il comportamento dinamico di una struttura sotto l'azione di un sistema di forze $\{f(t)\}$ può essere descritto attraverso le equazioni di moto:

$$[M] \cdot \{\ddot{q}\} + [C] \{\dot{q}\} + [K] \cdot \{q\} = \{f(t)\} \quad (1)$$

dove il vettore $\{q\}$ e le matrici $[M]$, $[C]$, $[K]$ vengono costruiti discretizzando la struttura (ad esempio con la tecnica degli elementi finiti).

Passando dal dominio del tempo a quello delle fre-

quenze eseguendo la trasformata di Fourier, dei due membri delle (1), si ottiene:

$$\begin{aligned} (-\omega^2 [M] + j \omega [C] + [K]) \cdot \{X(\omega)\} = \\ = [B(\omega)] \cdot \{X(\omega)\} = \{F(\omega)\}. \end{aligned}$$

La matrice

$$[H(\omega)] = [B(\omega)]^{-1}$$

viene chiamata, come è noto, matrice di trasferimento del sistema; ogni termine $h_{r,s}(\omega)$ di $[H(\omega)]$ è legato ai parametri che definiscono i modi di vibrare della struttura dalla relazione:

$$h_{r,s}(\omega) = \frac{X_r(\omega)}{F_s(\omega)} = \sum_{k=1}^N \frac{Q_{r,s}^k}{j\omega - p_k} + \sum_{k=1}^N \frac{(Q_{r,s}^k)^*}{j\omega - p_k^*} \quad (2)$$

dove:

$Q_{r,s}^k \equiv Q_r^k$: è un termine proporzionale alla forma modale del modo k-esimo nella posizione r-esima

$p_k = -\sigma_k + j\omega_k$: σ_k è lo smorzamento e $f = \frac{\omega_k}{2\pi}$ la frequenza propria del modo k-esimo

$(Q_{r,s}^k)^*, p_k^*$: valori coniugati delle grandezze complesse $Q_{r,s}^k$ e p_k .

Come si ricava dalle equazioni (1) e (2) esistono dei legami ben precisi fra:

- le matrici del sistema;
- le funzioni di trasferimento;
- i parametri modali

per cui ogni gruppo di parametri permette di descrivere in modo completo il comportamento dinamico dell'opera.

Dal punto di vista sperimentale si preferisce, per ragioni di precisione e di semplicità delle attrezzature richieste, operare in modo da determinare le funzioni di trasferimento $h_{r,s}$: queste possono infatti essere ottenute in modo diretto applicando alla struttura nella posizione r-esima la forza sinusoidale di pulsazione: $f_r(t) = F_r \sin \omega t$ e misurando la risposta $x_s(t) = X_s \sin(\omega t + \varphi_s)$ in ciascun punto d'interesse; la funzione di trasferimento $h_{r,s}$ si calcola con la relazione:

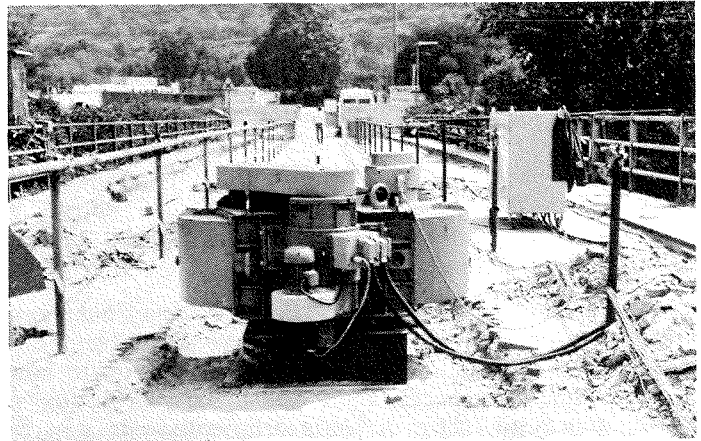
$$h_{r,s}(\omega) = X_s(\omega)/F_r(\omega) \cdot e^{i\varphi_s}$$

Le prove vengono condotte vincolando alla struttura un vibratore meccanico a masse eccentriche (fig. 6) e sono direttamente controllate da un calcolatore di processo (fig. 7), che assolve al compito di:

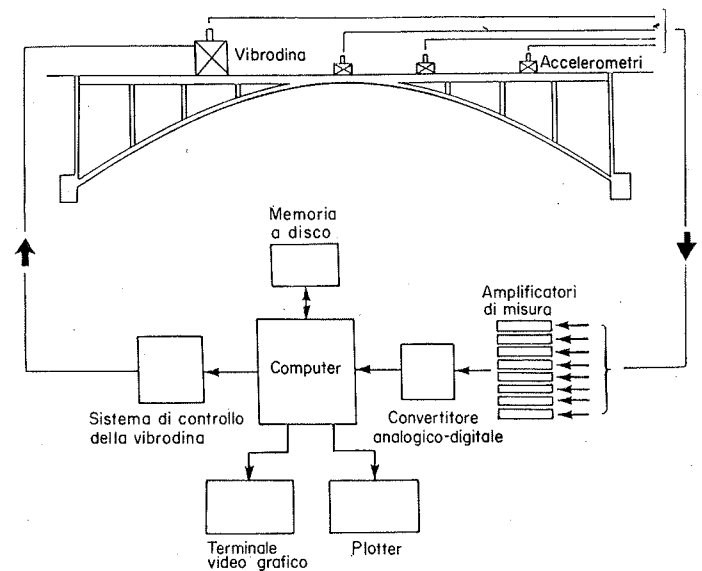
— regolare automaticamente i parametri dell'eccitazione: ampiezza e frequenza della forza applicata alla struttura;

— acquisire i dati relativi alla risposta; gli strumenti (in generale sismometri sensibili alle velocità o accelerometri per la misura delle deformate del ponte, o estensimetri per la misura degli sforzi) vengono collegati ad un convertitore analogico-digitale che campiona ad istanti prefissati i veri segnali;

— costruire e conservare in memoria le varie funzioni di trasferimento, calcolando per ciascuna grandezza misurata e per ciascun valore della frequenza eccitante l'intensità X_r dell'armonica fondamentale e la sua differenza di fase φ_r rispetto alla forza.



6 - Prova di vibrazione forzata sul ponte.



7 - Prova di vibrazione forzata: schema dell'attrezzatura per il controllo delle forze eccitanti e per l'acquisizione dei dati.

Al termine delle prove e con tutte le funzioni $h_{r,s}(\omega)$ ormai disponibili, un programma di elaborazione basato sulle relazioni (2) permette di ricavare i valori dei parametri modali.

FASE D'ESERCIZIO

Un ponte va incontro durante la sua vita ad una serie di cambiamenti che possono verificarsi sia al suo interno, sotto forma di un deterioramento di alcuni componenti o di un degrado dei materiali, sia nelle condizioni esterne d'esercizio, ad esempio a causa di un mutamento di destinazione o di una variazione nella composizione del traffico.

Per garantire un adeguato margine di sicurezza e per provvedere con il minor costo operativo possibile, alla manutenzione, riparazione ed eventualmente ristrutturazione del ponte, viene svolta un'attività di sorveglianza che, come già accennato, si esplica nelle sue forme più tradizionali, in una attività ispettiva o, secondo la tradizione moderna, in una sorveglianza automatica.

Attività ispettiva

L'ispezione è una normale attività, svolta da ciascun Ente sulle opere che ha in gestione; non esiste ovviamente, né a livello internazionale né a livello nazionale, una prassi uniforme, ma si opera spesso sulla base di situazioni contingenti, in funzione della vetustà e della tipologia del ponte.

Sembra comunque possibile individuare tre principali tipi di intervento:

— *ispezioni superficiali*: si tratta di ispezioni condotte a volte con regolarità, a volte semplicemente quando se ne presenta l'opportunità, da personale non necessariamente esperto. Lo scopo principale è quello di segnalare gli stati di deterioramento più macroscopici;

— *ispezioni principali*: rientrano in questa categoria le ispezioni condotte con una cadenza fissa (a seconda degli elementi variabile fra 2 e 5 anni) da personale specializzato. Spesso l'esame visivo viene completato con un esame strumentale;

— *ispezioni speciali*: vengono condotte ogni qual volta i risultati delle ispezioni precedenti ne segnalino la necessità o per circostanze particolari, quali, ad esempio, il passaggio di carichi eccezionali. Tali ispezioni esigono l'intervento di personale altamente specializzato e comportano spesso il ricorso ad analisi sperimentali e verifiche strutturali molto dettagliate.

L'intervento umano, non soltanto nella fase decisionale ma anche ispettiva, rimane fondamentale a ciascun livello; le tecniche di prova e la strumentazione esistente non sono infatti in grado di garantire, da sole, il riconoscimento della gravità del deterioramento in atto e del rischio ad esso connesso anche se, come è ovvio, sono di grandissimo aiuto.

Non è possibile in questa sede esaminare in dettaglio i vari metodi d'indagine oggi in uso; ci si limiterà quindi ad una panoramica generale delle tecniche di ispezione e dei problemi connessi (*):

A) Sovrastrutture (guard-rail, pavimentazioni, ecc.)

L'ispezione è ovviamente di tipo visivo e può essere svolta, senza difficoltà, anche da personale non qualificato.

B) Strutture di fondazione (pile di sostegno, spalle d'ancoraggio, ecc.)

I problemi più gravosi si hanno per effetto di cedimenti o di rotazioni permanenti, provocati da assestamenti del terreno di fondazione.

Il monitoraggio tipico viene effettuato con tecniche basate su livellazioni ottiche convenzionali o con inclinometri. Poiché i cedimenti provocano in strutture iperstatiche una redistribuzione dei carichi e quindi una variazione delle reazioni, può essere interessante monitorare anche tali variazioni.

C) Strutture principali (pile, travi longitudinali, impalcato, ecc.)

Non c'è dubbio che i difetti di maggior importanza nei ponti moderni sono collegati con:

- lo stato di fessurazione del calcestruzzo;
- la corrosione dei ferri d'armatura;
- la corrosione o le rotture dei fili nei cavi di precompressione;
- le criccate o la corrosione in strutture metalliche.

Per ciascuno di questi tipi di deterioramento sono state messe a punto numerose tecniche di riconoscimento; fra queste vanno ricordate le seguenti:

a) calcestruzzo:

stato di fessurazione:

- esame visivo
- metodi sonici
- estensimetria

caratteristiche fisico-meccaniche:

- prove non distruttive:
 - . prove sclerometriche
 - . prove con « Windsor probe »
- prove di laboratorio (su campioni):
 - . resistenza meccanica
 - . densità e porosità
 - . analisi dei cementi e degli inerti
 - . ecc.

b) ferri d'armatura:

corrosione:

- metodi combinati, basati sulla misura del potenziale elettrico fra ferro e calcestruzzo e della resistività del calcestruzzo
- misura della resistenza elettrica di sonde metalliche

c) cavi di precompressione:

rottura:

- variazione di flusso magnetico
- vuoti nelle iniezioni:
- radiografia
 - metodi sonici
 - pressurizzazione delle guaine

d) strutture metalliche:

lesioni:

- variazioni di flusso magnetico
- metodi sonici.

D) Elementi d'appoggio e giunti di dilatazione

L'osservazione di questi componenti non può essere altro che visiva ed è effettuata da personale altamente specializzato in grado di riconoscere il deterioramento dei vari tipi di appoggi o giunti in uso, quali ad esempio:

- lo stato di alterazione dello strato di elastomero;
- lo stato di usura delle superfici a contatto;
- l'efficacia della lubrificazione, ecc.

Nella fase d'ispezione, oltre all'esecuzione di un esame dettagliato delle diverse parti con le tecniche precedentemente elencate, si rende spesso necessario ricorrere a prove di carico per una diagnosi più spinta del comportamento dell'opera e dell'importanza di eventuali difetti riscontrati.

Le prove di carico non si differenziano per tecnica d'esecuzione da quelle che accompagnano l'accettazione e il collaudo dell'opera; tuttavia, accanto alle misure

(*) Per una descrizione dei vari metodi, si rimanda agli articoli comparsi in: « Colloque International sur la Gestion des Ouvrages d'Art » - Paris 1981.

già descritte ne possono essere richieste in questo caso altre, specificatamente collegate con il tipo di difetto riscontrato. Un esempio tipico è, nel caso di ponti in calcestruzzo precompresso, l'applicazione di tecniche estensimetriche nella zona fessurata per ricavarle:

— il comportamento della sezione al crescere del momento esterno agente;

— lo sforzo nel calcestruzzo dovuto alla precompressione.

Sorveglianza continua

La sorveglianza automatica rappresenta una tendenza moderna nel controllo di grandi opere, avente la funzione di individuare e quindi segnalare tempestivamente, variazioni nelle caratteristiche di comportamento strutturale, provocando l'intervento dell'ente preposto alla gestione dell'opera con visite ispettive e controlli specializzati.

Rimane invece ancora al di fuori della portata della tecnologia e, soprattutto, dell'esperienza attuale, la possibilità di ottenere direttamente dall'interpretazione dei dati raccolti una diagnosi preventiva del dissesto in atto.

La sorveglianza si basa sul rilievo continuo dei dati sul comportamento del ponte durante il passaggio del traffico e presenta tre aspetti fondamentali:

— la misura della causa eccitante (caratteristiche del traffico);

— la misura della risposta del ponte;

— l'elaborazione e l'interpretazione dei dati.

A) Misura della causa eccitante

La misura della causa eccitante consiste nella determinazione delle forze (statiche e dinamiche) trasmesse al ponte e comporta quindi l'individuazione delle caratteristiche del traffico transitante (numero dei veicoli, peso e velocità di ciascun veicolo): la misura può essere effettuata con la installazione di una « bilancia dinamometrica » all'ingresso del ponte. Naturalmente tale attrezzatura può essere d'ostacolo al traffico normale e causare un rallentamento di velocità; una soluzione permanente, come è implicito nella sorveglianza continua, non è ancora disponibile e la possibilità di progettare ed usare attrezzature speciali va esaminata caso per caso.

Il problema si presenta più semplice per i ponti ferroviari, essendo possibile trasformare un elemento dell'armamento (ad esempio una traversina) in una « bilancia dinamometrica » e renderlo atto a raccogliere le informazioni desiderate sulle caratteristiche del convoglio.

B) Misura della risposta

La misura della risposta comporta come problema preliminare, l'individuazione delle grandezze rappresentative del comportamento del ponte, che devono essere monitorate con una strumentazione adeguata.

E' opportuno che tale scelta venga eseguita facendo riferimento ad un preciso modello matematico di funzionamento dell'opera, verificato e tarato in base ai risultati sperimentali, ottenuti in fase di collaudo. In linea di principio tali grandezze possono essere:

— i cedimenti delle fondazioni e le reazioni vincolari;

— le frecce elastiche;

— gli sforzi in alcune sezioni critiche.

L'esecuzione delle misure e la raccolta dei dati presentano, in considerazione del tipo di applicazione, che richiede un funzionamento continuativo per lunghi periodi di tempo, problemi particolari, di non facile soluzione nonostante una larga disponibilità di strumentazione molto raffinata.

I requisiti di maggior importanza sono i due seguenti:

— *precisione*: la sorveglianza si basa sulla valutazione delle variazioni nel tempo di alcuni parametri strutturali: è quindi essenziale che i dati di partenza non siano affetti da errori strumentali di tale entità da rendere non attendibile tale valutazione.

Sotto questo aspetto risultano particolarmente critiche le derive termiche degli strumenti, che alterano, spesso in modo intollerabile, le misure di grandezze di tipo « statico » (ad esempio cedimenti, frecce dell'impalcato, sforzi dovuti alla precompressione, ecc.);

— *autonomia*: la strumentazione deve essere in grado di funzionare per lunghi periodi senza l'intervento di operatori; per soddisfare tale esigenza sono necessarie, non soltanto un'elevata affidabilità di tutti i componenti del sistema di misura, ma anche un'adeguata tecnica di registrazione dei dati.

In pratica, per evitare la necessità di una frequente sostituzione del supporto su cui vengono conservati i dati, si deve ricorrere ad una pre-elaborazione iniziale, che dia luogo ad un numero ridotto di parametri significativi. L'unica strumentazione in grado di soddisfare ai requisiti richiesti di stabilità nel tempo, di affidabilità e di capacità di elaborazione si basa sull'impiego di minicalcolatori, accoppiati con sistemi di conversione analogico-digitale dei segnali provenienti dai sensori.

C) Elaborazione dei dati

I dati raccolti possono essere elaborati con due criteri differenti.

Il primo è essenzialmente di tipo statistico e porta a:

— determinare il valore massimo raggiunto da ciascuna delle grandezze in esame, così da poter dare una segnalazione qualora tale valore superi una soglia prefissata;

— costruire ed aggiornare, per ciascuna grandezza misurata, una curva, che rappresenta la frequenza con cui tale grandezza ha raggiunto o superato un determinato valore; queste curve sono fondamentali per un esame dei problemi di resistenza connessi con fenomeni di fatica;

— raccogliere informazioni sul tipo e sulla composizione del traffico; per tale via possono essere individuate variazioni che potrebbero avere un'importanza significativa sulla vita della struttura.

Il secondo metodo opera correlando i dati del traffico (input) con quelli della risposta (output), in modo da ottenere delle relazioni caratteristiche e significative del comportamento strutturale.

L'analisi della componente statica o quasi statica dei vari segnali registrati consente, se rapportata al cari-

co transitante, di determinare la linea d'influenza per le grandezze in esame: ovviamente assumono un significato particolare le linee d'influenza relative alle frecce elastiche, che possono essere messe direttamente in relazione con la matrice di rigidità del ponte.

L'analisi della componente dinamica consente invece la determinazione, mediante le tecniche proprie della teoria dei segnali, di funzioni di trasferimento e in definitiva dei parametri modali (frequenze proprie e smorzanti).

Il confronto fra i valori attuali di questi parametri e quelli precedenti è il criterio su cui si fonda la sorveglianza per riconoscere eventuali stati di deterioramento. Sembra opportuno sottolineare come, allo stato attuale non sia ancora disponibile un'esperienza operativa così ampia da rendere tale approccio alla sorveglianza, un metodo completamente affidabile e di routine. In particolare i seguenti punti necessitano ancora di una sistemazione teorica oltre che di una completa verifica sperimentale:

— l'entità del danno in grado di provocare una variazione misurabile dei parametri strutturali;

— l'ampiezza delle variazioni « naturali » (dovute cioè alle condizioni ambientali) di tali parametri;

— i criteri e la precisione degli algoritmi utilizzati per la rielaborazione dei dati raccolti.

CONCLUSIONI

Le tecniche d'osservazione hanno fatto notevoli progressi negli ultimi tempi sia sotto l'aspetto puramente strumentale sia per ciò che riguarda i criteri generali d'impostazione e le tecniche di prova.

Esistono dunque oggi tutte le premesse per procedere, ad esempio sulle grandi rete autostradali o ferroviarie, all'adozione di metodi d'osservazione delle opere e dei loro componenti, moderni ed integrati, tali cioè da condurre alla formazione di una documentazione completa e continuamente aggiornata sulla vita e sullo stato dell'opera.

Per alcuni aspetti e in particolare per la sorveglianza automatica, è già stato sottolineato come sia necessario accumulare maggior esperienza: soprattutto, però, è necessario che tali tecniche escano finalmente dal piano astratto della ricerca e vengano introdotte nella prassi normale; soltanto così verranno risolti i vari problemi ancora aperti (non ultimo quello del costo) e ne beneficeranno la manutenzione, che avrà a disposizione un mezzo straordinario per la programmazione degli interventi, la progettazione, che dalle informazioni sul comportamento in esercizio potrà trarre spunto per un miglioramento dei criteri di dimensionamento delle tecniche costruttive, e in definitiva, la sicurezza e l'economicità di gestione.

SEMINARIO AICAP-MAC: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Alcuni aspetti della tecnologia del calcestruzzo riguardanti la degradazione e la riparazione dei ponti

PROF. MARIO COLLEPARDI (*)

1. PROPORZIONAMENTO DEL CALCESTRUZZO

1.1. Introduzione

Il proporzionamento del calcestruzzo, o mix-design, consiste nello stabilire le proporzioni dei diversi ingredienti del conglomerato sulla base di un compromesso tecnico-economico che tenga conto, da una parte, delle caratteristiche (resistenza meccanica, permeabilità, durabilità, creep, ritiro, ecc.) degli elementi strutturali, e dall'altra, delle condizioni operative esistenti in cantiere o in prefabbricazione [1].

Dalla resistenza caratteristica richiesta si fissa, in base al grado di controllo presumibilmente esistente, la resistenza media. Quindi, tenendo anche conto delle condizioni ambientali nelle quali si trova l'opera, oltre che della durabilità richiesta per il materiale, si stabilisce il rapporto acqua/cemento, scegliendo il valore più basso tra quelli deducibili in base alla resistenza meccanica o alla durabilità. Se è previsto che la temperatura dell'ambiente nel quale l'opera sarà in esercizio potrà scendere frequentemente al di sotto di 0°C è necessario prevedere l'inglobamento di un certo quantitativo di aria. Se, invece la temperatura durante l'esecuzione del lavoro dovesse risultare troppo bassa si dovrà prevedere l'impiego di un additivo accelerante, soprattutto se una determinata resistenza meccanica dovrà essere raggiunta alle brevi stagionature.

Stabilita la lavorabilità dell'impasto richiesto, sulla base delle condizioni operative in cantiere o in prefabbricazione, si fissa il volume di acqua di impasto tenendo anche conto del tipo di inerte disponibile.

Dal rapporto acqua/cemento, e dal contenuto di acqua di impasto, si calcola prima il contenuto di cemento, e quindi il rapporto inerte/cemento tenendo conto del diametro massimo dell'inerte grosso e della finezza della sabbia.

Non di rado il rapporto acqua/cemento stabilito per raggiungere una certa resistenza meccanica comporta un quantitativo di acqua di impasto che si rivela però insufficiente a raggiungere, con gli inerti disponibili, la lavorabilità richiesta dalle condizioni operative esistenti in prefabbricazione, e soprattutto in cantiere. In tal caso, per soddisfare le esigenze antitetiche del progettista e dell'impresa, si impiega un additivo fluidificante o superfluidificante, tenendo presente che a pari lavorabilità si può ridurre l'acqua di impasto di circa il 5% con il primo e di circa il 25% con il secondo. D'altra parte, l'impiego di un additivo superfluidificante, e quindi il possibile ottenimento di un calce-

struzzo fluido, può portare ad una diversa organizzazione di lavoro nel trasporto e nella messa in opera del calcestruzzo, sia in un cantiere che in un impianto di prefabbricazione.

Per poter definire con esattezza la composizione dei diversi ingredienti, secondo il processo di mix-design sopra illustrato, è necessario ovviamente avere a disposizione grafici o tabelle sperimentali che mostrino come varia una determinata grandezza in funzione della composizione. Per esempio, per stabilire il rapporto acqua/cemento in base alla resistenza meccanica è necessario conoscere come questa aumenta al diminuire del rapporto a/c. Esistono in proposito dei grafici e delle tabelle i cui dati sono mediati dai valori ottenuti con i diversi tipi di cemento e nel seguito sarà dato un esempio sull'uso di questi dati. Tuttavia, i risultati di un mix-design saranno tanto più accurati quanto più i grafici o le tabelle saranno stati sperimentalmente ricavati con il cemento e gli inerti che si prevede di impiegare realmente.

In ogni caso, è sempre consigliabile verificare, con un impasto sperimentale, se le caratteristiche del calcestruzzo progettato sono realmente ottenute o se è necessario apportare qualche correzione nella composizione dell'impasto.

In letteratura [2-8] sono segnalati diversi metodi di mix-design in relazione anche ai diversi tipi di calcestruzzo (ordinario, leggero, ad alta resistenza, con aria inglobata, ecc.). Nel seguito è presentato, con le necessarie modifiche ed adattamenti, il metodo suggerito dall'American Concrete Institute (ACI) per il calcestruzzo ordinario [2] che è forse quello più largamente adottato e raccomandato dalle diverse organizzazioni pubbliche o private operanti nel settore del calcestruzzo.

1.2. La lavorabilità

Occorre stabilire la lavorabilità dell'impasto in base al tipo di costruzione ed al metodo di compattazione disponibile.

Per strutture molto armate, e laddove non si possa garantire un'accurata vibrazione del calcestruzzo in ogni zona della struttura, è consigliabile aumentare la lavorabilità fino ad arrivare ad un calcestruzzo con uno slump di 20-24 cm. In ogni caso il criterio da adottare per la scelta della lavorabilità è quello di aumentare lo slump quanto più difficile si presenta il lavoro (sezioni sottili, alta percentuale di ferri di armatura) e quanto meno qualificata è la manodopera. Val la pena di precisare che, a causa della perdita di lavorabilità durante il trasporto, lo slump deve intendersi misurato al momento della messa in opera e non subito dopo il mescolamento dell'impasto.

(*) Professore di Tecnologia dei Materiali e Chimica Applicata, Dipartimento di Scienza dei Materiali, Facoltà di Ingegneria, Ancona.

La precisazione della lavorabilità dell'impasto, indipendentemente dall'adozione del procedimento del mix-design, è di fondamentale importanza per la caratterizzazione del calcestruzzo. La mancanza di precisazione della lavorabilità da parte del progettista, può portare a notevoli inconvenienti e ad imbarazzanti contestazioni. Si pensi, per esempio, di aver ordinato un calcestruzzo con una R_{bk} di 300 kg/cm² senza aver precisato la lavorabilità. Se il calcestruzzo al momento della consegna si presenta meno lavorabile di quanto — a giudizio dell'impresa — avrebbe dovuto essere per la difficoltà del getto, si sarà costretti ad aggiunte d'acqua, con conseguenti penalizzazioni nella resistenza caratteristica del calcestruzzo. E' obbiettivamente difficile in queste condizioni contestare al confezionatore la minor resistenza meccanica causata da una aggiunta di acqua effettuata in cantiere per ottenere la lavorabilità precisata.

E' bene sapere che una maggiore lavorabilità — a parità di resistenza meccanica — se significa sempre un maggior costo del calcestruzzo in betoniera, significa anche un minor costo del calcestruzzo messo in opera per la proporzionale riduzione dei tempi di getto e di costipazione.

1.3. Il diametro massimo dell'inerte

Occorre fissare per l'inerte grosso il diametro massimo più alto possibile, nei limiti dei dati riportati in Tabella 1 e della disponibilità degli aggregati.

TABELLA 1

DIAMETRO MASSIMO DEI VARI TIPI DI COSTRUZIONE [1]

Sezione minima della struttura (cm)	Diametro massimo dell'inerte (mm)			
	Muri, travi e pilastri armati	Muri non armati	Solette	
			molto armate	poco armate o non armate
5,5-12,5	12,5-19	19	19-25	19-37
15-27,5	19-37,5	37,5	37,5	37,5-75
30-72,5	25-75	75	37,5-75	75
> 75	37,5-75	150	37,5-75	75-150

1.4. L'acqua di impasto

Occorre stabilire, in base alla lavorabilità ed al diametro massimo prescelti, il contenuto di acqua di impasto. La Tabella 2 suggerisce il volume di acqua di impasto approssimativamente necessario per calcestruzzi normali e per quelli contenenti aria inglobata. Il valore letto in Tabella 2 dovrà essere corretto per l'umidità presente negli inerti e pertanto occorre conoscere l'umidità e l'assorbimento d'acqua degli inerti saturi a superficie asciutta. I valori dell'acqua di impasto riportati in Tabella 2 possono essere assunti come valori medi che debbono essere aumentati o diminuiti di 10 litri a seconda che si tratti di inerti spigolosi o tondeggianti.

TABELLA 2

CONTENUTI DI ACQUA APPROSSIMATIVAMENTE RICHIESTI PER OTTENERE UNA CERTA LAVORABILITA', TENENDO PRESENTE IL DIAMETRO MASSIMO DELL'INERTE

Lavorabilità				Acqua di impasto in l/m ³ in dipendenza del diametro massimo							
Descrizione del calcestruzzo	Slump (cm)	VeBe (sec)	Fattore di compatt.	10 mm	15 mm	20 mm	30 mm	40 mm	50 mm	75 mm	150 mm
				Calcestruzzi senza additivo aerante							
Asciuttissimo	—	32-18	—	170	160	150	140	130	125	115	100
Molto rigido	—	18-10	0,70	180	170	160	150	140	135	125	110
Rigido	0-2,5	10-5	0,75	190	180	170	160	150	140	135	120
Semiplastico	2,5-5	5-3	0,85	200	195	190	180	165	155	145	130
Plastico	7,5-10	3-0	0,91	220	215	210	200	180	175	160	140
Fluidico	15-17,5	—	0,95	240	230	220	210	200	185	175	155
Superfluidico	20-24	—	0,97	255	245	230	220	210	195	185	165
Aria intrappolata (% in volume)				3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2
Calcestruzzi con additivo aerante											
Asciuttissimo	—	32-18	—	160	150	140	130	120	115	110	95
Molto rigido	—	18-10	0,70	170	160	150	140	130	125	115	100
Rigido	0-2,5	10-5	0,74	180	170	160	150	140	130	125	110
Semiplastico	2,5-5	5-3	0,85	190	185	180	160	150	140	135	120
Plastico	7,5-10	3-0	0,91	210	200	200	180	160	160	150	130
Fluidico	15-17,5	—	0,95	225	215	210	190	180	170	160	140
Superfluidico	20-24	—	0,97	240	230	220	205	190	180	170	150
Aria inglobata (% in volume)				8	7	6	5	4,5	4	3,5	3

I valori di acqua di impasto riportati in Tabella 3 debbono essere diminuiti mediamente del 5% se si impiega un additivo fluidificante, e del 25% se si impiega un additivo superfluidificante. Le reali diminuzioni di-

TABELLA 3

STIMA APPROSSIMATIVA DELLO SCARTO QUADRATICO MEDIO [δ] IN DIVERSE CONDIZIONI DI LAVORO

Grado di controllo	Descrizione	δ (kg/cm ²)
Eccellente	In laboratorio.	20-30
Buono	Proporzionamento per pesata. Inerte in curva granulometrica controllata mediante impiego di più inerti ben frazionati. Controllo dell'umidità degli inerti. Impiego di additivi. Costante supervisione.	30-40
Discreto	Proporzionamento per pesata. Impiego di soli due inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali. Impiego di additivi.	40-60
Mediocre	Proporzionamento a volume. Due soli inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali.	60-80
Scadente	Proporzionamento a volume. Un solo inerte. Nessun controllo.	70-100

pendono ovviamente dal particolare tipo di additivo e dal suo dosaggio, e queste possono essere facilmente determinate confezionando impasti con e senza additivo di pari lavorabilità e misurando l'acqua di impasto.

1.5. Il rapporto acqua/cemento

A) Occorre, in base alla resistenza meccanica, fissare il rapporto a/c. Il dosaggio di cemento potrà poi essere calcolato dal contenuto di acqua e dal rapporto acqua/cemento. In generale, il criterio per fissare il rapporto a/c è basato sulla resistenza meccanica. La fig. 1 fornisce i valori indicativi del rapporto acqua/cemento per raggiungere alle diverse stagionature determinate resistenze meccaniche a compressione. I valori di resistenza meccanica riportati in fig. 1 sono i valori medi ottenuti utilizzando un numero considerevole di cementi e di inerti disponibili nel nostro Paese.

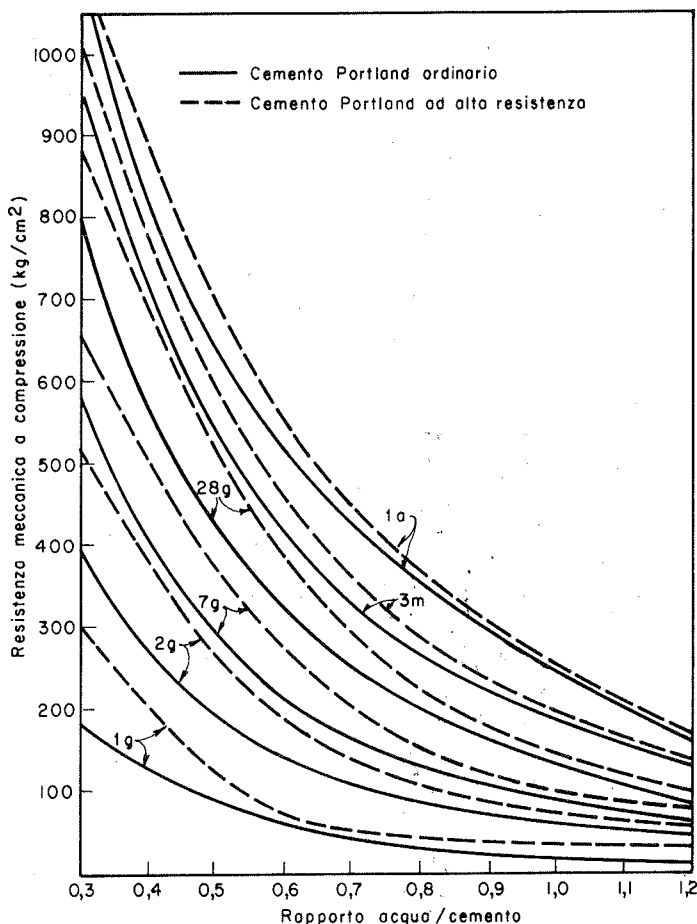
La fig. 1 si riferisce alla resistenza meccanica R_{bm} ; il mix-design deve, invece, tener conto della resistenza meccanica caratteristica R_{bk} . Questa è definita con la equazione:

$$R_{bk} = R_{bm} - K \delta$$

dove δ è lo scarto quadratico medio, K è il fattore di probabilità. Secondo la normativa europea la resistenza meccanica caratteristica viene ad essere quel valore che è superato dal 95% dei provini. Essa sarà ovviamente tanto più vicina alla resistenza media quanto più piccoli sono i valori di K e di δ .

Per costruzioni con meno di 1500 m³ di calcestruzzo il valore del prodotto $K \delta$ è assunto uguale a 35 kg/cm² [9].

Per costruzioni con meno di 1500 m³ di calcestruzzo il valore di K può essere assunto uguale a 1,4 [9]. In questo caso il valore di δ può essere approssimativamente previsto al livello qualitativo del mescolamento e del controllo che sarà effettuato sul cantiere o sull'impianto di prefabbricazione. La Tabella 3 fornisce alcuni



1 - Influenza del rapporto a/c sulla resistenza meccanica media.

valori indicativi di δ in relazione alla qualità del lavoro eseguito per calcestruzzi con una resistenza meccanica a compressione media di 350 kg/cm².

Il controllo per la misura sperimentale di δ è riferito ad una miscela omogenea e va eseguito con una frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Sia per le costruzioni con più di 1500 m³ che per quelle con meno di 1500 m³ rimane l'obbligo che il valore della resistenza a compressione di qualsiasi prelievo sia superiore alla resistenza caratteristica diminuita di 35 kg/cm².

Nel fissare il rapporto a/c, oltre alla resistenza caratteristica, che riguarda la struttura in esercizio, occorre tenere conto della resistenza meccanica che, per ragioni esecutive, deve essere raggiunta al momento della scasseratura o del taglio dei trefoli. Anche questo valore di a/c può essere calcolato mediante la fig. 1. Il valore di a/c prescelto sarà ovviamente il minore tra quello derivante dalla resistenza caratteristica e quello derivante da ragioni esecutive.

B) Nel fissare il rapporto a/c, oltre alla resistenza meccanica, occorre tener conto della durabilità del calcestruzzo in relazione alle condizioni aggressive dell'ambiente. La Tabella 4 suggerisce i valori del rapporto a/c approssimativamente sufficienti a garantire bassa permeabilità della pasta cementizia e quindi una buona durabilità del calcestruzzo. Le aggressioni prese

MASSIMO RAPPORTO ACQUA/CEMENTO CONSENTITO DAL GRADO DI AGGRESSIONE DELL'AMBIENTE E DAL TIPO DI STRUTTURA

Tipo di struttura	Condizioni ambientali (1)					
	Ampie escursioni termiche o frequenti cicli di gelo e disgelo (solo calcestruzzo con additivi aeranti)			Piccole escursioni termiche. Raramente sotto 0°C, scarse le piogge e i periodi di clima arido		
	All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua		All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua	
		acqua potabile	acqua del mare o ambienti solfatici (2)		acqua potabile	acqua del mare o ambienti solfatici (2)
1. Sezioni sottili, parapetti, avanzati, strutture ornamentali ed architettoniche, tubazioni, e tutte le strutture armate con un copriferro inferiore a 25 mm	0,50	0,45	0,40 (3)	0,55	0,50	0,40 (3)
2. Sezioni di spessore intermedio, travi, pilastri, banchine, muri di riporto	0,55	0,50	0,45 (3)	(4)	0,55	0,45 (3)
3. Strutture di notevole spessore	0,60	0,50	0,45 (3)	(4)	0,55	0,45 (3)
4. Getti sott'acqua	—	0,45	0,45	—	0,45	0,45
5. Lastre poggiate su terreno	0,55	—	—	(4)	—	—
6. Strutture protette, interrato o per interni	(4)	—	—	(4)	—	—
7. Strutture che saranno protette ma che possono rimanere esposte ai cicli di gelo e disgelo per alcuni anni prima di essere protette	0,55	—	—	(4)	—	—

(1) Si dovrebbero usare calcestruzzi contenenti additivi aeranti in tutte le condizioni ambientali sotto 0°C.

(2) Acque o terreni con un tenore di solfati superiore allo 0,2%.

(3) Con cementi resistenti ai solfati si può aumentare il rapporto a/c di 0,05.

(4) Il rapporto a/c dovrebbe essere scelto in base alla resistenza meccanica.

in considerazione nella Tabella 4 sono dovute al solfato ed ai cicli di gelo-disgelo.

Nella Tabella 4 i pericoli dell'aggressione, e quindi i relativi rapporti a/c suggeriti, sono stati valutati tenendo conto del tipo di struttura, e di possibili alternative all'impiego del cemento Portland normale.

C) Nella scelta definitiva dal rapporto a/c si dovrà prendere in esame il valore più piccolo tra quelli deducibili dalla resistenza meccanica o dalla durabilità.

Si può pensare di fissare il rapporto a/c anche in base ad altre proprietà del calcestruzzo, quali per esempio la permeabilità, il ritiro, il fluage, la resistenza meccanica a flessione, ecc.

1.6. L'inerte grosso

Occorre calcolare la quantità di aggregato grosso per volume unitario di calcestruzzo. La Tabella 5 mostra i valori di b/b₀ dell'inerte grosso in relazione al suo diametro massimo ed al modulo di finezza della sabbia.

Il valore di b/b₀ indica il rapporto tra il volume solido di inerte grosso riferito al volume unitario di calcestruzzo (b) ed il volume solido di inerte grosso riferito al volume unitario in mucchio di inerte compattato (b₀). Il valore di b₀ è calcolabile dal peso specifico in mucchio (p'_m) e dal peso specifico apparente (p'_a) dello stesso inerte saturo e a superficie asciutta.

$$b_0 = \frac{p'_m}{p'_a}$$

TABELLA 5

VALORI SUGGERITI DI b/b₀ PER L'INERTE GROSSO

Diametro massimo (mm)	Valori di b/b ₀ per i seguenti moduli di finezza della sabbia				
	2,40	2,60	2,80	2,90	3,00
9,5	0,45	0,44	0,42	0,41	0,40
12,5	0,55	0,53	0,51	0,50	0,49
19	0,65	0,63	0,61	0,60	0,59
25	0,70	0,68	0,66	0,65	0,64
37,5	0,76	0,74	0,72	0,71	0,70
50	0,79	0,77	0,75	0,74	0,73
75	0,84	0,82	0,80	0,79	0,78
150	0,90	0,88	0,86	0,85	0,84

I valori di b/b₀ sono stati dedotti sperimentalmente per produrre calcestruzzi mediamente lavorabili. Per calcestruzzi meno lavorabili i valori di b/b₀ possono essere aumentati del 10%.

Pertanto misurando sperimentalmente p'_m e p'_a e calcolando b₀, si può determinare, mediante la Tabella 5, il volume solido (b) occupato dall'inerte grosso in 1 m³ di calcestruzzo. Si può osservare che il rapporto b/b₀, aumenta con il diametro massimo dell'inerte e con la finezza della sabbia. Ciò significa che per un certo valore di b₀ il volume di inerte grosso aumenta all'aumentare del suo diametro massimo e della finezza della sabbia.

Per determinare b occorre conoscere anche il modulo di finezza della sabbia e quindi la sua distribuzione granulometrica.

1.7. La sabbia

A) Calcolare il volume e quindi, attraverso il peso specifico (2,6-2,7 kg/l), la quantità di sabbia. Il calcolo del volume di sabbia avviene per differenza tra il volume di 1 m³ di calcestruzzo e quello di acqua, di cemento, di inerte grosso e di aria (Tabella 2) presenti in 1 m³ di conglomerato. Tutti questi dati sono già espressi in volume, ad eccezione del cemento, e pertanto dal peso specifico di quest'ultimo (circa 3,15 kg/l) si risale al volume di cemento per m³ di calcestruzzo.

B) D'altra parte, noti i volumi d'aria, di acqua e di cemento, si può calcolare per differenza il volume di inerte, inclusa la sabbia, necessario a completare 1 m³ di calcestruzzo. Si può quindi procedere a stabilire il rapporto inerte grosso/sabbia, o più in generale la composizione degli inerti, con un metodo grafico o numerico, dopo aver scelto una delle curve granulometriche ottimali (Fuller, Bolomey, ecc.).

2. DURABILITA' DEL CALCESTRUZZO

2.1. Degradazione delle strutture in calcestruzzo

La degradazione delle strutture in calcestruzzo è un problema di enorme importanza dal punto di vista sociale ed economico. Infatti, oltre agli aspetti drammatici connessi con la sicurezza della vita umana nei casi eccezionali in cui la degradazione è così avanzata da provocare il collasso delle strutture, esiste, anche nei casi di minor gravità, il problema del danno economico derivante dall'interruzione del servizio e dalla riparazione dell'opera [10].

Negli Stati Uniti d'America la Federal Highway Administration ha riscontrato che esistono oltre 100.000 ponti «strutturalmente carenti o funzionalmente obsoleti» per la riparazione dei quali l'American Association of State Highways & Transportation Officials ha stimato un costo di circa 25 miliardi di dollari [11].

La velocità di degradazione delle strutture ha raggiunto attualmente un ritmo impressionante. Dal 1977, dopo il crollo disastroso di alcune dighe, il Corps of Engineers negli Stati Uniti è stato incaricato di ispezionare 9.000 dighe sospettate di essere potenzialmente pericolose. Attualmente, sulle prime 3.948 dighe ispezionate, 988 sono state trovate insicure e per 58 di queste è stata dichiarata l'emergenza richiedendosi una riparazione immediata [12]. Nel caso dei ponti la velocità di degradazione è particolarmente elevata, sia perché esistono delle condizioni aggressive mediamente più severe che in altre opere civili, sia perché, a parità di degradazione del materiale, la funzionalità e la sicurezza dei ponti può essere compromessa più rapidamente e più seriamente che in altre strutture. Anche tenendo conto di queste condizioni, può essere sorprendente sapere che negli Stati Uniti la velocità di degradazione dei ponti è del 50% superiore a quella di costruzione [11]. Ciò significa, in altre parole, che mentre si stanno costruendo due nuovi ponti, tre di quelli vecchi si stanno degradando.

In mancanza di dati statistici estesi a tutto il mondo è difficile stabilire se la velocità di degradazione

delle strutture in calcestruzzo è oggi superiore che in passato. E' certo, tuttavia, che esistono almeno due condizioni in favore di questa ipotesi. La prima riguarda una maggiore concentrazione di agenti aggressivi di origine industriale che, sommandosi a quelli naturali (si pensi per esempio all'acqua del mare), determinano una più sfavorevole situazione nei confronti di tutti i materiali da costruzione, calcestruzzo compreso.

La seconda condizione concerne il peggioramento nella qualità del lavoro umano in relazione anche alle tecniche costruttive divenute nel frattempo più sofisticate. Secondo la Weiskopf & Pickworth, una delle più grosse società americane nel campo dell'ingegneria civile, gli architetti ed i progettisti dovrebbero ormai rendersi conto che la qualità della manodopera sui cantieri non è più buona come una volta e dovrebbero conseguentemente regolarsi per semplificare il lavoro. Venti anni fa sarebbe stato sufficiente inviare un solo ispettore sui cantieri una volta alla settimana; oggi occorrerebbero due o tre uomini per controllare ogni giorno il cantiere, ma difficilmente il committente accetterebbe il maggior aggravio di costi che ne deriva [12].

2.2. Durabilità del materiale e della struttura

La durabilità del calcestruzzo è la capacità del materiale di durare nel tempo resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente. In linea di massima, per un calcestruzzo di buona qualità ed in assenza di aggressioni, le proprietà del materiale dovrebbero migliorare, sia pure lentamente, a tempi più lunghi, a causa del continuo processo di reazione tra l'acqua ed il cemento.

La durabilità di una struttura in calcestruzzo, o in calcestruzzo armato, o in calcestruzzo precompresso, è la capacità di durare nel tempo garantendo il servizio per il quale la struttura stessa è stata progettata. La durabilità del materiale calcestruzzo è condizione necessaria ma non sufficiente per garantire la durabilità della struttura. Esistono, infatti, cause di degradazione della struttura non imputabili ad una inadeguata durabilità del materiale. La Tabella 6 riassume l'incidenza delle diverse cause (dovute al materiale, alla sua messa in opera, agli errori nella progettazione, ai sovraccarichi, ecc.) sulla degradazione delle strutture in calcestruzzo. I dati della Tabella 6, ricavati da Olazabel e Traversa [13] attraverso un'indagine effettuata su 139 strutture degradate, mettono in evidenza l'enorme importanza della qualità del calcestruzzo sulla durabilità delle strutture. Il 42% delle degradazioni rilevate sono infatti da attribuire ad un calcestruzzo non adeguatamente confezionato. Il 22% delle strutture si sono degradate per deficienze nella messa in opera del materiale.

Sommando le due cause, si può dire che circa i due terzi delle strutture degradate debbono essere ascritti ad una non corretta scelta — per la sua confezione e la sua messa in opera — del calcestruzzo impiegato.

2.3. Cause di degradazione

Le cause di degradazione del calcestruzzo possono essere divise in due categorie: quelle intrinseche del materiale, dovute cioè alla sua qualità, e quelle esterne dovute alle condizioni ambientali. E' ovvio che, perché si verifichi degradazione del calcestruzzo, è indispensabile che siano presenti entrambe le cause. In altre

CAUSE DI DEGRADAZIONE IN STRUTTURE DI CALCESTRUZZO [13]

Cause	Descrizione	Numero delle strutture	Totale	Percentuale su 139 strutture
Tecnologiche (composizione del calcestruzzo)	a) Calcestruzzo di qualità scadente.	31	58	42
	b) Attacco chimico del calcestruzzo.	12		
	c) Corrosione dei ferri dovuta a inadeguata protezione con calcestruzzo di qualità scadente.	9		
	d) Materiali (cemento, inerte, ecc.) non idonei.	6		
Costruttive (messa in opera del calcestruzzo)	a) Scarso controllo della messa in opera.	19	31	22
	b) Assenza del controllo della messa in opera o ignoranza delle tecniche esecutive.	12		
Strutturali	a) Calcolo strutturale inadeguato.	11	16	12
	b) Calcolo insufficiente per un'adeguata prestazione strutturale.	5		
Sovraccarichi	Strutture progettate per altri usi e sovraccaricate.	11	11	8
Fondazioni	Fondazioni inadeguate.	10	10	7
Accidentali	Incendio.	6	6	4
Collasso	a) Risultante da almeno due delle suddette cause.	5	7	
	b) Rottura delle strutture di collegamento.	2		

parole, anche un calcestruzzo di qualità scadente non si degrada se non esistono le condizioni aggressive dell'ambiente e, d'altra parte, un ambiente aggressivo non provoca la degradazione di un calcestruzzo adeguatamente durevole.

Mentre non si possono modificare — salvo casi eccezionali — le condizioni dell'ambiente, è sempre possibile confezionare un calcestruzzo di durabilità sufficientemente elevata da poter resistere alle aggressioni ambientali. Il problema di costruire con un calcestruzzo durevole si può risolvere, quindi, valutando, sia pure approssimativamente, le condizioni aggressive dell'ambiente e scegliendo un « livello » di adeguata durabilità per il calcestruzzo. La soluzione del problema consiste quindi in una diagnosi delle condizioni ambientali ed in una prevenzione consistente nel confezionare, gettare e stagionare adeguatamente il calcestruzzo. Se la diagnosi o la prevenzione sono errate, diviene inevitabile il ricorso ad un più costoso rimedio terapeutico, consistente nel risanamento della struttura o nell'applicazione di un rivestimento per proteggere il sottostante calcestruzzo inadeguatamente durevole.

Naturalmente la scelta di un adeguato « livello » di durabilità deve essere commisurata con il tipo di struttura. Infatti, a parità di condizioni aggressive nell'ambiente e di durevolezza nel materiale, la funzionalità della struttura può essere più o meno compromessa a seconda della sua dimensione, dello spessore di copriferro e dell'uso al quale la struttura è destinata. Così per esempio, un calcestruzzo degradato solo in superficie può presentare conseguenze negative sulla funzionalità di una lastra per pavimentazione, e nulle o

trascurabili in un pannello verticale di identiche dimensioni. D'altra parte, l'asportazione di 2-3 cm di calcestruzzo ha conseguenze trascurabili in una struttura massiccia con qualche metro di sezione e può procurare disastri in una struttura sottile con un copriferro di 2-3 cm.

TABELLA 7

CAUSE DI DEGRADAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Cause intrinseche del materiale	Cause esterne dovute all'ambiente
— Composizione del calcestruzzo (rapporto a/c e rapporto inerte/cemento; qualità delle materie prime: cemento, inerti, acqua e additivi).	— Cause chimiche: — solfati, — solfuri, — anidride carbonica aggressiva, — acidi inorganici (per pH inferiori a 5 si preveda un rivestimento protettivo del cls.), — acidi organici, — sostanze organiche, — cloruri (sui ferri di armatura), — altri (sali di ammonio, magnesio ecc.).
— Lavorabilità del calcestruzzo al momento del getto.	— Cause fisiche: — gelo-disgelo, — essiccazione (ritiro), — alte temperature.
— Stagionatura del calcestruzzo dopo la sformatura.	— Cause meccaniche: — abrasione, — erosione, — cavitazione.

Ciascuna delle due cause sopra menzionate, dovute al materiale o all'ambiente, può essere a sua volta suddivisa in altre cause, come è schematicamente mostrato in Tabella 7. Nei paragrafi che seguono saranno sinteticamente discusse le cause di degradazione dovute al materiale.

2.4. Cause di degradazione intrinseche del materiale

La durabilità del calcestruzzo dipende in gran parte dalla permeabilità del materiale. Se esso è impermeabile all'acqua, gli agenti aggressivi disciolti nell'acqua non possono penetrare nel materiale e quindi di fatto il calcestruzzo è durevole. Gli agenti aggressivi « secchi », solidi o gassosi, non penetrano nel calcestruzzo e quindi non ne compromettono la durabilità. La permeabilità, e quindi la durevolezza del calcestruzzo dipendono dalla presenza di cavità nel conglomerato. Quando queste cavità sono, per il gran numero e la notevole dimensione, collegate le une alle altre si può stabilire una porosità « continua » all'interno del materiale che rende permeabile e quindi degradabile il calcestruzzo in un ambiente aggressivo. Il problema di rendere un calcestruzzo impermeabile, e quindi durevole, consiste quindi nel realizzare una porosità « discontinua » che non consenta agli agenti aggressivi di permeare il materiale.

Nel calcestruzzo esistono sostanzialmente due tipi di cavità che contribuiscono alla permeabilità del materiale: i cosiddetti « pori capillari » (diametro variabile tra 0,01 e 10 μm) situati nella pasta di cemento che avvolge gli inerti, e le macrocavità di dimensione maggiore (0,1-10 mm), dovute ad una imperfetta compattazione del calcestruzzo fresco, situate tra la pasta di cemento e gli inerti.

2.5. Il rapporto acqua/cemento e la durabilità del calcestruzzo

Si supponga, per il momento, che il calcestruzzo fresco sia stato ben costipato, cosicché le uniche cavità presenti siano costituite dai « pori capillari » presenti nella pasta di cemento. Si è potuto dimostrare [14] che il volume di questi pori dipende sostanzialmente dal rapporto acqua/cemento (a/c) dell'impasto e dalla frazione (α) di cemento che ha reagito con l'acqua. Minore è il rapporto acqua/cemento, minore è la distanza tra i granuli di cemento e più densa, cioè meno

porosa, è la microstruttura derivante dall'intreccio di cristalli fibrosi prodotti per idratazione del cemento. D'altra parte, maggiore è la frazione di cemento idratato, maggiore è il numero e la lunghezza dei cristalli fibrosi e quindi minore è la porosità capillare. L'equazione (1) mostra come varia il volume (V_p) dei pori capillari (espresso in litri per 100 kg di cemento) in funzione del rapporto a/c e di α , detto anche grado di idratazione.

$$V_p = 100 \frac{a}{c} - \alpha 36,15 \quad (1)$$

Minore è il volume dei pori capillari, maggiore è la probabilità che essi siano « isolati » e quindi tali da garantire l'impermeabilità e la durabilità del calcestruzzo. La Tabella 8 riporta i rapporti acqua/cemento ed i tempi di stagionatura necessari a raggiungere queste condizioni [15]. Come si può dedurre dall'equazione (1) per ridurre la porosità capillare si può ridurre il rapporto a/c dell'impasto e far aumentare il grado di idratazione del cemento (α), cioè prolungare la stagionatura del calcestruzzo. Maggiore è il rapporto a/c, più lungo deve essere il tempo di stagionatura perché si stabilisca un valore di α che garantisca l'isolamento dei pori capillari e quindi l'impermeabilità. Così, per esempio, se il rapporto a/c è di 0,60 occorrono 6 mesi di stagionatura, cioè di conservazione del calcestruzzo in ambiente umido, per raggiungere l'impermeabilità.

Val la pena di precisare che l'influenza del rapporto a/c e del grado di idratazione sulla porosità capillare

TABELLA 8

TEMPO RICHiesto PER L'ISOLAMENTO DEI PORI CAPILLARI E QUINDI PER OTTENERE L'IMPERMEABILITÀ DEL CALCESTRUZZO [15]

Rapporto a/c	Tempo
0,40	3 giorni
0,45	7 giorni
0,50	2 settimane
0,60	6 mesi
0,70	1 anno
0,70	impossibile

TABELLA 9

COMPOSIZIONE DI CALCESTRUZZI CON LO STESSO RAPPORTO A/C E CON DIVERSI DOSAGGI DI CEMENTO AVENTI TUTTI LA STESSA IMPERMEABILITÀ E DURABILITÀ

Diametro massimo dell'inerte (mm)	25	37	50	75
Acqua di impasto (l/m^3)	170	160	150	140
Dosaggio di cemento Portland 325 (kg/m^3)	400	380	360	330
Peso di inerte secco (kg/m^3)	1825	1865	1925	1980
Aria (l/m^3)	15	10	5	3
Additivo reoplastico Rheobuild (l/m^3)	6	5,70	5,40	5
Lavorabilità: slump (cm)	22	22	22	22
Rapporto acqua/cemento	0,42	0,42	0,42	0,42
Rapporto inerte/cemento	4,60	4,90	5,30	6,00
Resistenza meccanica a 28 gg. (kg/cm^2)	475	470	480	465
Coefficiente di permeabilità a 28 gg. (cm/sec)	$1 \cdot 10^{-12}$	$1 \cdot 10^{-12}$	$1 \cdot 10^{-12}$	$1 \cdot 10^{-12}$
Durabilità: espansione in ambiente solfatico (%) a 1 anno	0,01	0,01	0,01	0,01
Ritiro ($\mu\text{m}/\text{m}$) a 6 mesi	500	440	380	320
Calore di idratazione (Kcal/m^3 di cls.) sviluppato a 1 settimana	$32 \cdot 10^3$	$30 \cdot 10^3$	$28 \cdot 10^3$	$26 \cdot 10^3$

secondo l'equazione (1) vale per qualsiasi dosaggio di cemento.

La Tabella 9 riporta la composizione di alcuni calcestruzzi che pur con diversi dosaggi di cemento presentano esattamente le stesse caratteristiche di resistenza meccanica, di impermeabilità e di durabilità, ma con ritiri e valori di idratazione crescenti all'aumentare del contenuto di cemento.

3. ESEMPI DI APPLICAZIONE DELLE MALTE A RITIRO COMPENSATO PER IL RIPRISTINO DI PONTI DEGRADATI

3.1. Introduzione

Il ritiro dell'impasto fresco di cemento con cui si intende ripristinare strutturalmente il calcestruzzo di una costruzione degradata è una delle cause più frequenti di insuccesso, che consiste di solito nel distacco tra i due materiali o nella fessurazione del materiale ripristinante.

Per ovviare agli inconvenienti causati dal ritiro si può provocare nel conglomerato impiegato per il ripristino una espansione che, se opportunamente contrastata, provoca uno stato di compressione nel conglomerato stesso capace di annullare o di ridurre gli effetti del successivo ritiro.

Nel seguito sono discusse alcune tipiche proprietà delle malte a ritiro compensato impiegate per il ripristino delle costruzioni ammalorate.

Le malte a ritiro compensato (chiamate anche malte espansive o anti-ritiro) sono dei prodotti premiscelati pronti all'uso — contenenti cementi, inerti, agente espansivo ed additivi vari — che richiedono solamente l'aggiunta dell'acqua al momento del loro impiego. In caso di forti spessori del getto di ripristino sono solitamente impiegati inerti più grossi per la confezione di calcestruzzi a ritiro compensato.

3.2. Modalità dell'impasto

L'impasto è stato ottenuto mescolando il prodotto pronto all'uso con acqua (rapporto acqua/solido = 0,16) per 5 minuti in una comune betoniera a 20°C.

3.3. Caratteristiche della malta fresca

L'impasto fresco si presenta estremamente fluido (spandimento 140% con 5 colpi alla tavola a scosse secondo il test ASTM C ÷ 230) e privo di acqua di bleeding (UNI 7122 - 72).

La fluidità consente una facile messa in opera del materiale anche con tecniche particolari (a spruzzo, per iniezione ecc.), mentre l'assenza del bleeding impedisce che l'acqua essudata si raccolga tra l'impasto fresco ed il calcestruzzo da ripristinare.

3.4. Caratteristiche della malta indurita

a) Adesione al calcestruzzo vecchio: circa 35 kg/cm² a 28 giorni.

b) Resistenza meccanica a compressione: circa 300 kg/cm² a 1 giorno e circa 900 kg/cm² a 28 giorni.

c) Resistenza meccanica a flessione: circa 60 kg/cm² a 1 giorno e oltre 120 kg/cm² a 28 giorni.

d) Pull-out: a 3 giorni 45 kg/cm² per barra di acciaio liscia e 200 kg/cm² per barra di acciaio ad aderenza migliorata; i corrispondenti valori a 28 giorni diventano: 80 kg/cm² e oltre 300 kg/cm².

e) Espansione contrastata con barra di acciaio se-

condo la norma UNI 8147: 0,1% (tra il tempo finale di presa e 24 ore).

f) Permeabilità: minore di $1 \cdot 10^{-12}$ cm/sec a 3 giorni.

g) Resistenza ai cicli di gelo-disgelo: dopo 300 cicli termici tra -20°C e +5°C il modulo elastico è diminuito meno del 5% (ASTM C-233-73).

h) Comportamento a caldo: dopo una stagionatura a temperatura ambiente di 1 giorno, il materiale è stato conservato per altri 6 giorni a 400°C. Le resistenze meccaniche a compressione od a flessione, rispetto ai materiali conservati a temperatura ambiente, risultano diminuire di circa il 15% dopo 6 giorni, ed appaiono addirittura più elevate durante i primi due giorni di trattamento a 400°C.

i) Comportamento alla fatica: dopo una stagionatura di 28 giorni il materiale è stato sottoposto a carichi variabili tra 200 kg/cm² e 500 kg/cm² di compressione con una frequenza di 500 cicli/min. Dopo oltre due milioni di cicli la prova è stata interrotta ed il materiale non presentava alcuna diminuzione della resistenza meccanica.

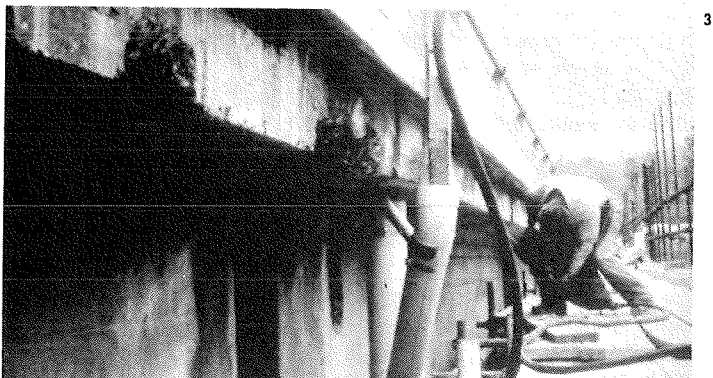
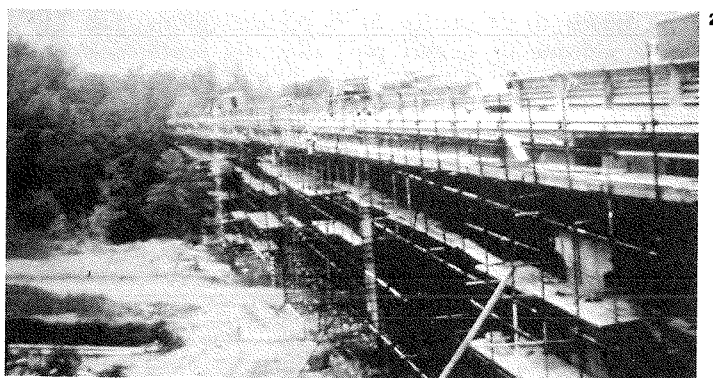
l) Modulo elastico dinamico: 350.000 kg/cm² a 7 giorni e 400.000 kg/cm² a 28 giorni.

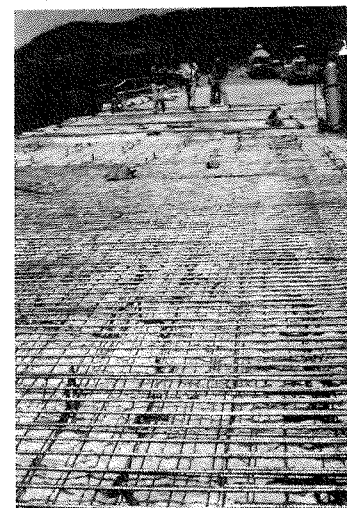
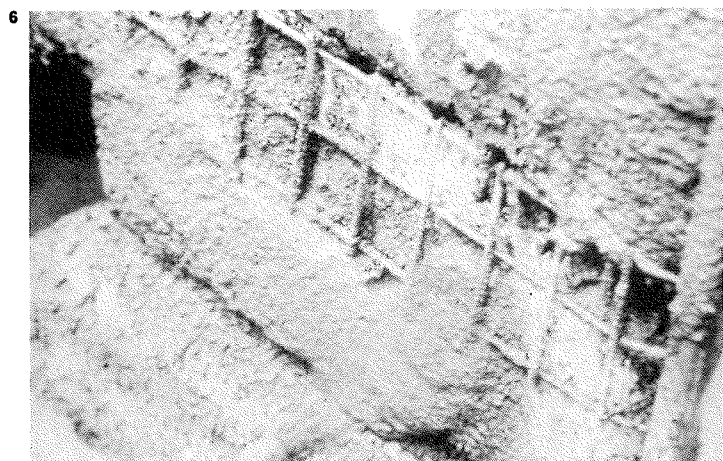
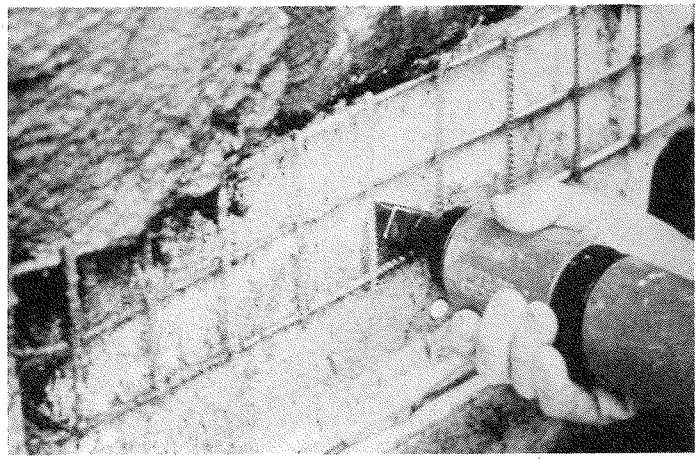
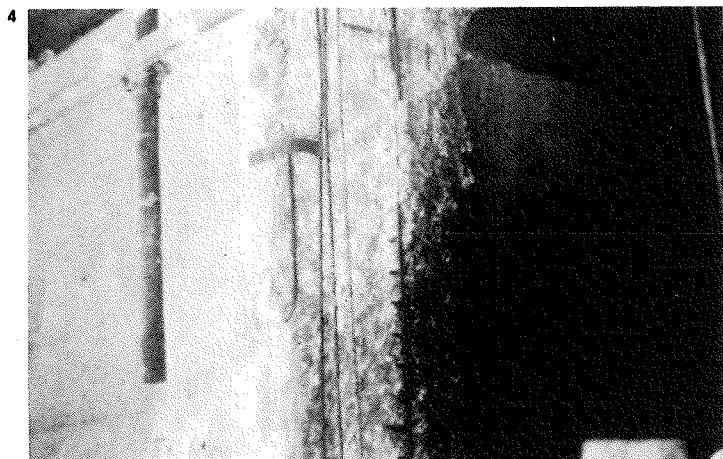
m) Modulo elastico statico con carichi pari ad un terzo del carico di rottura: 280.000 kg/cm² a 7 giorni e 320.000 kg/cm² a 28 giorni.

3.5. Esempi di applicazione delle malte a ritiro compensato

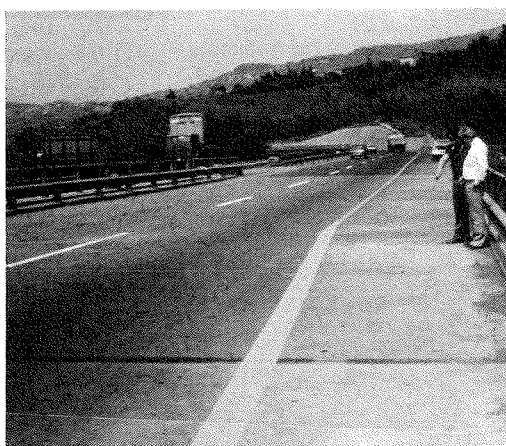
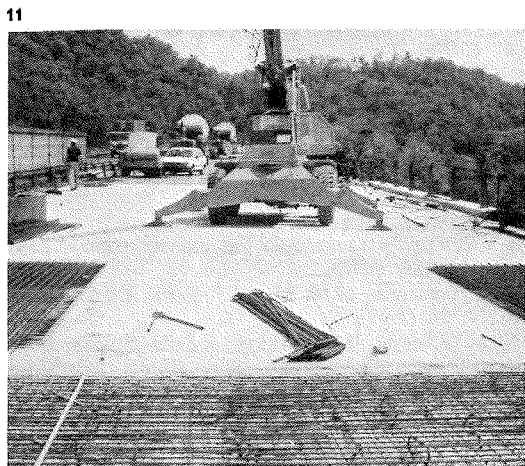
I Ponti

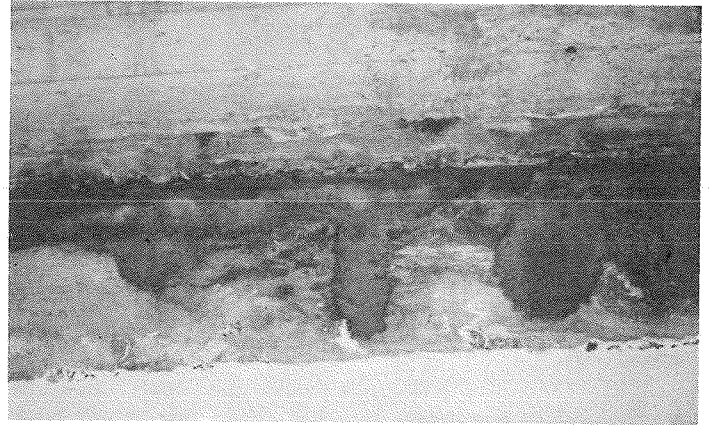
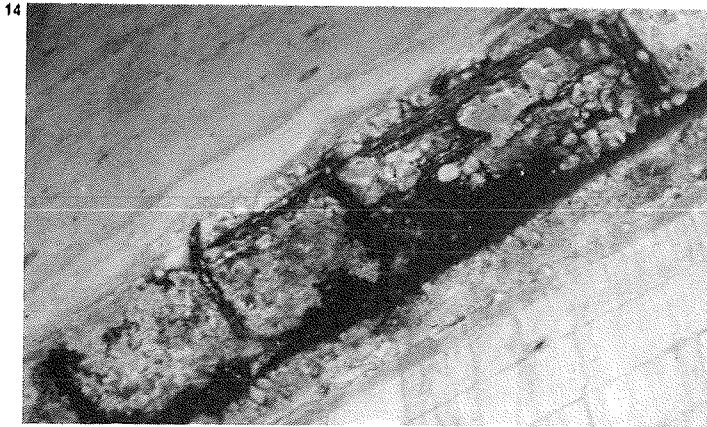
Il primo esempio (figg. 2-8) riguarda la riparazione di un viadotto autostradale in alta montagna (fig. 2). Il calcestruzzo si presenta gravemente danneggiato per la simultanea azione dei sali disgelanti e dei cicli di gelo e disgelo (figg. 3 e 4). Dopo la rimozione del calcestruzzo ammalorato è stata applicata una rete elettrosaldata (fig. 5) e quindi, dopo la saturazione con acqua del vecchio calcestruzzo, si è proceduto all'applicazione a spruzzo di una malta reoplastica a ritiro



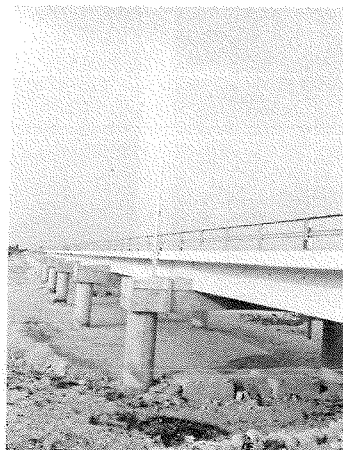
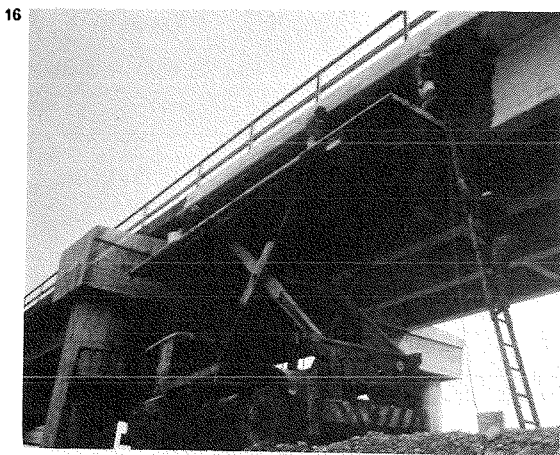


2 - Visione del cantiere; 3 - Degradazione del calcestruzzo; 4 - Ferri in vista per la degradazione del calcestruzzo; 5 - Applicazione della rete elettrosaldata; 6-7 - Applicazione a spruzzo di una malta espansiva reoplastica; 8 - Lavoro finito; 9 - Rimozione del vecchio calcestruzzo degradato; 10 - Posizionamento dei nuovi ferri di armatura; 11 - Getto del nuovo calcestruzzo reoplastico espansivo; 12 - Visione generale della nuova soletta in calcestruzzo; 13 - Particolare del giunto.





14 - Degradazioni localizzate del viadotto; 15 - Riparazione effettuata con malta espansiva reoplastica; 16 - Applicazione della vernice cementizia impermeabilizzante; 17-18 - Visione del viadotto protetto con la vernice cementizia.



compensato (figg. 6 e 7). Il lavoro richiede una attenta stagionatura umida per garantire il buon risultato finale (fig. 8).

Il secondo esempio (figg. 9-13) concerne il rifacimento integrale di una soletta di un ponte mediante rimozione del vecchio calcestruzzo degradato (fig. 9), posizionamento dei nuovi ferri di armatura (fig. 10), getto di un calcestruzzo reoplastico a ritiro compensato (fig. 11). Le figg. 12 e 13 mostrano rispettivamente una visione generale della nuova soletta ed un particolare del giunto.

Il terzo esempio infine (figg. 14-18) riguarda la riparazione di un viadotto il cui calcestruzzo presentava alcune degradazioni localizzate (fig. 14) tali da presentare i ferri scoperti. Esse sono state riparate con una malta reoplastica a ritiro compensato (fig. 15). Successivamente si è provveduto a proteggere, mediante applicazione di una vernice cementizia impermeabilizzante bianca (fig. 16), tutte le rimanenti parti delle strutture ancora apparentemente integre, al fine di salvaguardarle da un possibile attacco chimico (figg. 17 e 18).

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. COLLEPARDI, « Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo », Ed. Hoepli, Milano (1980).
- [2] ACI Committee 211, « Recommended Practice for selecting Proportions for Normal Weight Concrete », J. Americ. Concr. Inst., 66, 612 (1969).
- [3] L.J. MURDOCK, G.F. BLACKLEDGE, « Concrete Materials and Practice », pag. 106, Edward Arnold, London (1968).
- [4] T.C. POWERS, « The properties of Fresh Concrete », pag. 202, John Wiley & Son, Inc., New York (1968).
- [5] F.D. LYDON, « Concrete Mix Design », Applied Science Publishers, London (1972).
- [6] A.M. NEVILLE, « Properties of Fresh Concrete », pag. 561, Pitman Publishing, London (1975).
- [7] ACI Committee 211, Subcommittee N. 2, « Recommended Practice for Selecting Proportions for No-slump Concrete », J. Americ. Concr. Inst., 62, 1 (1965).
- [8] Road Research Laboratory, « Design of Concrete mixes », Road Note, N. 4, HMSO, London (1958).
- [9] Legge n. 1086, Supplemento alla G.U. n. 176, pag. 130, Giugno 1980.
- [10] W. McQUADE, « Why all those Buildings are collapsing », Fortune, 19, 61 (1979).
- [11] S.C. WATSON, « Zero Maintenance Expansion Joints & Bearings. A Design Goal for the Future », Federation Internationale de la Précontrainte, 8th Congress, London (1978).
- [12] W. McQUADE, « Why all those Buildings are collapsing », Fortune, 19, 65 (1979).
- [13] W.C. OLAZABEL, L. TRAVERSA, FIP Notes 70, Sept. pag. 13 (1977).
- [14] M. COLLEPARDI, « Scienza e tecnologia del calcestruzzo », pag. 139, Ed. Hoepli, Milano (1980).
- [15] T.C. POWERS, L.E. COPELAND, H.M. MANN, J. Portl. Cem. Assoc. Res. Dev. Lab., 1, 38 (1959).
- [16] M. COLLEPARDI, M. CORRADI, M. VALENTE, « Low Slump Loss Superplasticized Concrete », Transp. Res. Board, Washington, D.C. (1979).
- [17] S. ZORZI, « Rheoplastic Concrete as an Aid in the Design and Realization of Large Bridges in Unfavourable Climate Conditions », Transp. Res. Board, Washington, D.C. (1979).

SEMINARIO A.I.C.A.P. - M A C: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Ispezione, manutenzione e riparazione dei ponti stradali

DOTT. ING. GIUSEPPE SCARAMUZZI

La mia conversazione ha lo scopo di illustrare come l'Amministrazione Pubblica e l'A.N.A.S., in particolare, adempiano ai compiti di ispezione, manutenzione e riparazione delle opere d'arte stradali.

L'ISPEZIONE

Per quanto concerne l'ispezione, gioverà un rapido cenno alla normativa più recente ed a quella vigente.

Una circolare dell'A.N.A.S. del 10.12.1959 riguardava l'accertamento periodico delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali, ma anche la manutenzione ordinaria e straordinaria delle opere.

La circolare era suddivisa in 3 parti. Nella prima parte essa richiamava l'attenzione dei tecnici sulla necessità che le visite dei funzionari addetti non fossero limitate alla visione delle infrastrutture in elevazione sul piano stradale, ma si estendessero a qualsiasi manufatto e pertinenza del corpo stradale a quota inferiore, con particolare osservazione delle fondazioni e delle zone del terreno latitante.

La circolare richiamava la necessità che le ispezioni avessero carattere periodico (almeno una volta l'anno) e che esse dovessero tendere all'accertamento delle condizioni statiche delle singole strutture, e tener conto anche delle variazioni del corso d'acqua e della configurazione dell'alveo, segnalando i pericoli rappresentati dal prelievo di materiali dall'alveo dei fiumi, che doveva essere disciplinato d'intesa con gli uffici competenti del Genio Civile ed attentamente sorvegliato.

La seconda parte segnalava la necessità della continua manutenzione dei manufatti stradali di qualsiasi specie ed, in particolare, di quelli in muratura di pietra da taglio, di pietrame e di mattoni.

Le murature di non recente costruzione sono intesute con malte scarsamente idrauliche che negli anni subiscono una progressiva disgregazione e sono infestate dall'attecchimento di piante ed arbusti che, con le loro radici, sconnettono parti anche importanti delle strutture. In sede di manutenzione ordinaria, doveva pertanto provvedersi alla estirpazione delle piante ed alla successiva scarnitura e stuccatura dei giunti con adeguato risarcimento delle murature sconnesse. La terza parte segnalava che, in caso si riscontrasse nelle ispezioni la necessità di interventi di carattere straordinario, non rientranti nelle semplici operazioni descritte nella seconda parte, i Compartimenti dovessero individuare gli interventi necessari e redigere apposite perizie di spesa. Seguivano poi istruzioni circa l'inoltro delle perizie e la diffusione delle norme.

Due successive circolari dell'A.N.A.S. in data 14.12.1962 ed in data 20.1.1964, di contenuto più limitato, ribadivano la necessità della sorveglianza e della disciplina del prelievo dei materiali dall'alveo dei fiumi,

segnalando, ancora una volta, il pericolo rappresentato dall'indiscriminato prelievo dei materiali dall'alveo dei fiumi stessi.

Ma la circolare fondamentale in materia di ispezione dei ponti è quella emanata dal Ministero dei LL.PP. in data 19.7.1967.

La circolare è articolata nelle premesse (necessità del controllo ed estensione dello stesso alle varie parti anche esterne all'opera vera e propria); nell'aspetto tecnico (la vigilanza deve essere permanente con periodicità rapportata al grado tecnico dell'accertamento); nell'aspetto giuridico (responsabilità, in caso di mancata ispezione, dell'A.N.A.S., che ha in gestione la strada e dei funzionari incaricati); nelle disposizioni operative per i controlli (estensione degli esami, periodicità delle ispezioni, redazione dei rapporti di ispezione, conservazione di questi in fascicoli intitolati « Controllo periodico della stabilità delle opere d'arte »; controlli straordinari, in caso di particolari eventi; necessità dell'acquisizione di adeguate attrezzature per l'ispezione); nella documentazione (formazione dei fascicoli relativi al « Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte » con raccolta dei documenti di progetto, esecuzione, collaudo, esercizio delle opere, con l'aggiunta dei rapporti periodici); nel controllo dei grandi manufatti (disposizioni particolari per i grandi manufatti, per i quali era prevista l'istituzione di apposito ufficio presso il S.T.C. del Consiglio Superiore dei LL.PP.).

Tali disposizioni, più sinteticamente, sono state inserite nella circolare del Consiglio Superiore dei LL.PP. emessa in data 11.11.1980 n. 20972, contenente le istruzioni relative ai « criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali » emanati con DM 2.8.1980. In tali istruzioni viene indicato che la vigilanza delle opere deve essere permanente. Essa deve essere esplicita ai vari livelli dagli agenti e funzionari addetti con periodicità rapportata al grado tecnico dell'accertamento ed alla importanza delle opere. E' in essa ancora contenuto il richiamo alla necessità della istituzione e tenuta dei fascicoli relativi al « controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte ».

Le istruzioni ministeriali del 1980 avanti citate contengono anche notevoli indicazioni in merito alle caratteristiche delle opere accessorie dei ponti, quali giunti, pavimentazioni, impermeabilizzazioni, dispositivi per lo smaltimento delle acque piovane, predisposizioni per l'ispezione delle opere sia all'esterno che all'interno delle strutture.

Per quanto concerne la ispezionabilità interna, è da far presente che l'A.N.A.S., già precedentemente, si è data una regolamentazione in merito all'accessibilità delle pile cave di una certa altezza ed in merito all'ac-

cessibilità delle strutture a cassone. Per l'ispezione esterna, da molti anni ormai tutti i Compartimenti dell'A.N.A.S. dispongono di passerelle di ispezione montate su automezzi, tramite le quali è possibile arrivare praticamente in qualsiasi punto dell'intradosso dei ponti. Inoltre, per strutture particolari, l'A.N.A.S. ha curato l'installazione di carrelli semoventi scorrenti sull'intradosso dei ponti per la loro manutenzione ed ispezione, fino ad arrivare agli elevatori elettrici installati all'interno di alcune pile di viadotti particolarmente alti.

L'A.N.A.S. ha anche costantemente richiamato ai Compartimenti, oltre che l'obbligo delle ispezioni, anche l'obbligo della istituzione e tenuta dei fascicoli inerenti il controllo della stabilità delle opere d'arte, fascicoli che sono strutturati come da circolare del Ministero dei LL.PP.

E' doveroso dire che non tutto funziona alla perfezione, anche perché molti compartimenti hanno gravi difficoltà di personale, però la mentalità dei funzionari si va formando.

LA MANUTENZIONE

A parte l'ispezione, la durabilità delle opere è affidata anche ad una corretta manutenzione.

Per quanto concerne l'A.N.A.S., è da dire che l'organizzazione manutentoria sta subendo una graduale seppur radicale trasformazione nel tempo.

Appare opportuno premettere alcuni dati sommari, eppure essenziali, in merito allo sviluppo della rete stradale ed allo sviluppo della motorizzazione in Italia.

La rete delle strade statali era di circa 20.600 km nel 1928, anno di fondazione dell'AA.SS. Fino al 1958, la estesa era gradualmente salita a 25.000 km circa. In data 12.2.1958, veniva emanata la legge n. 126 contenente disposizioni per la classificazione e la sistemazione di strade di uso pubblico.

Dal 1958 (da pochissimi anni aveva avuto inizio l'epoca delle grandi costruzioni autostradali) la rete dell'A.N.A.S. è andata gradualmente crescendo fino a raggiungere i 45.000 km nel 1975, oltre i 750 km di autostrade ed i 300 km di raccordi in diretta gestione. Tali dati non differiscono praticamente da quelli attuali.

Per quanto concerne lo sviluppo della motorizzazione, si fa presente che i veicoli circolanti nel 1928 erano poco meno di 200.000; essi sono passati a 1.770.000 nel 1958, ad oltre 16.000.000 nel 1975 ed a circa 18.000.000 nel 1978. I veicoli a motore circolanti nel 1978 sono quindi decuplicati rispetto a quelli del 1958 e addirittura centuplicati rispetto a quelli del 1928.

A parte l'aumento numerico, particolarmente rilevante è stato l'aumento dei pesi dei veicoli commerciali, sia nel peso complessivo che nel carico per asse (specie a seguito della emanazione della legge 5.5.1976 n. 313).

A tale aumento per densità ed intensità (questo ultimo, occorre dire, a seguito di una indiscriminata disposizione di legge), ha fatto ovviamente riscontro una più accentuata ed accelerata usura delle strade e si sono creati problemi, che non sono più inquadrabili nella ordinaria manutenzione.

Per l'A.N.A.S., si fa presente che i fondi per la manutenzione della rete stradale ed autostradale di competenza sono attualmente intorno ai 120 miliardi all'anno

(in parte improduttivi essendo in essi compresa la quota I.V.A.). Essendo valutabile in non meno di 150 mila miliardi il capitale stradale, la spesa annua di manutenzione è di ordine inferiore all'1% del valore capitale, che non ha riscontro con le quote di ammortamento e manutenzione valide in altri settori.

Si è quindi determinato un progressivo peggioramento dello stato manutentorio della rete stradale, per il cui recupero l'A.N.A.S. nel 1976 aveva segnalato al Comitato dei Ministri per i Trasporti occorrente una spesa allora valutata in 1.600 miliardi.

Il Comitato dei Ministri ha invitato l'A.N.A.S. a redigere un Piano di Manutenzione, in cui inquadrare e giustificare la spesa richiesta.

L'A.N.A.S. ha quindi intrapreso gli studi necessari per la formazione di tale piano, che è rivolto a:

— determinare l'adeguamento delle somme necessarie per l'ordinaria manutenzione delle strade o autostrade statali;

— organizzare, su basi moderne e secondo criteri di una sana programmazione, gli interventi manutentori;

— organizzare, sempre su basi moderne, il personale addetto alla sorveglianza e manutenzione delle strade, al fine di assicurare un livello manutentorio adeguato alle esigenze della viabilità ed alla sicurezza e comfort del traffico.

Con tali obiettivi sono stati impostati i criteri per la formazione del P.N.M., che è da considerarsi lo strumento che consentirà di realizzare un vero salto di qualità nei confronti della tradizionale filosofia manutentoria fino a oggi perseguita, essenzialmente basata su interventi contingenti, ben lontani dagli interventi da eseguire secondo la nuova prospettiva, interventi che saranno di tipo migliorante e di adeguamento ai fabbisogni espressi dal traffico.

Tralasciando l'elenco completo delle operazioni previste dal Piano, è da dire che esse saranno suddivise secondo tre fasi come appresso:

— prima fase, che comprende l'inventario fisico generale della intera rete e che si completa con una elaborazione dei dati raccolti;

— seconda fase, che comprende prove ed operazioni più delicate, che non sono estese all'intera rete ma riguardano solo quei tronchi per i quali è indispensabile effettuare indagini più approfondite;

— terza fase, che comprende la elaborazione di confronto dei dati riguardanti le prime due fasi e appronta gli elaborati finali del P.N.M.

Per le opere d'arte, nella prima fase della elaborazione del Piano, si provvederà ai necessari rilevamenti, tanto più approfonditi e dettagliati quanto maggiore sarà l'importanza dell'opera. Il rilievo geometrico sarà accompagnato da un esame dello stato della struttura, che comporterà la formulazione di tutta una serie di parametri atti a definire lo stato della struttura stessa.

Per ogni singola opera d'arte, occorrerà approntare i seguenti documenti:

— il foglio di inventario, riportante i dati salienti della vita dell'opera, i dati geometrici, lo stato di conservazione, le date delle ispezioni di controllo ed i relativi esiti;

— una cartella contenente la documentazione grafica: disegni e grafici dell'opera, schemi strutturali, fotografie datate che illustrino le imperfezioni constatate e la loro evoluzione;

— il disegno dell'opera, ottenuto automaticamente dal plotter attraverso l'elaborazione dei dati acquisiti.

* * *

In ottemperanza alla circolare n. 6736-61-A1 del 19 luglio 1967 del Ministero dei LL.PP. e con l'obiettivo della conservazione e del miglioramento del patrimonio stradale oltre che per la sicurezza degli utenti, è prevista l'esecuzione di ispezioni periodiche delle opere d'arte.

Il piano prevede una suddivisione delle ispezioni in quattro classi di diversa importanza:

— *Ispezioni di routine* (prove di classe 1^a), che consistono in un esame visivo dell'intera opera, effettuato da personale non specializzato, che deve tuttavia essere in grado di apprezzare l'evoluzione dei dissesti esistenti e scoprire l'apparire dei nuovi.

Le prove di classe 1^a consistono in semplici controlli fisici (percuSSIONE di superfici con martello), geometrici (controllo di verticalità con fili a piombo, misurazioni, etc.) e visivi (esame dei giunti ed apparecchi di appoggio).

La frequenza delle ispezioni di routine può essere prevista annuale.

— *Ispezioni principali* (prove di classe 2^a), che comprendono esami rigorosi e dettagliati estesi a tutte le parti del ponte, dalle fondazioni all'elevazione, all'impalcato, alle opere accessorie.

Durante tali ispezioni, eseguite da tecnici sufficientemente qualificati ad intervalli dipendenti dall'esito delle ispezioni di routine, ma non superiori ai 3 anni, saranno eseguite:

— prove sclerometriche ampie ed estese anche alle parti di difficile accessibilità;

— controlli della verticalità con piombi ottici e pendoli di precisione;

— indagini di deformazione mediante calibri, flessimetri, apparecchi estensimetrici, etc.;

— misure di fessurazione, sia in condizioni statiche che dinamiche;

— eventuale prelievo di campioni da sottoporre a prove di laboratorio, eventuali prove di carico, etc.

— *Ispezioni speciali* (prove di classe 3^a), consistenti in indagini specialistiche, atte ad analizzare aspetti particolari dell'opera e da commissionare a specialisti.

Le prove ed accertamenti da eseguire sono:

— indagine visiva mediante impiego di telecamere per elementi poco accessibili e di apparecchiature subacquee per l'osservazione delle fondazioni sommerse;

— auscultazione tramite ultrasuoni del cls. per la ricerca di difetti non altrimenti rilevabili;

— gammagrafie per controllare lo stato e la posizione dei cavi di precompressione;

— rilevamenti magnetici delle armature;

— controlli non distruttivi sui pali di fondazione mediante vibrazioni;

— indagini e controlli sulle condizioni climatiche ed ambientali con eventuali installazioni fisse;

— controllo di saldature mediante radiografie;

— controlli geometrici e topografici per strutture particolari con livellazioni, triangolazioni di alta precisione, collimazioni etc., da eseguirsi con impianti fissi.

— *Ispezioni per opere eccezionali*, riservate ad opere che per dimensioni (luce, altezza, etc.), difficoltà di analisi, difficoltà di accesso, non possono rientrare in un normale programma di controlli e manutenzione, ma richiedono, sia come mezzi di accesso, che

come tipo di indagine, interventi particolari. Per tali opere verranno nominate speciali commissioni di esperti, che stabiliranno le modalità ed i sistemi di indagine ed, occorrendo, gli interventi da effettuare.

* * *

Concludo tale capitolo col dire che, naturalmente, la realizzazione del piano nazionale manutentorio e la relativa organizzazione richiedono una lunga preparazione e la disponibilità di adeguati fondi che debbono valutarsi in alcune centinaia di miliardi.

Ma intanto, l'organizzazione manutentoria si avvia a mostrare i primi sintomi di cambiamento.

Infatti, con D.P.R. 11.12.1981 n. 1126, è stato approvato il nuovo regolamento del servizio di manutenzione delle strade ed autostrade dell'A.N.A.S., che prevede una organizzazione del servizio di manutenzione nel senso indicato dal P.N.M.

Attualmente, sono in corso di individuazione i cosiddetti centri di manutenzione, che saranno i gangli vitali della nuova organizzazione.

La fase successiva sarà quella della realizzazione di tali centri, i quali dovranno essere progressivamente dotati del personale e delle attrezzature necessarie per svolgere i compiti di manutenzione ed ispezione delle opere secondo quanto previsto dal piano.

L'IMPORTANZA DELLA BUONA CONCEZIONE ED ESECUZIONE

La durabilità delle opere è però affidata anche alla concezione ed alla buona esecuzione delle opere, intesa la prima come scelta strutturale e tipologica e come corretta previsione delle opere accessorie e la seconda come rispetto delle buone regole della costruzione.

Né si può però dimenticare la normativa secondo cui l'opera è stata progettata, occorrendo dire che i ponti sono tanto più in grado di resistere alle sollecitazioni del traffico, quanto più severa è stata la normativa secondo cui essi sono stati progettati. La normativa italiana si pone ancora attualmente tra le più severe in campo internazionale, nel senso che maggiori sono, secondo essa, i carichi convenzionali adottati per il calcolo dei ponti. Anzi, a partire da una certa luce, variabile con il numero delle corsie e che per strade a 2 corsie è di circa 40 m, i carichi equivalenti della normativa italiana sono i più elevati tra quelli delle varie normative esistenti.

Peraltro, la normativa dei ponti è stata più volte modificata in Italia con i seguenti provvedimenti:

Normale n. 8 del Ministero LL.PP. del 15.9.1933.

Normale n. 6081 del Ministero LL.PP. del 9.6.1945

Circolare n. 384 del Cons. Sup. LL.PP. del 14.2.1962 (ma i carichi da questa previsti erano stati adottati dall'A.N.A.S. sin dal 1952)

D.M. 2.8.1980

E' da far presente come la normativa del 1945 prevedeva l'adozione di soli carichi civili (in alternativa: rulli compressori isolati da 18 t e treni di autocarri da 12 t), per cui i ponti progettati secondo tale normativa (unitamente ai ponti calcolati come appartenenti a strade di 2^a categoria delle successive normative) si trovano ad essere notevolmente sottodimensionati. Peraltro, una certa maggiorazione di carichi è stata comunque operata per i ponti di 2^a categoria con l'ultima, vigente normativa.

Per quanto concerne la concezione vera e propria, intesa come scelta strutturale e dei materiali, è da dire che durante lo sviluppo delle costruzioni stra-

dali ed autostradali, si è assistito ad una continua evoluzione ed, anzi, ad una vera rivoluzione dei sistemi strutturali e costruttivi delle opere d'arte.

Si è partiti durante tale periodo dalle strutture puntellate dal basso e direttamente gettate in opera. Sono di tale periodo iniziale le travate in c.a.o. di luce relativamente modesta (fino a 20 ÷ 25 m), le strutture di tipo Gerber, o più raramente, continue di luce di poco superiore a quella avanti indicata, mentre, per le maggiori luci, si faceva ricorso a strutture ad arco gettate in opera su centine, dapprima sorgenti dal basso, poi conformate ad arco.

E' poi arrivato il c.a.p., che ha segnato l'inizio dei nuovi sistemi costruttivi: dopo i primi ponti costruiti in opera, si è pensato di sfruttare i pregi dovuti al rapido autosostentamento dei getti, passando subito alle travi fabbricate fuori opera e poi varate e, successivamente, alle strutture costruite a sbalzo a conci successivi gettati in opera e, dopo ancora, anche a conci prefabbricati; si è quindi arrivati alle travi a cassone gettate in opera con sistemi autovaranti, con carro portacasseri che si sposta dopo effettuato il getto ed ottenuto il rapido indurimento (anche a mezzo di vapor d'acqua in circolazione continua) della parte autosostenentesi della travata.

Non sono da dimenticare, anche se relativamente infrequenti, i manufatti realizzati con strutture metalliche, il cui sistema di varo è stato a volte, per le grandi strutture, un'opera d'arte nell'opera d'arte.

A parte le opere singolari, nelle opere correnti si è assistito ad un'enorme espansione, ad una vera esplosione delle strutture prefabbricate, alla ricerca di semplificare, unificare o modulare il più possibile le opere e di pervenire a realizzazioni più rapide, compatibili con la grande quantità delle opere e con i tempi tecnici, piuttosto ristretti, posti a disposizione delle imprese e consentiti proprio dai nuovi sistemi costruttivi. Infatti, mentre con i getti in opera le varie lavorazioni si succedono ed i tempi si sommano, con le strutture prefabbricate alcune lavorazioni possono anche essere contemporanee.

Si era partiti inizialmente con la prefabbricazione delle sole travi e con il getto in opera dei trasversi e delle solette: i risultati furono soddisfacenti.

Successivamente, la quantità delle opere, i ristretti tempi tecnici a disposizione ed i contenuti prezzi unitari spingevano le imprese ad estendere al massimo la prefabbricazione fino a renderla praticamente totale negli impalcati. Per la costruzione dei sostegni si erano nel frattempo già affermati i cosiddetti caseri rampanti, che consentivano di costruire agevolmente sostegni di qualsiasi altezza.

I progettisti ma, soprattutto, i costruttori accentuavano la tendenza a realizzare le opere solo in funzione dei procedimenti costruttivi: ricorso senza eccezioni alle travi appoggiate, adozione di appoggi di tipo piatto, di modesto ingombro e di facile posa in opera; costruzione di strutture a sbalzo solidali con i piedritti, con sistema statico definitivo uguale a quello costruttivo.

Alcuni sistemi costruttivi e l'eccessiva prefabbricazione hanno però dato luogo a gravi inconvenienti lungo tutta la rete delle strade ed autostrade italiane.

Incombe, quindi, sull'Amministrazione l'obbligo di governare tale tendenza « industriale » dei costruttori di opere, sfruttandola per quanto concerne la rapidità e l'economia, ma disciplinandola o vietandola quando

essa comincia ad incidere sulla durabilità ed efficienza delle opere.

Per quanto concerne l'A.N.A.S., è da dire che essa ha da qualche anno sospeso l'adozione delle solette prefabbricate nei ponti, dato che la loro adozione ha dato luogo, per imperfetto appoggio delle solette sulle travi, per imperfetto legame con queste, per imperfetto collegamento tra i vari campi di soletta, a strutture molte volte difettose e di rapida decadenza tecnica.

Si sta combattendo l'uso di solette molto leggere, scarsamente resistenti alla fatica, si sono ispessite le anime delle travi, dove eccessivamente giocava l'errore geometrico nel posizionamento dei cavi.

Si registra attualmente una notevole propensione alla adozione di travi a fili aderenti, nelle quali non sono riscontrabili gli inconvenienti, piuttosto ricorrenti, dovuti alla imperfetta iniezione dei cavi.

Gravi inconvenienti si sono dovuti registrare poi nelle zone di testa-pila in molti ponti. Si intende far riferimento a quelle parti strutturali che sono previste per realizzare la continuità dell'estradosso dei ponti nell'intervallo tra le campate adiacenti. Si è assistito nel passato alla realizzazione di soluzioni studiate alla meglio, che non hanno mancato di dare inconvenienti molto gravi anche a breve distanza dall'entrata in esercizio. Si trattava in genere di solette poggianti su paretine o pilastri ed, a volte, sulle stesse travi delle campate adiacenti.

Si deve raccomandare di realizzare tali zone di testa-pila con l'adozione di una soletta continua tra le campate o mediante sbalzi di particolare robustezza, dato che, in molti casi, anche strutture a sbalzo non ben proporzionate hanno dato luogo a gravi inconvenienti per rottura.

Si deve a tal punto segnalare la necessità di combattere l'ostilità dei progettisti ma, soprattutto, dei costruttori nei riguardi delle strutture continue, che sono in grado anche di eliminare una gran quantità di giunti, così fastidiosi durante la marcia dei veicoli e di così onerosa manutenzione. Tali strutture continue possono essere realizzate anche senza rinunciare ai sistemi costruttivi oggi in auge (travi prefabbricate, costruzione a conci), con opportune operazioni successive. Per le strutture a travate appoggiate, può essere sufficiente l'adozione di una soletta passante, che richiede, per le varie campate tra loro legate, il ricorso ad appoggi scorrevoli opportunamente differenziati.

Tale schema, oltre che consentire l'eliminazione di una quantità di giunti, consente di porre le travi in catena cinematica, provvedimento molto importante nelle strutture ricadenti in zona sismica. Si tratterà per l'amministrazione di spendere inizialmente un po' più in appoggi (ma quanta spesa risparmiata per la fase di esercizio!) e per i costruttori di sobbarcarsi a non rilevanti complicazioni costruttive per la realizzazione delle solette di accoppiamento, che non tolgono peraltro alla struttura il precipuo funzionamento a travi appoggiate, stante la modesta rigidità della soletta di accoppiamento.

Si deve ancora combattere la tendenza alla adozione di travi di luce molto ridotta (ciò vale per le travi a fili aderenti, in particolare), perché in tali travi diventa statisticamente molto più frequente il verificarsi delle condizioni di carico massimo di progetto, il peso proprio è notevolmente minore e più ricorrenti sono i fenomeni di fatica.

Si deve anche combattere la tendenza ad adottare

schemi statici tipo trave Gerber o cosiddetti tipo Dywidag (pila stampella con eventuali travi tampone) a causa degli inconvenienti rappresentati dai giunti in campata e dalla scarsa rigidezza trasversale che consente la possibilità quindi, a fronte di azioni orizzontali trasversali alla struttura, tipiche quelle sismiche, del disaccoppiamento delle strutture stesse.

Si espande la tendenza a limitare l'uso degli appoggi in neoprene alle luci minori, riservando alle luci maggiori l'adozione di appoggi metallici o metallici con resine, di più sicuro funzionamento e prevedibile maggiore durata.

Estesi inconvenienti si sono infatti verificati per insufficiente durata ma, anche molto spesso, per l'insufficiente proporzionamento di tali appoggi in neoprene, che sono stati chiamati a resistere a dilatazioni ben superiori a quelle compatibili con gli spessori assunti, e perciò in pieno regime plastico o elastico del materiale.

Si segnala che l'A.N.A.S. ha da molti anni reso obbligatorio lasciare tra travate e teste-pila intercapedine di dimensioni adatte all'inserimento di martinetti piatti per il sollevamento degli impalcati nel caso dovesse risultare necessario effettuare la revisione o la sostituzione degli appoggi.

Per quanto concerne l'impermeabilizzazione degli impalcati, è da dire che si è attraversato un periodo in cui era stata ritenuta non necessaria l'impermeabilizzazione dei ponti, lasciando poi questi gravemente esposti alla aggressione delle sostanze dannose che entrano in soluzione nelle acque di origine meteorica ed, in particolare, dei sali per uso antigelo. Conosciamo i risultati di tale omissione. Si è passati poi attraverso un periodo nel quale si è ritenuto che fosse possibile impermeabilizzare le opere con strati di resine di spessore insignificante. Anche qui i risultati sono stati molto gravi. Dopo tali esperienze, è da augurarsi che la scelta dell'Amministrazione e dei progettisti si orienti e si consolidi nei riguardi di prodotti ad elevata resistenza meccanica e chimica e dotati di sicuro potere coprente, ciò che può ottenersi solo con l'adozione di strati di congruo spessore.

Dopo il cenno ai problemi degli appoggi e delle impermeabilizzazioni, qualche cenno converrà fare anche al problema dei giunti.

Gli impalcati, come noto, subiscono accorciamenti dovuti al ritiro ed al fluage del calcestruzzo, dilatazioni ed accorciamenti dovuti alle variazioni termiche, rotazioni dovute al passaggio dei carichi ed alla differenza di temperatura tra estradosso ed intradosso del ponte.

Una pavimentazione continua che interessi due impalcati adiacenti (travi appoggiate, che sono le più diffuse), si trova a dover sopportare quindi una serie di variazioni di lunghezza e rotazioni concentrate nella stretta intercapedine esistente tra gli impalcati stessi, con conseguenti sollecitazioni sul materiale della pavimentazione. Particolarmente rilevanti sono gli effetti delle variazioni di breve durata, quali quelle dovute al passaggio di carichi (le variazioni a medio e lungo termine vengono più agevolmente superate attraverso il comportamento plastico autorisanante dei conglomerati bituminosi).

Le relative sollecitazioni ripetute producono un affaticamento del materiale, che viene portato rapidamente alla rottura.

Vi sono una serie di apparecchi brevettati (i cosiddetti giunti), nei quali la sezione critica del conglome-

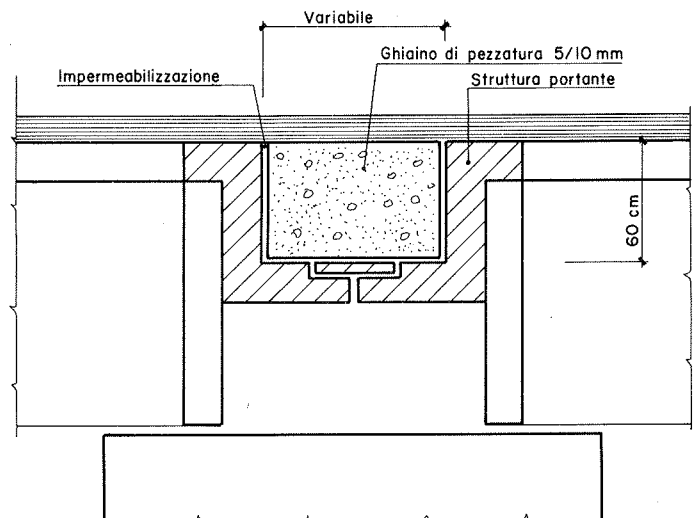
rato viene sostituita da altro materiale capace di assorbire un numero altissimo di movimenti alterni, assicurando altresì una spesso ottima continuità del piano viabile.

Tali apparecchi hanno però il grave inconveniente dell'elevato costo di impianto e dell'elevato costo manutentorio.

Vi sono stati peraltro tentativi di risolvere in maniera più economica il problema.

Ciò è stato fatto nel passato, dapprima con semplici profilati metallici sormontati dalla pavimentazione, poi con la posa in opera di una o due reti di poliestere nel tratto di pavimentazione a cavallo del giunto. Con tali reti si è cercato di interessare alla dilatazione una maggiore fascia di conglomerato in corrispondenza del giunto. I risultati sono stati solo parzialmente positivi, in quanto l'adozione del poliestere non è riuscita ad eliminare gli effetti delle rotazioni relative tra gli impalcati, rimasti affidati ad un troppo breve lasco di pavimentazione, pari all'intercapedine netta tra gli impalcati.

Si segnala l'adozione, da qualche tempo, da parte dell'A.N.A.S., di un tipo di giunto particolare, cosiddetto giunto Balducchi, abbastanza economico se già adottato in fase di costruzione dell'opera. Esso si ottiene mediante abbassamento dei tratti di soletta a sbalzo alle estremità degli impalcati nell'intervallo di testa-pila (fig. 1).



1 - Giunto Balducchi - Sezione.

Si realizza così una specie di vasca tra i due impalcati adiacenti, avente larghezza pari a quella della sede stradale, lunghezza di $1 \div 1,50$ m e profondità intorno a $0,50 \div 0,60$ m. La vasca viene riempita di inerte di buona qualità sul quale viene stesa la normale pavimentazione, eventualmente rinforzata con poliestere.

Tale tipo di giunto ha il vantaggio di ripartire su una notevole lunghezza, quale quella della vasca, le dilatazioni e rotazioni relative tra gli impalcati, prima concentrati nella stretta intercapedine tra gli impalcati stessi. Le conseguenti deformazioni e sollecitazioni sono in genere compatibili per notevole lasso di tempo con le caratteristiche del materiale di pavimentazione. Comunque, il rifacimento del tratto di conglomerato a cavallo del giunto non risulta particolarmente oneroso e costoso, per cui il descritto giunto è da

considerarsi di buona affidabilità ed economica realizzazione e mantenimento.

Un cenno infine ad un nuovo tipo di sicurvia stradale, che è attualmente in via di avanzata sperimentazione specie sulle opere d'arte lungo le strade ed autostrade italiane. Intendo far riferimento alla cosiddetta barriera New Jersey.

I sicurvia stradali dovrebbero rispondere ai seguenti principali requisiti:

- impedire la fuoriuscita dei veicoli;
- indurre nei veicoli le minime decelerazioni possibili;
- ridirigere il veicolo in svio con basso angolo di riflessione;
- subire una deformazione non superiore ad una data (per evitare le cosiddette «saccature»).

I sicurvia metallici, finora largamente adottati, hanno il vantaggio di indurre nel veicolo in svio basse decelerazioni, data l'elevata deformazione che esse subiscono e che è in grado di assorbire una rilevante quota dell'energia cinetica del veicolo. Hanno anche il vantaggio di ridirigere il veicolo con basso angolo di riflessione, riducendo quindi il pericolo per i veicoli che seguono. Molto spesso (in caso di mezzi pesanti ed angoli di incidenza elevati) essi non riescono però ad impedire la fuoriuscita del veicolo dal ponte.

Si sta affermando attualmente per i ponti, dove la fuoriuscita dei veicoli conduce ad incidenti quasi sempre mortali, una particolare barriera in c.a., cosiddetta New Jersey, largamente già usata lungo le strade federali americane.

La barriera è continua con profilo opportunamente sagomato, atto ad essere in parte sormontato dalle ruote degli automezzi.

Quando il veicolo è in svio, una parte dell'energia cinetica si trasforma in energia di deformazione (pneumatici e sospensioni) ed in energia potenziale (il veicolo si solleva sul profilo della barriera). Lo stesso profilo induce una azione di raddrizzamento sulle ruote, che attenua il pericolo di rinvio verso il centro della carreggiata.

Data, peraltro, la pratica indeformabilità della barriera, nel veicolo si inducono deformazioni generalmente superiori a quelle prodotte dalle barriere metalliche, che assorbono, come avanti detto, notevoli quantità di energia per la propria deformazione.

Risulta, in ogni modo, sempre impedita la fuoriuscita del veicolo ed, in qualche caso, per bassi angoli di incidenza, il profilo della barriera può ricondurre il veicolo in carreggiata senza alcun danno.

LA RIPARAZIONE DI ALCUNI PONTI STRADALI

Ritengo, a conclusione della mia conversazione, effettuare un rapido cenno alle opere eseguite per la riparazione ed il restauro di alcuni manufatti lungo le strade statali italiane:

Ponte sul fiume Adige a Cavarzere

Il ponte sull'Adige a Cavarzere (fig. 2) a servizio



2 - S.S. n. 516 « Piovese » - Ponte sul fiume Adige a Cavarzere - Schema del rinforzo.

della S.S. n. 516 « Piovese » è costituito da n. 3 arcate in cemento armato delle luci di 40,00 m - 44,20 m - 40,00 m con frecce di circa 1/10. Larghezza della carreggiata 6,50 m con due marciapiedi laterali.

Ogni arcata è costituita da una volta dello spessore di 20 cm in chiave e 28 cm alle imposte; questa volta sottile è rinfiancata da n. 4 timpani sui quali appoggia la soletta di impalcato. Si tratta quindi di arcate ad arco-timpano sul tipo del ponte Risorgimento sul Tevere a Roma.

Le arcate presentavano notevoli lesioni nella zona prossima agli incastrati; una di queste lesioni presentava apertura di circa 8 cm. Sul manufatto così lesionato agiva con forza distruttiva l'azione dinamica dei carichi e l'opera si presentava in fase di rapido deterioramento, per quanto la qualità del calcestruzzo risultasse buona nelle parti non lesionate.

Poiché all'interno la struttura era cava e si presentava agibile, fu possibile eseguire una particolare operazione di rinforzo, costruendo, all'interno delle zone di impalcato ricadenti sulle pile e sulle spalle, strutture scatolari in cemento armato a forma di mensoloni, indipendenti dalla struttura esistente. Su questi mensoloni si operò una tesatura mediante trefoli in acciaio armonico, il che era reso possibile per il fatto che i mensoloni di rinforzo erano indipendenti dalla struttura esistente. Dopo tesatura si realizzò un collegamento tra vecchia e nuova struttura. A piano stradale si eseguì una soletta aggiuntiva in cemento armato per protezione e rinforzo di quella esistente.

Si conseguivano in tal modo effetti favorevoli al consolidamento ed in particolare:

- il rinforzo dei timpani nelle zone lesionate, poiché le pareti della struttura scatolare erano a contatto dei timpani lesionati;

- smorzamento delle oscillazioni dinamiche, poiché le mensole di nuova costruzione presentano notevole inerzia;

- aumento di resistenza dovuto alla presenza di queste nuove strutture collaboranti con la preesistente.

Le prove di carico furono eseguite con favorevole risultato ed interpretate mediante verifiche di calcolo che prendevano in esame il complesso della struttura, tenendo conto, con opportune valutazioni, delle fessurazioni esistenti sulla vecchia struttura.

Ponte in cemento armato a Porto Garibaldi

Il ponte è a servizio della S.S. 309 « Romea » a Porto Garibaldi (Comacchio). Esso è in cemento armato con impalcato tipo Gerber in tre luci di 30,00 - 37,00 - 30,00 m con cerniere nella campata centrale, dove l'elemento in libero appoggio ha lunghezza di 21,00 m su mensole di 8,00 m di sbalzo.

La larghezza di impalcato è di 12,50 m, di cui 10,50 m di carreggiata e 1,00 m per parte di marciapiede.

Il dissesto era rappresentato principalmente dallo stato di disgregazione del calcestruzzo delle cerniere Gerber; queste parti della struttura erano interessate da lesioni con andamento vario e si notava inoltre un abbassamento dell'impalcato centrale.

Dalle verifiche di calcolo risultava che i denti di appoggio erano soggetti a forti sollecitazioni e quindi risultava evidente la necessità di provvedere, non solo al ripristino delle parti deteriorate, ma anche al loro rinforzo con adeguate strutture aggiuntive in modo da adeguare la struttura delle cerniere ai nuovi carichi legali.

Considerando, secondo quanto suesposto, che i denti degli appoggi Gerber, anche se reintegrati nella consistenza di progetto, sarebbero risultati, sotto i carichi attuali, fortemente sollecitati, si è previsto di costruire per l'impalcato centrale, finora sostenuto da complessivi n. 8 appoggi, altri quattro appoggi supplementari, due fissi e due mobili, in modo che detto impalcato centrale avrà n. 12 appoggi complessivamente ed il carico per ogni appoggio si ridurrà conseguentemente da 103 t a 70 t.

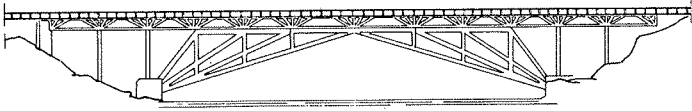
Per realizzare i nuovi quattro appoggi è stata applicata ed incorporata nella esistente struttura in cemento armato una intralicciatura di profilati metallici saldati posta a ridosso dei traversoni che sostengono i denti delle cerniere; questa ossatura metallica serve al rinforzo dei denti esistenti e serve anche a realizzare il supporto per i nuovi quattro appoggi.

Le parti metalliche sono state poi ricoperte completamente con getto di calcestruzzo armato con toncini di piccolo diametro.

Tutta la struttura di rinforzo è contenuta all'interno e così, ad opera finita, l'aspetto del manufatto non risulta alterato.

Ponte Calafuria

Il ponte di Calafuria (fig. 3), al km 36 della Via



3 - S.S. n. 1 « Aurelia » - Ponte Calafuria.

Aurelia nei pressi di Livorno, è costituito da una struttura in cemento armato della lunghezza di 120 m con luce centrale 74,00 m.

Lo schema statico di questa struttura, piuttosto inconsueto per i ponti in cemento armato, ricorda gli schemi delle strutture in legno. La luce centrale è formata da due fasci di puntoni che partono dalle due spalle e sostengono per mutuo contrasto l'impalcato.

La tralicciatura di che trattasi è sovrastata da un impalcato continuo della lunghezza di 120 m, suddiviso in 12 campate da 10 m ciascuna.

Tutta la struttura si presentava fortemente dissestata perché intaccata e corrosa in superficie dalla salsedine con ossidazione del ferro. Ma, oltre a questo deterioramento generale, si notavano e destavano preoccupazione le forti oscillazioni del ponte sotto i carichi, che sono particolarmente intensi sulla Via Aurelia. In definitiva, non veniva esclusa in linea di massima l'eventualità di demolizione e ricostruzione « ex novo » del manufatto, soluzione che sarebbe stata particolarmente gravosa per il traffico, stante il fatto che valide deviazioni sarebbero state difficilmente attuabili per la conformazione del terreno.

L'intervento di riparazione e rinforzo fu deciso dopo attento esame, partendo dalla considerazione che la roccia di fondazione sulla quale si scaricavano le spinte dei puntoni era di buona resistenza e compattezza.

Il principale provvedimento adottato fu di irrigidire la struttura in modo da renderla meno elastica e ciò si ottenne anzitutto raddoppiando i pilastri delle stilate minori; i nuovi pilastri in cemento armato furono gettati nella parte interna ed aderenti alla strut-

tura esistente in modo che l'aspetto esterno dell'opera non risultasse alterato.

Le sommità di questi pilastri furono poi collegate da quattro tiranti formati da trefoli rivestiti in calcestruzzo armato ed estesi per tutta la lunghezza dell'opera (120 m). Anche questi tiranti non sono visibili all'esterno perché affiancati alle travi in cemento armato esistenti.

Con questi provvedimenti l'aumento di rigidità dell'insieme è risultato assai notevole e le oscillazioni sotto carico rientrano ora nella norma.

A questi provvedimenti di rinforzo ha fatto seguito un lungo e paziente lavoro di demolizione e ricostruzione delle parti avariate con sostituzione di armature e reintegro del calcestruzzo deteriorato.

All'estradosso dell'impalcato è stata gettata una soletta protettiva dello spessore di 3 cm con strato impermeabile. Sono stati rifatti gli scarichi delle acque e gli appoggi.

Tutti i lavori sono stati eseguiti senza sospensione del traffico.

Ponte sul torrente Carapelle

Il ponte sul torrente Carapelle (fig. 4) a servizio della S.S. n. 159 delle Saline (Provincia di Foggia) è costituito da una travata Gerber su quattro campate di luce 15,00 - 34,50 - 37,50 - 15,00 m con pile formate ciascuna da n. 3 pali Benoto del diametro di 1,50 m.

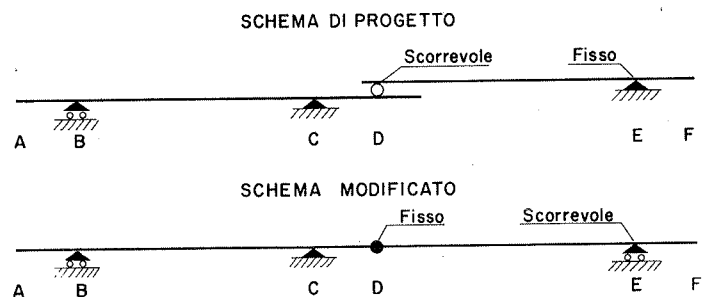
La larghezza di impalcato è 9,90 m con 7,50 m di carreggiata e due marciapiedi da 1,20 m.

L'opera, costruita nel 1958, si trovava in ottimo stato di conservazione salvo un particolare dissesto di un appoggio Gerber.

L'appoggio Gerber scorrevole in D si trovava in condizione di pericolosità a causa dell'allargamento verificatosi nel giunto tra i due impalcati adiacenti, per cui il rullo del detto appoggio mobile veniva a trovarsi sullo spigolo del dente di appoggio con lesioni vistose del calcestruzzo.

Poiché la eventuale rottura dei denti Gerber od un ulteriore spostamento relativo avrebbero causato la caduta dell'impalcato D-E, occorreva intervenire di urgenza per evitare che una struttura, per altro assai valida, subisse un così grave dissesto. Lo spostamento verificatosi veniva imputato alla scarsa spinta passiva offerta dagli strati di terreno alluvionale dove sono infissi i grossi pali che formano le pile, terreno di consistenza bassissima in sommità e lentamente crescente con la profondità.

L'intervento è consistito nel rendere fisso l'appoggio Gerber in D prima scorrevole, sostituendo i rulli con piastre di acciaio ad attrito e vincolando inoltre



4 - S.S. n. 159 « delle Saline » - Schema statico del ponte prima e dopo l'intervento.

i due impalcati adiacenti con un collegamento orizzontale.

Detto collegamento è formato da tralicci di ancoraggio e barre di giunzione che non permettono scorrimenti in senso orizzontale.

Avendo reso fisso l'appoggio D, è stato necessario rendere scorrevole l'appoggio sulla pila E, e ciò è stato ottenuto sostituendo gli appoggi fissi con altri appoggi formati da piastre di acciaio con interposti strati di « teflon » che realizzano condizioni di minimo attrito.

In questo modo piccoli spostamenti della testa della pila in E non hanno alcun effetto sull'impalcato D-E-F, ancorato saldamente all'impalcato A-B-C-D mediante la nuova cerniera in D.

Per effettuare dette operazioni senza interrompere il traffico è stato necessario procedere in diverse fasi:

1) Inserimento degli ancoraggi in D, posa in opera provvisoria delle barre in giunzione.

2) Sollevamento mediante martinetti idraulici posti in E dell'impalcato D-E-F del peso di 600 t e sostituzione degli appoggi in E rendendoli scorrevoli.

3) Traslazione dell'impalcato D-E-F in modo da riportarlo nella posizione che aveva prima del dissesto, riavvicinando gli impalcati in D.

4) Bloccaggio della cerniera in D e sistemazione definitiva degli appoggi.

Viadotto Cillarese lungo la tangenziale di Brindisi

Il viadotto Cillarese, ricadente lungo la S.S. n. 16, tangenziale di Brindisi, comprende n. 12 campate liberamente appoggiate, di cui 10 di luce 22,30 m e le 2 estreme di luce 14,70 m. Ogni impalcato è formato da n. 5 nervature con traversi e soletta. Le pile sono in c.a. con sbalzi. Le nervature esterne di impalcato sono sostenute da mensole che sporgono a sbalzo per 2,00 m ai lati delle pile.

Si notano segni di deterioramento e lesioni nelle nervature e nelle mensole delle pile: la struttura risente notevolmente dell'azione dinamica dei carichi.

Una struttura in cemento armato che fascia esternamente le mensole lesionate fu ritenuta idonea per realizzare il rinforzo di dette mensole; tale struttura è in sostanza una mensola cava in cemento armato aderente alla struttura esistente ma scorrevole in modo che su di essa si può operare la precompressione con cavi c.a.p. ancorati al bordo esterno delle mensole, ad andamento rettilineo ed estesi per tutta la lunghezza, da monte a valle, del sistema pile-mensola.

Secondo il progetto originario, le travi esterne di impalcato erano sostenute dal sistema combinato formato da traverso, molto rigido, di testata d'impalcato e sottostante mensola; dopo il rinforzo le travi esterne sono sostenute dalle sole mensole che hanno la dovuta resistenza, mentre l'eventuale collaborazione del traverso di testata rappresenta una riserva di resistenza.

Le nervature presentano lesioni verticali che sembrano dovute a piccoli scorrimenti delle armature che sono di grosso diametro e per le quali, essendo abbastanza addensate, potrebbe sussistere un difetto di ancoraggio. Il dissesto è poi imputabile agli effetti dinamici dei carichi molto pesanti circolanti lungo il tronco stradale, ricadente nei pressi della zona industriale di Brindisi (petrolchimico Montedison).

Il rinforzo è stato effettuato mediante l'applicazione di cavi da c.a.p. esterni ed aderenti alle nervature

in cemento armato; sono stati posti n. 6 cavi formati da trefoli ancorati alle testate e con profilo parabolico.

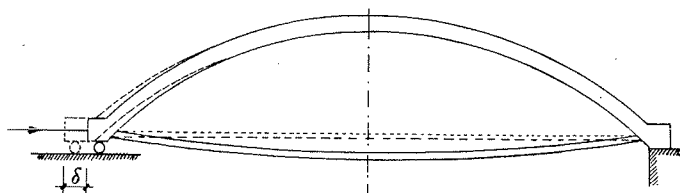
Particolare cura è stata richiesta per rendere aderenti questi cavi esterni e ciò si realizza mediante l'ancoraggio ai traversi di impalcato ed a sostegni intermedi; tutte le parti di acciaio sono integrate da getto di calcestruzzo che ricopre completamente e protegge il metallo.

I suddetti rinforzi sono stati previsti anche per l'adeguamento delle strutture ai nuovi carichi regolamentari.

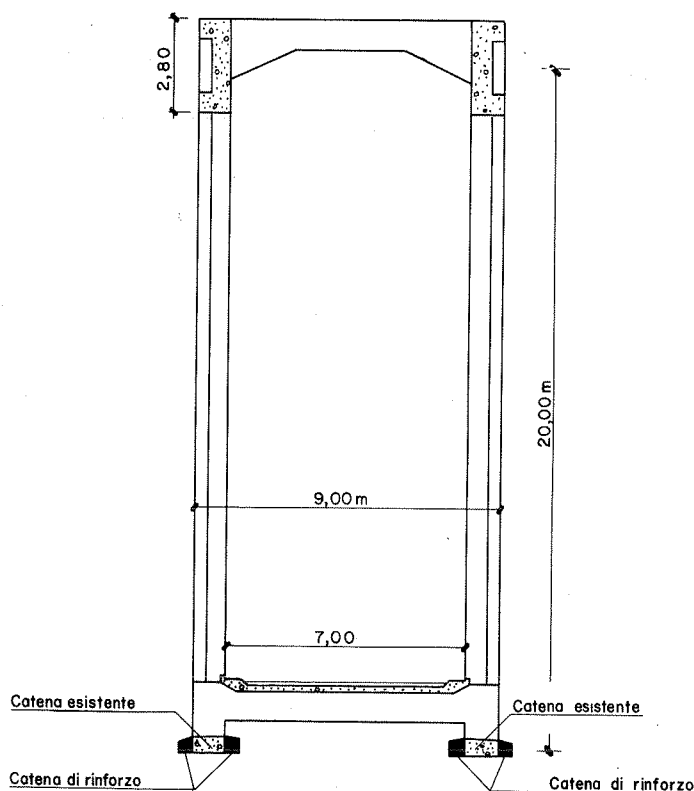
Ponte sul fiume Sinni in località Valsinni

Trattasi di un ponte (figg. 5 e 6) in cemento armato ad arco a via inferiore costruito negli anni 1946-47 lungo la S.S. n. 104 « Sapri-Ionio ». Esso è costituito da una unica campata e la struttura consiste in due archi gemelli affiancati di luce 96,84 m e freccia 20,00 m, ai quali sono ancorati i tiranti verticali che sostengono l'impalcato stradale, con carreggiata di 6,00 m affiancata da due marciapiedi. La spinta di ogni arco è eliminata da una catena posta sotto l'impalcato ad esso ancorata mediante staffe; l'appoggio in sponda sinistra è fisso, mentre quello in sponda destra (verso Valsinni) è mobile su pendoli.

La struttura, che si presenta assai solida con arconi



5 - S.S. n. 104 « Sapri-Ionio » - Ponte sul fiume Sinni.



6 - S.S. n. 104 « Sapri-Ionio » - Ponte sul fiume Sinni - Schema di rinforzo.

che hanno dimensioni di $1,00 \times 2,80$ m e catene armate ciascuna con n. 29 ferri da 50 mm, appare accuratamente eseguita e favorevole fu il collaudo eseguito nel 1947.

Il dissesto, che presenta caratteri di singolarità, si verificò nel luglio 1979 senza apparenti cause immediate. Accadde che la catena di monte, del peso di 1500 kg per ml, nel giro di poche ore si staccò progressivamente dall'impalcato cui era appesa e si abbassò restando ancorata agli estremi fino a stabilizzarsi su una configurazione a catenaria che aveva al centro una freccia di 2,20 m.

Il peso proprio della catena venne quindi ad esercitare un tiro fortissimo sull'arco in direzione orizzontale e diretto dall'esterno verso l'interno, facilmente calcolabile nel valore di oltre 1000 t ($H = pl^2/8f$).

La nuova configurazione, supposta invariata la lunghezza della catena deformata, come poteva dedursi dall'assenza di lesioni lungo la catena stessa, richiedeva uno spostamento orizzontale verso l'interno dell'imposta destra dell'arco di monte (appoggio mobile) calcolato nella misura di 7 cm e di tale ordine fu infatti lo spostamento subito dall'arco. Da esso derivò una lesione trasversale dell'impalcato presso la spalla e l'inclinazione del pendolo di appoggio verso l'interno. Il valore di detto spostamento fu controllato anche mediante il calcolo elastico dell'arco.

La causa del dissesto è da attribuirsi a fatti difficilmente prevedibili in sede di progetto; in effetti le staffe di ancoraggio della catena all'impalcato, dimensionate ovviamente per lo sforzo dovuto al peso

proprio della catena, furono con molta probabilità sollecitate in modo anormale per effetto dinamico dei carichi mobili particolarmente gravosi e frequenti in ragione specie dei lavori di costruzione della diga di Monte Cotugno in corso nella zona.

Poiché il dissesto tendeva ad aggravarsi, venne attuato un pronto intervento. I lavori eseguiti furono i seguenti:

- sollevamento della catena mediante apparecchiatura formata da un sistema di martinetti idraulici con ancoraggio all'estradosso dell'arcone;

- costruzione di due nuove catene affiancate a quelle preesistenti, formate da trefoli c.a.p. con leggera tesatura;

- formazione di robusti ancoraggi per assicurare l'attacco delle catene vecchie e nuove all'impalcato;

- rinforzo dei pendoli mediante pendoli supplementari in acciaio affiancati a quelli preesistenti;

- ripristino delle lesioni.

A lavori ultimati l'aspetto della struttura risulta inalterato; il ritorno elastico dell'arco è stato completo dopo il sollevamento della catena; inoltre le oscillazioni di impalcato dovute al traffico appaiono assai ridotte dopo la costruzione delle nuove catene.

Dopo l'ultimazione dei lavori è stato eseguito il collaudo e la prova di carico è stata effettuata mediante n. 12 autocarri del peso complessivo di 450 t, superiore al carico di progetto originario.

Le frecce e gli spostamenti misurati sono stati assai inferiori ai valori teorici e si è riscontrato un pronto ritorno elastico delle deformazioni.

SEMINARIO AICAP-MAC: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Criteri di durabilità e di manutenzione dei ponti ferroviari

DOTT. ING. A. CONTI PUORGER (*) - DOTT. ING. S. COLANGELO (**)

PREMESSE

Prima di entrare nel tema « criteri di durabilità e manutenzione dei ponti ferroviari » è opportuno fornire alcuni dati sintetici, utili per far comprendere la reale dimensione della problematica in argomento nell'ambito dell'organizzazione dell'Azienda Autonoma delle Ferrovie dello Stato.

Degli oltre 16.000 km di rete ferroviaria, gestita dall'Azienda, circa 500 km sono impostati su ponti in genere; cioè, ponti in senso stretto, viadotti, ponticelli e sottovia.

Il loro numero complessivo è di circa 60.000 unità, ivi compresi 3.100 ponti a travate metalliche.

I ponti in muratura di lunghezza ciascuno superiore a 30 m, cioè le vere e proprie opere d'arte maggiori, sono circa 1.750 per una estesa complessiva dell'ordine dei 200 km.

La tabella 1 fornisce, in prospetto, gli elementi più salienti di un recente censimento al riguardo.

TABELLA 1
CENSIMENTO DEI PONTI F.S.

Lunghezza	N.	L. (m)	N%	L%	L/N (m)
Ponti in muratura					
L ≤ 5 m	45.118	139.115	75,9	27,3	3,1
5 < L ≤ 15 m	8.305	68.551	14,0	13,4	8,3
15 < L ≤ 30 m	1.164	22.079	2,0	4,3	19,0
L > 30 m	1.753	197.575	2,9	38,7	112,7
	56.340	427.320			
Travate metalliche	3.133	83.323	5,2	16,3	26,6
Totale	59.473	510.643	100,0	100,0	8,6

Per quanto attiene alla loro età, i più, il 60% circa, risalgono all'epoca di impianto della singola linea, sia pure, alcuni, con rinnovamenti parziali, mentre gli altri sono stati ricostruiti, soprattutto dopo l'ultima guerra mondiale sino ad oggi, o trattasi di opere più recenti, introdotte a seguito delle aggiornate esigenze viarie ed idrauliche o a servizio di nuove linee.

E' anche da premettere che la domanda di trasporto con carichi sempre più pesanti è andata aumentando negli anni e, di conseguenza, per il dimensionamento dei ponti, sono stati adeguati i treni teorici di calcolo.

In figura 1 sono stati riportati i treni teorici di calcolo più pesanti del 1888, del 1916, del 1925 e del 1945, dai quali risultano evidenti gli incrementi sopra accennati.



Fig. 1

Ne è derivata una continua attività, specialmente sulle linee fondamentali, per rendere idonei i ponti esistenti alle nuove esigenze del traffico.

Tale attività, essenzialmente rivolta alla sostituzione delle travate metalliche vetuste, è meno sentita per i ponti in muratura di media e grande luce, in quanto, essendo stati originariamente costruiti ad arco, sono meno sensibili alle variazioni dei carichi accidentali, sia perché sono preponderanti i carichi permanenti, sia perché i tassi di lavoro furono prudenzialmente limitati, come verrà precisato in appresso.

Di fatto le linee fondamentali consentono, attualmente, la circolazione di treni di 7,2 t/m di peso e con carico assiale massimo di 20 tonn.

In tempo medio-breve è previsto di portare praticamente tutte le linee a questo livello, salvo quelle di interesse esclusivamente regionale, e nel contempo di elevare quelle fondamentali alla circolazione di treni del peso di 8 t/m e a 22 t/asse, della quale è sentita l'esigenza in sede europea.

Purtuttavia, facendo riferimento ai treni di calcolo più recenti, cioè quelli relativi ai ponti rinnovati o ricostruiti dopo il 1945, con i futuri carichi circolanti prevedibili sui ponti si avranno, ancora, azioni globali inferiori ai valori di calcolo. Nella tabella 2 è riportata

TABELLA 2

Luci m	B/1945		A/1945	
	Flettenti	Taglianti	Flettenti	Taglianti
10	74,6%	82,3%	58,1%	64,3%
20	79,5%	79,3%	63,8%	63,2%
30	79,4%	80,9%	62,2%	64,2%
40	84,2%	82,7%	65,9%	66,7%
60	92,5%	86,4%	76,5%	72,5%
80	95,5%	88,8%	84,5%	76,5%

(*) Capo dell'Ufficio Ponti delle F.S.

(**) Capo Divisione - Ponti in muratura, in c.a. e in c.a.p. delle F.S.

una tabella con le percentuali di utilizzazione del carico teorico di calcolo, per varie luci di travi appoggiate.

Ciò, dà un'idea dei minori effetti sui ponti dovuti ai treni massimi circolanti prevedibili con 22 tonn/asse rispetto ai treni teorici di calcolo più recenti.

Tali minori effetti globali, in relazione alle varie luci, e fino a campate di 80 m, vengono a risultare nel campo 5%-25% nei riguardi del treno B/1945 e nel campo 15%-35% rispetto al treno A/1945.

Tale fatto consente di limitare le azioni a fatica e di rendere più durevoli le opere.

Quanto alla durata media economica di un manufatto ferroviario, questa viene valutata dell'ordine dei 100 anni per una opera in muratura e dei 70 anni per le travate metalliche.

Il che è reso possibile dalle maggiori spese di impianto, connesse ai criteri di progettazione e di esecuzione, che sono poi ripagate dai minori interventi necessari nel tempo.

DURABILITA' ED EVOLUZIONI PROGETTUALI

Le Società Concessionarie, che costruirono la maggior parte della Rete, e poi l'Azienda F.S. che ne raccolse la gestione, sono state, infatti, molto attente nell'adozione dei criteri progettuali, in modo da minimizzare le spese di manutenzione delle opere d'arte, garantendo loro anche ampi gradi di sicurezza.

Tali decisioni si sono manifestate oltremodo opportune.

Infatti, sarebbe del tutto irrazionale limitare i confronti tra opere simili basando le valutazioni solo sui costi iniziali, bensì appare sempre più emergente il concetto che tale confronto deve essere condotto riferendosi al coacervo del costo di costruzione e delle spese di manutenzione necessarie alle opere nel periodo di durata economica.

A tale riguardo, in una memoria del Prof. Ing. Giovanni Polsoni, che fu capo del Settore Ponti delle F.S., si legge che «assioma» assunto dalle Concessionarie — recepito poi dalle F.S. anche nelle ricostruzioni susseguenti all'ultima guerra — era:

«ovunque è possibile l'esecuzione di un ponte in muratura o pietra da taglio o mattoni, questo sia da preferirsi in modo assoluto, perché in generale più bello, più duraturo, esente da spese di manutenzione ed indifferente, specie i maggiori, ad aumenti dei sovraccarichi».

Le sollecitazioni venivano contenute in 1/10 dei carichi di rottura dei materiali, con il limite dei 14 kg/cm², che poteva essere superato fino ai 18 kg/cm² solo quando le murature venivano eseguite con malta idraulica e mattoni di qualità eccellente.

Infatti, la pietra da taglio, pur presentando una esuberante resistenza alla compressione, alle prove fornisce anche risultati molto dispersi, il che consigliava l'adozione di più elevati coefficienti di sicurezza.

Prima dell'affermarsi del conglomerato cementizio armato le caratteristiche dei materiali disponibili per un ponte in muratura erano, infatti, tali per cui il loro impiego comportava la scelta di strutture sollecitate prevalentemente a sforzi normali di compressione, cioè piedritti ed archi.

Per gli attraversamenti in cui non era, invece, disponibile la necessaria altezza per sviluppare l'arcata, sia pure molto ribassata, veniva fatto ricorso alla soluzione con travate metalliche.

Non v'è dubbio che i ponti ad arco hanno sfidato i secoli se le fondazioni non sono state vinte dalle

acque di piena o dall'azione continua erosiva dei corsi d'acqua che ha fatto abbassare il fondo degli alvei ed ha scarnificato le fondazioni.

Un problema, infatti, risultato ben presto evidente fu che le Società Concessionarie, sapendo di avere un tempo di utilizzazione limitato, avevano lesinato nelle spese per le fondazioni, che risultarono per lo più superficiali ed in alcuni casi poco adeguate anche in relazione allo scarso approfondimento delle indagini geognostiche, che a quei tempi erano molto limitate.

Le F.S. affrontarono tale situazione, molte volte ricostruendo con le stesse caratteristiche originarie, ma con fondazioni adeguate, altre, approfondendo, potenziando o proteggendo le vecchie fondazioni.

Ancora oggi si continua a sottofondare, proteggere e consolidare vecchie fondazioni, soprattutto in corrispondenza dei corsi d'acqua, tanto più che il fenomeno erosivo si è andato rapidamente evolvendo per il prelievo di inerti.

Poi, attorno al 1908-1910 il conglomerato cementizio iniziò ad affermarsi in Italia anche per i ponti ferroviari e cominciarono le sue prime applicazioni negli archi sfruttando essenzialmente la caratteristica di omogeneità del conglomerato, il che rese possibile l'elevamento dei tassi di lavoro.

Inoltre, come accennato, all'atto della ricostruzione, nel decennio 1945-1955, le F.S. ricostruirono i ponti distrutti per lo più con le originarie caratteristiche, adottando il c.a. per i ponti di grande luce soprattutto per gli impalcati e le pile di scarico sulle arcate, mentre le arcate stesse venivano eseguite in conglomerato cementizio semplice o leggermente armato.

I suddetti criteri di progettazione, evolutisi lentamente, ma costantemente, accompagnati sempre da una attenta esecuzione, hanno consentito e consentono di mantenere in esercizio opere che abbisognano di scarsa manutenzione, non essendo presenti giunti, appoggi e cerniere.

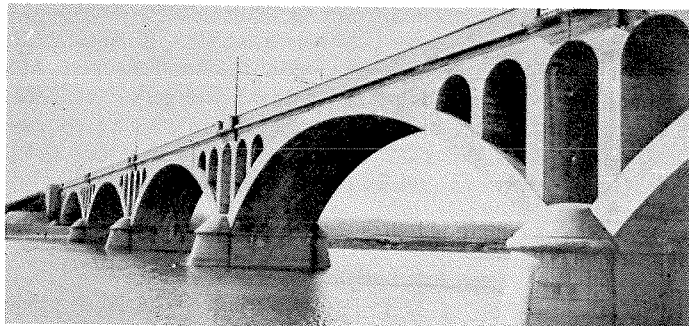
La manutenzione, infatti, è limitata essenzialmente a rifacimenti di parapetti, di impermeabilizzazioni, stucature di connessioni e ripresa di conci.

Nella figura 2 è ripreso il nuovo ponte sul Ticino della linea Milano-Genova, ricostruito nel 1948 con 5 archi di 45 m ciascuno, ribassati di 1/5, in conglomerato cementizio non armato.

Nella figura 3 è riportata la fotografia dell'arcata centrale del viadotto di S. Spirito della linea Vairano-Caianello-Isernia, ricostruito nel 1949 con arcata di 64,7 m e altezza di 80 m sul fondo valle; l'arcata è in conglomerato cementizio armato, come pure sono in c.a. gli impalcati e le pile di scarico sull'arcata.

Nella figura 4 è ripreso il viadotto di Recco della linea Genova-La Spezia a tre binari in curva di 400 m di raggio, a 6 archi parabolici in c.a. di 42,2 m di luce

Fig. 2



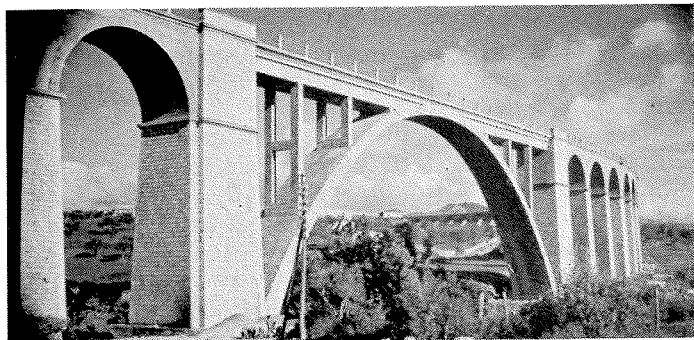


Fig. 3

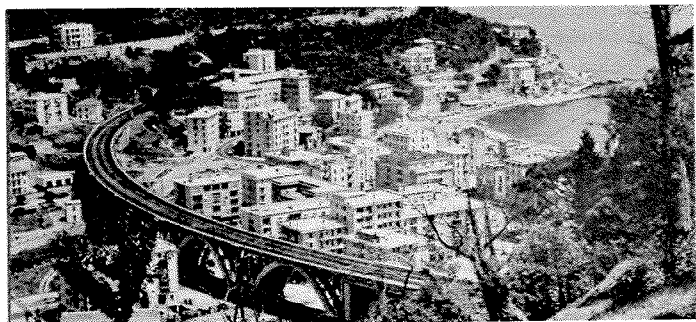


Fig. 4

e freccia di 16 m, costruito nel 1946-1948 in sostituzione del vecchio.

Mentre nel 1908-1910 il cemento armato per i ponti ferroviari in Italia era oggetto di applicazioni sperimentali e sporadiche, a partire dal 1910, in parallelo ai ponti ad arco in conglomerato cementizio, si cominciò ad utilizzare il c.a., dapprima in impalcati a solettone pieno e, poi, in solettoni a nervature, che vennero tipizzati.

Fino a 10 m di luce tali impalcati venivano impiegati per risolvere i casi di insufficiente altezza costruttiva, ma dopo l'ultima guerra sono stati adottati anche fino a luci di 20 m ed oltre, soprattutto nei viadotti di nuova costruzione per i raddoppi e le varianti di tracciato.

Fino al 1938 la tensione massima nel conglomerato cementizio veniva limitata a 50 kg/cm^2 e, nel ferro teso, a 800 kg/cm^2 , con armature diffuse anche in zona compressa e di densità notevole, superiore, comunque, ai 200 kg/m^3 .

Nella progettazione, oltre ai trasversi di testata, fino alla luce di 8 m si disponeva un trasverso in mezzera; per luci superiori, fino a 25 m, due trasversi a cavallo della mezzera con distanza tra loro pari ad $1/5$ della luce, e per luci superiori, tre trasversi disposti in mezzera, ad $1/4$ ed a $3/4$ della portata.

Vennero ben presto assunti i criteri di adottare staffe chiuse, dell'alzamento dei ferri non in un sol punto, ma in base al diagramma dei momenti, di affidare il taglio non solo alle staffe; concetti che inizialmente erano avulsi alla teoria di Hennebique, considerata dall'Azienda all'atto dell'introduzione del c.a.

E, quindi, pure ben presto venne adottata la regola pratica che la struttura deve essere armata in modo tale che qualunque lesione si voglia innescare in superficie, perché non possa penetrare in profondità, deve poter incontrare una adeguata armatura metallica che la intercetti, per evitare soprattutto lesioni superficiali, provocate da azioni composte e dal ritiro, che costituiscono inneschi all'aggressione dei copriferri ed accelerano la vetustà delle opere.

Gli unici inconvenienti emersi per gli impalcati in c.a. in presenza di salsedine, e per i cavalcavia, nel passato, anche per i fumi inquinanti delle locomotive a vapore, sono il degrado dei copriferri e, quindi, la corrosione delle armature, se non si interviene rapidamente.

Comunque, la vera e propria utilizzazione a pieno del c.a. si ebbe a partire dalla ricostruzione dopo la 2^a guerra mondiale in relazione all'aumento dei costi di costruzione degli archi, soprattutto per le centinaure e la mano d'opera.

Una tendenza consolidata nell'ambito del settore ponti dell'Azienda è, infatti, quella di introdurre nuove modalità esecutive soltanto quando siano sufficientemente consolidate e sperimentate.

Ciò, per evitare che insorgano inconvenienti per una non definitiva messa a punto del metodo o della tecnologia che possano comportare negativi riflessi sull'opera finita e, quindi, sulla regolarità e sulla sicurezza dell'esercizio ferroviario, in quanto i disservizi che ne deriverebbero sarebbero ben più gravi di quelli che per analoghi motivi vengono generati nel trasporto stradale, sia per la maggiore rigidità plano-altimetrica dei tracciati e delle deviazioni possibili, sia per le differenti caratteristiche dei mezzi di trasporto nei due regimi.

Le F.S., a tempo debito, non mancarono di impiegare anche strutture continue in c.a., essenzialmente a tre luci, con le laterali di portata pari a $4/5$ di quella centrale, ricalcando schemi classici di strutture continue adottate da tempo nel settore delle travate metalliche ed anche con impalcati solidali con i piedritti.

Nella figura 5 è riportato un caso tipico di struttura continua in c.a. a 3 campate ripetitive, di cui la centrale di 20,8 m e le laterali di 16,50 m, a servizio dell'attraversamento dello Scriveria sulla linea Alessandria-Piacenza, utilizzando come appoggi estremi di ogni terna di campate le pile del vecchio ponte.

Peraltro, per un ponte sull'Ombrone con impalcati continui in c.a. è stata raggiunta la portata di 50 m nella luce centrale e di 40 m nelle laterali.

Furono anche impiegate strutture a telaio come per i viadotti di Angitola e di Desenzano, — figura 6 — quest'ultimo ricostruito dopo l'ultima guerra sulle fondazioni del vecchio ponte in luogo degli archi distrutti o demoliti.

Si è invece avuta, quasi da sempre, la fobia per strutture tipo travi Gerber, in quanto il pericolo maggiore risiede nel fatto che l'appoggio tra le strutture mediante sedie costituisce un punto debole in cui vengono esaltati i martellamenti ed i fenomeni di fatica, venendo trasmesse azioni ingenti e concentrate, con grandi variazioni di intensità e con appoggi che, necessariamente, debbono avere dimensioni limitate.

Fig. 5

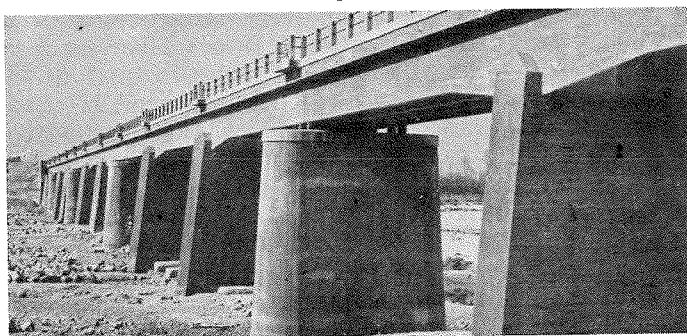




Fig. 6

Inoltre, in tali tipi di strutture, la discontinuità della deformata elastica di inflessione sotto i carichi mobili provoca nei punti singolari delle sedie sconessioni della massicciata, e può innescare momentanee cuspidi del binario.

Per gli appoggi, peraltro, si è cercato fino a quanto possibile di adottare tipi molto semplici; appoggi diretti sui pulvini per impalcati fino a 10 m di luce, fino a 18 m su lastre di piombo con interposto un lamierino metallico per l'appoggio fisso e due, con facce grafitate contrapposte, nei mobili nonché, per luci maggiori, appoggi pendolari in c.a. o in acciaio fuso e, di recente, cilindrici ed a calotta sferica con superfici di frizione in acciaio-teflon o alluminio-teflon.

Nel contempo, cominciò ad emergere la necessità della sostituzione di ponti in esercizio, ed in tale ottica sono state progressivamente abbandonate le realizzazioni di strutture iperstatiche a travate continue su più luci in quanto l'eventuale crisi di una delle campate o delle fondazioni di una pila avrebbe potuto comportare la disattivazione dell'intera opera d'arte.

Volendosi, inoltre, evitare il più possibile i costi delle deviazioni provvisorie o contenere la durata dei rallentamenti, le F.S. dovettero ricercare per luci piccole e medie nuove modalità, non usuali della tecnica pontiera stradale.

In occasione della sostituzione di vecchie travate metalliche o di ampliamento delle luci per esigenze idrauliche o viarie, quando non si provvedeva ad una deviazione, i binari venivano sostenuti con travi provvisorie e gli impalcati in c.a. gettati in opera non venivano assoggettati ai sovraccarichi prima di un mese di maturazione, mentre le armature di sostegno e le cassaforme non venivano tolte rispettivamente prima di 2 ed 1 settimana.

Il problema era anche di avere altezze strutturali assai modeste onde consentire il varo trasversale o la costruzione in opera di impalcati sotto le travi di sostegno provvisorie, soprattutto del tipo gemelle costituite da 2 oppure 3 travi a doppio T per ciascuna rotaia, con binario incassato nelle travi.

Ne è conseguito l'impiego generalizzato, utilizzato anche da ferrovie estere, di impalcati formati con travi di acciaio a doppio T annegate nel conglomerato cementizio, disposte con le ali a distanza non inferiore a 15 cm, per consentire i getti, e collegate tra loro con tiranti.

Nel calcolo, la funzione portante è affidata alle sole travi in ferro, mentre il conglomerato cementizio viene a costituire soltanto un riempitivo protettivo, anche se armato per evitare fessurazioni.

Il tasso di lavoro dell'acciaio delle travi, secondo le norme, è fissato in 1600 kg/cm² per il tipo Fe 42 B e in 1900 kg/cm² per il tipo Fe 44 B.

Con tali modalità si ottengono strutture di altezza inferiore anche a quella dei solettoni in c.a.p. e dell'ordine di 1/20 della luce.

Il costo è all'incirca doppio rispetto agli impalcati in c.a., ma è ampiamente compensato dalle economie sulle spese di esercizio, cioè dalle minori soggezioni per rallentamento dei treni durante la costruzione e dalla rapidità esecutiva non dovendosi effettuare armature di sostegno per i getti del conglomerato cementizio, che viene sostenuto con tavole in c.a. o in c.a.p. appoggiate sulle ali inferiori delle travi in acciaio.

Con l'impiego di travi laminate ad ali larghe e rinforzate nonché di travi saldate, le luci superabili sono via via aumentate, tanto che con travi di altezza di 1000 mm si vengono a superare attraversamenti di 22 m.

Unica manutenzione è la riverniciatura ogni 7-10 anni delle soles delle travi in ferro che sporgono dagli intradossi con tutto lo spessore delle ali.

Di recente, prima in modo sporadico e negli ultimi 5 anni sempre più generalizzato, è stato adottato il sistema della spinta oleodinamica di monoliti scato-lari in c.a. costruiti fuori opera ed infissi gradualmente sotto i binari.

Con tali modalità si riescono a realizzare nuovi attraversamenti in corrispondenza delle linee in esercizio mantenendo la continuità dell'esercizio stesso grazie a fasci di rotaie di irrigidimento longitudinale dei binari ed a travi provvisorie, trasversali ai binari stessi, travi poggianti, da un lato su appoggi fissi e dall'altro sull'avambecco del monolite e scorrevoli su questo, man mano che si sviluppa la traslazione (figure 7 e 8).

Le soggezioni all'esercizio, con rallentamenti di norma contenuti in 30 km/h, hanno così una durata molto ridotta, limitata al solo periodo di spinta.

Con tale metodologia sono stati spinti scato-lari fino a 16 m di luce ed anche più scato-lari affiancati.

Peraltro, le strutture scato-lari hanno il vantaggio di rendere praticamente nulle le spese di manutenzione.

Negli ultimi 10-12 anni, infine, le tecniche costruttive dei ponti ferroviari hanno subito notevoli modificazioni, adeguandosi, pur con le sostanziali differenziazioni che sono insite nelle diverse esigenze del contatto ruota-rotaia rispetto alla gomma-strada, alle aggiornate metodologie e tecniche costruttive adottate per i ponti in campo autostradale.

Ormai, infatti, per i ponti delle costruende nuove linee, dei raddoppi e dei quadruplicamenti è stato generalizzato l'impiego del c.a.p. con travi prefabbricate o con impalcati gettati in opera, con armature pre-tese o post-tese.

Per i sistemi di precompressione, inizialmente ci si era limitati all'uso di barre tipo Diwidag, con ancoraggi a piastra o a campana, e poi si è esteso l'impiego anche ad acciai in trecce e trefoli.

Infatti, in un primo tempo, considerato che l'aggressione da correnti vaganti è inversamente proporzionale alla sezione delle armature impiegate ed è maggiore in presenza di alte tensioni di tesatura, si era rite-

nuto favorevole, sotto tale aspetto, l'impiego di barre di adeguato diametro e con tesatura ridotta.

In relazione poi a particolari cure adottate nell'isolamento degli impalcati tra di loro e con le pile, i cui risultati favorevoli sono stati confortati da apposite prove elettriche, si è convenuto di estendere l'impiego anche agli altri tipi di armature.

Quale tipologia strutturale degli impalcati, per le linee a doppio binario si dà la preferenza a soluzioni a cassone, di norma uno per ciascun binario, ma collegati trasversalmente con trasversi pure precompressi.

Ciò, con vantaggio nei riguardi del comportamento a fatica degli impalcati in relazione al trasferimento di una grande aliquota (circa il 40%) del carico agente su un binario anche al cassone adiacente, nel caso assai più frequente di un solo treno transitante sull'opera rispetto al transito contemporaneo dei due treni previsto dai calcoli.

La luce delle campate semplicemente appoggiate si è, quindi, spostata dai 25-30 m del c.a. ai 30-40 m, ma sono stati superati anche i 50 m come verificatosi per le campate di attraversamento di due ponti sul Tevere della DD.ma Roma-Firenze, ma con impalcato a cassone unico per i due binari (figura 9).

Fig. 7

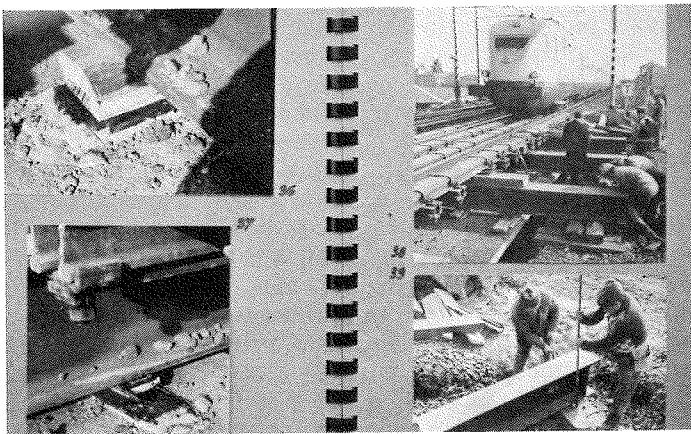


Fig. 9

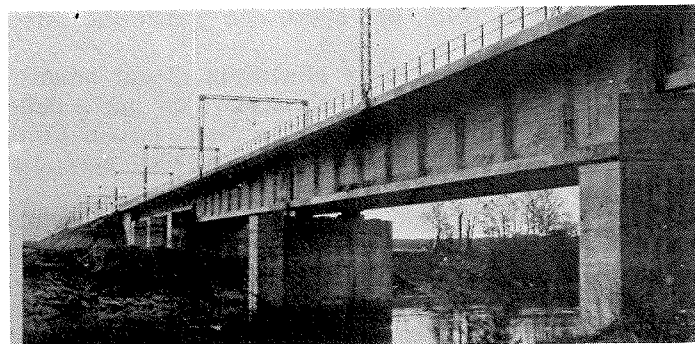
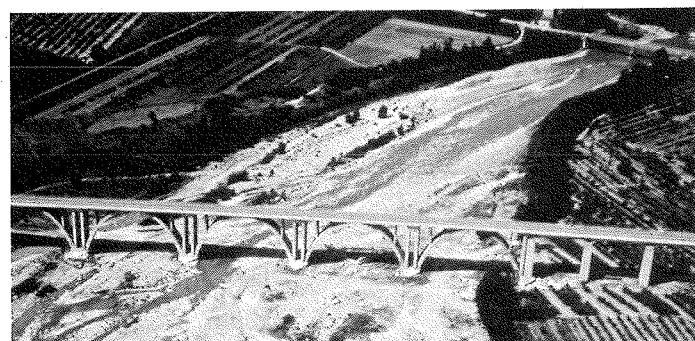


Fig. 11



Anche per tale linea, costruita con i criteri più moderni, per l'attraversamento del Paglia, nel lungo viadotto con impalcato da 25 m in c.a.p. sono state inserite 5 arcate in c.a. da 50 m di luce, con sovrastanti impalcato in c.a.p., arcate che in un certo senso costituiscono un simbolo per le F.S., cioè a dire che si ritiene che l'arco può ancora oggi costituire una soluzione di avanguardia per i ponti ferroviari, in quanto utilizza al meglio le caratteristiche del conglomerato cementizio (figure 10 e 11).

Le arcate sono di tipo parabolico e sono state gettate su centine metalliche scorrevoli trasversalmente (figura 12).

Per le nuove opere, in aggiunta agli usuali criteri di progettazione insiti nella normativa vigente, proprio in relazione alla voluta durabilità, viene prescritto che:

- la sollecitazione massima in tutte le armature ad aderenza migliorata di strutture in c.a. a diretto contatto del terreno non superino i 1600 kg/cm²;
- di non adottare spalle con rilevato passante;
- di non adottare soluzioni con sbalzi o del tipo travi Gerber;
- le strutture in c.a.p. non presentino trazioni in qualsiasi condizione di esercizio;

Fig. 8

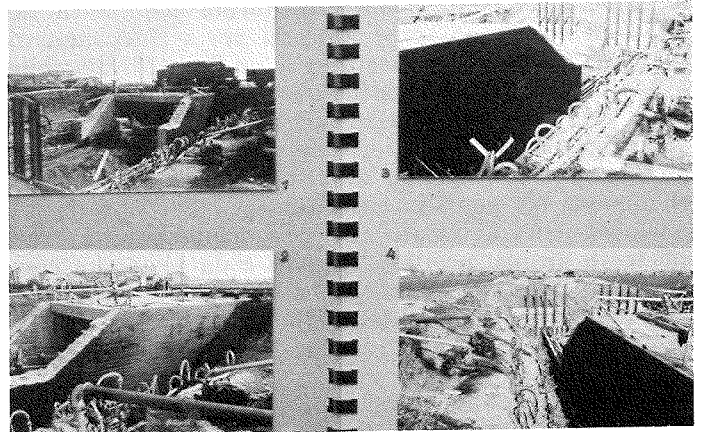
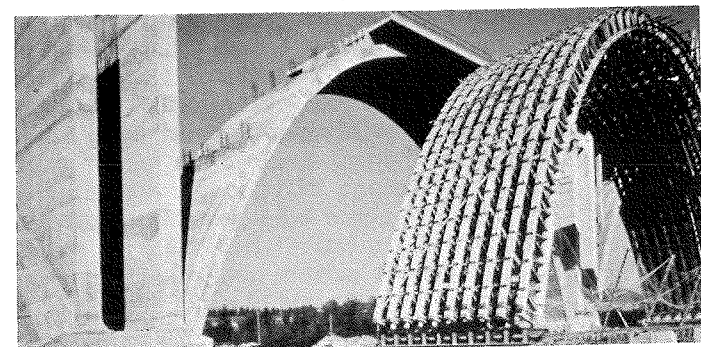


Fig. 10



Fig. 12



— di evitare l'adozione per gli impalcati, di strutture miste acciaio-conglomerato cementizio;

— le frecce statiche di inflessione relative ai soli sovraccarichi accidentali vengano limitate nel campo 1/2000-1/4000 della luce, a seconda della velocità di progetto della linea;

— gli impalcati vengano isolati elettricamente tra loro e con le pile ad evitare l'insorgere di correnti vaganti che provochino dannose corrosioni delle armature;

— la soletta superiore degli impalcati, in generale, deve essere monolitica;

— deve essere garantita l'ispezionabilità delle strutture, anche nelle travi a cassone, con passi d'uomo nei trasversi.

MANUTENZIONE E ORGANIZZAZIONE ISPETTIVA

Forniti i più salienti criteri adottati dalle F.S. per la durabilità dei propri ponti, si affronta ora, sia pure succintamente, la problematica della manutenzione, delle strutture organizzative al riguardo impiegate e delle somme necessarie.

Il valore complessivo dei ponti della rete F.S., computato quale costo di ricostruzione al giugno 1982, è dell'ordine dei 10.000 miliardi di lire.

Tenuto conto che circa il 60% dei ponti della rete ha superato o si avvicina alla durata economica dei 100 anni occorrono spese notevoli per i rinnovamenti, evidentemente se tale durata fosse un limite invalicabile.

Peraltro, al rinnovamento sono da aggiungere le spese di manutenzione, che se pur limitate per la singola opera in relazione ai criteri adottati per la costruzione, pur sempre assumono a cifre notevoli in relazione al numero dei ponti in esercizio.

Globalmente si valuta che per mantenere una rete efficiente sotto il profilo dei ponti è da sostenere complessivamente, per la manutenzione ed il rinnovamento, una spesa annua dell'ordine dell'1% del valore di ricostruzione. Ne deriverebbe la rispettabile cifra di 100 miliardi annui.

Le spese sostenute negli ultimi 10 anni, ivi compresi i Piani Speciali, sono molto inferiori al tetto indicato ed oscillano tra 1/3 e 1/4 di tale importo.

Peraltro, tali spese non si discostano di molto da quanto verificatosi nei decenni precedenti, tenuto conto dei valori di acquisto della moneta in quegli anni.

C'è stata, infatti, come è ben noto, per anni la tendenza a relegare il trasporto per ferrovia tra le cose in via di superamento, favorendo altri tipi di trasporto e da qui è scaturito che necessariamente l'Azienda ha dovuto limitare le spese, contenendo l'esigenza dei rinnovamenti ed adottando una oculata politica delle possibilità di spesa che per quanto riguarda i ponti è stata riversata essenzialmente sulla manutenzione.

La tendenza attuale, invece, in relazione alla esigenza sentita a livello mondiale di effettuare economie sulle fonti energetiche, è quella del rilancio del trasporto su rotaia.

In relazione a tanto, è stato varato il noto Piano Integrativo per le F.S., di cui la Legge 17/1981, che sta fornendo la possibilità di finanziamenti per l'Azienda di L. 12.450 miliardi in 5 anni, sia per gli impianti fissi, sia per la costruzione di raddoppi e di nuove linee, sia per il rinnovamento ed il potenziamento del materiale rotabile e dei mezzi di trazione.

Per quanto riguarda il settore-ponti delle linee in esercizio tale piano prevede complessivamente un finanziamento per circa 470 miliardi di lire.

Inoltre, è allo studio un ulteriore Piano Poliennale che prevede una spesa per lo stesso settore ponti di circa 840 miliardi di lire valutate al 31.12.1980 e da aggiornare di circa il 60% in relazione alla lievitazione dei prezzi.

In definitiva, le spese di manutenzione vengono a risultare contenute per le scelte progettuali fatte nel passato ed il cui standard si intende non peggiorare.

Appare, infine, opportuno fornire un breve cenno sull'organizzazione di sorveglianza, sui manufatti in genere e sui ponti in particolare, posta in essere dall'Azienda F.S., organizzazione che negli anni ha dimostrato la sua efficienza.

Tali adempimenti sono di competenza dei 17 Uffici Lavori, in cui è suddivisa la giurisdizione territoriale della rete, uno per ciascun Compartimento, fatti salvi quelli di Verona e di Firenze alle cui dipendenze, sono anche, gli Uffici Lavori di Bolzano e di Pisa.

Presso ciascuno di tali Uffici vi sono Sezioni alle dipendenze di funzionari ingegneri a cui compete la responsabilità dell'esercizio per quanto attiene la sede ed i binari.

La Sezione è suddivisa in più Reparti di esercizio.

Il numero complessivo di tali Reparti è 150 e ciascuno di essi ha giurisdizione su circa 100 km di linea.

Giornalmente squadre del personale di linea percorrono a piedi la tratta assegnata per accertare che non sussistano anomalie, per prevenire con i loro interventi di manutenzione ordinaria, soprattutto al binario e ai colatori, l'insorgere di anomalie nonché per segnalare la necessità di interventi o di visite da parte di personale con più alto grado di qualificazione.

Inoltre, annualmente tutte le opere d'arte vengono ispezionate nel dettaglio e ne deve essere trasmesso il relativo verbale di visita anche alla Sede Centrale del Servizio Lavori e Costruzioni, che ripartisce le spese di manutenzione, concreta i rinnovamenti da effettuare, fornisce le direttive tecniche, progetta direttamente le travate metalliche e gestisce i materiali per i ponti provvisori, ivi compresi quelli per sopperire ad interruzioni conseguenti a calamità naturali.

Frequenze di visita ovviamente maggiori vengono fissate, di volta in volta, per opere che presentino difettosità insorgenti.

Le opere metalliche, oltre alle visite di cui innanzi, sono pure soggette a visite particolari da parte delle Squadre Ponti in Ferro istituite presso ciascun Compartimento, costituite da personale di alta specializzazione ed esperienza.

Con tale tipo di organizzazione, la cui precipua finalità è di prevenire danni alle opere d'arte con interventi di manutenzione e di rafforzamento tempestivamente attuati, si è conseguito sinora l'obiettivo di evitare sospensioni di utilizzazione dei manufatti, fatto salvo i casi di eccezionali eventi di forza maggiore.

A tale ultimo riguardo si segnala, infine, come i ponti ad arco, su cui si è già riferito circa l'eccezionale favorevole comportamento, in generale, in occasione dei sismi hanno ancora una volta manifestato una notevole riserva di assorbimento di energia, con danni contenuti, suscettibili di riparazioni e meno eclatanti di quanto non si verifici per gli impalcati appoggiati.

Si può concludere asserendo che la durabilità delle opere è un concetto da sempre tenuto presente e perseguito con tenacia nella progettazione e nell'esecuzione delle opere ferroviarie e fa ormai parte integrante dell'immagine che vuole dare di sé l'Azienda F.S.

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

La réparation des ponts en France

M.D. POINEAU (*)

1. INTRODUCTION

Nous vous présenterons uniquement dans cet exposé l'expérience française sur la réparation des grands ouvrages en béton précontraint. Nous avons volontairement réduit le vaste thème qui nous avait été proposé par l'Association Italienne du Ciment Armé et Précontraint (A.I.C.A.P.) afin d'éviter de ne traiter que des généralités et des grands principes.

Les fissurations parfois importantes constatées sur certains grands ouvrages en béton précontraint et plus particulièrement sur les ponts construits par encorbellements successifs ont conduit à perfectionner la réglementation technique et les méthodes d'auscultation et ont nécessité la mise au point de techniques spécifiques de réparations. Ces désordres, dus à diverses causes (redistribution des efforts par déformation différées gênées, gradient thermique, insuffisance de précontrainte, diffusion des efforts concentrés dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte, poussée au vide des câbles...) ont engendré essentiellement trois types de fissures:

— fissures verticales ou paraverticales traduisant une insuffisance de résistance vis à vis des moments fléchissants; dans les ponts construits en encorbellement, les fissures se développent en général au droit des joints entre les voussoirs;

— fissures inclinées dans les âmes traduisant une insuffisance à l'effort tranchant, fissures le plus souvent liées à des fissures de diffusion;

— fissures longitudinales dans les hourdis inférieurs des poutres-caissons de hauteur variable traduisant une insuffisance de résistance à la flexion de celui-ci sous l'effet de la poussée au vide des armatures de précontrainte. Ces fissures sont très souvent combinées avec des fissures de diffusion.

Pour réparer les structures ainsi fissurées, il a été fait, le plus souvent appelé à la précontrainte qui permet de rendre ces structures conformes aux hypothèses habituelles de fonctionnement des ouvrages en béton précontraint.

2. REPARATION DES OUVRAGES PRESENTANT DES FISSURES DE FLEXION

2.1. Hypothèse de calcul

Les efforts de compression ajoutés dans les ouvrages présentant des fissures de flexion ont été déterminés à partir des hypothèses suivantes:

— la contrainte normale au droit d'une fissure ouverte, lorsque l'ouvrage ne supporte aucune charge, est supposée nulle;

— après injection des fissures, la continuité du matériau béton est supposée rétablie et la structure est supposée fonctionner selon les lois habituelles de la résistance des matériaux et du béton précontraint;

— l'effort appliqué doit rendre la structure réglementaire (absence de traction et de compression excessive dans tous les cas de charges);

— le calcul tient compte, aussi exactement que possible, des efforts et des sollicitations existant réellement dans l'ouvrage. Ceux-ci sont déterminés soit à partir d'essais (pesées des réactions d'appui et mesure des moments de décompression lors d'un chargement par exemple) soit en les estimant et en procédant à des calculs en fourchette.

2.2. Recherche des efforts et des sollicitations existant dans un ouvrage

2.2.1. ESSAI DE DÉCOMPRESSION - PRINCIPE DE LA MESURE - INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

L'essai de décompression est utilisé pour déterminer les efforts et les sollicitations qui existent au droit d'une section dont la fissuration n'apparaît que sous un certain niveau de chargement.

Il consiste après avoir équipé la section de jauges de déformation et de capteurs de déplacement à appliquer des charges croissantes jusqu'à ce que la fissure se forme. Le moment fléchissant créé par le chargement entraînant la fissuration est appelé moment de décompression « Md » (figure 1).

Théoriquement, d'après la note de calculs, ce moment « Md » ne devrait pas entraîner la décompression de la fibre équipée.

M_g moment fléchissant dû aux charges permanentes

$N_p \cdot e_0$ moment isostatique de précontrainte

M_H moment hyperstatique de précontrainte

M_f moment dû aux déformations différées gênées (fluage)

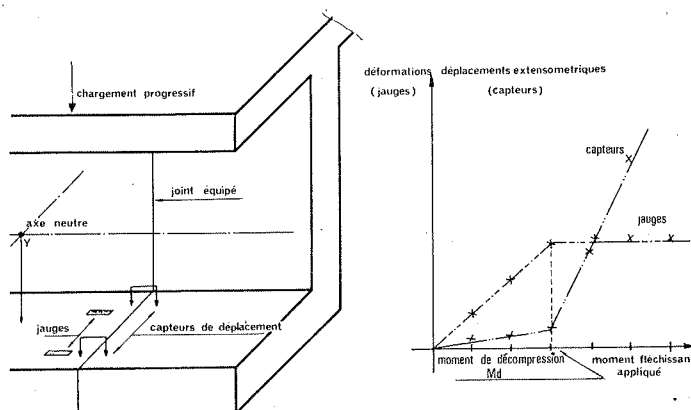


Fig. 1

(*) Chef d'Arrondissement au Département Ouvrages d'Art du S.E.T.R.A. Ministère des Transports, Membre du Comité Euro-International du Béton.

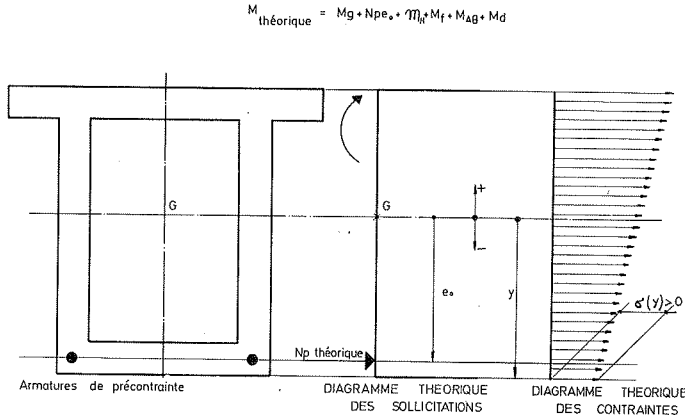


Fig. 2

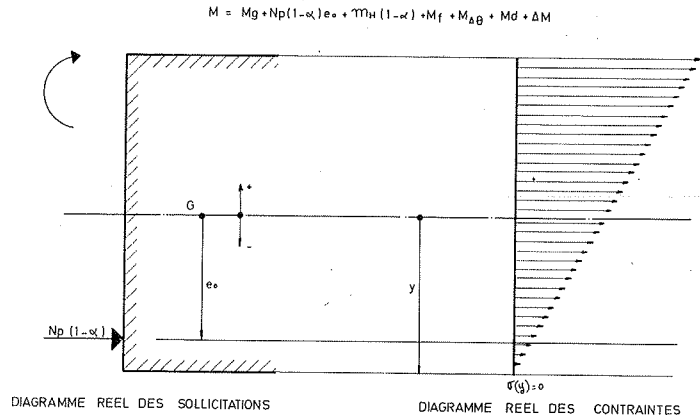


Fig. 3

$M_{\Delta\theta}$ moment dû au gradient thermique éventuel (correction thermique).

La décompression qui se produit $\sigma(y) = 0$ (la résistance à la traction du béton ne peut être prise en compte à cause de la fissuration) peut-être due soit à une insuffisance de précontrainte soit à un moment parasite (supplément de charge permanente, manoeuvre en cours d'exécution, fluage plus important que prévu...). En désignant par « αN_p » la perte de précontrainte et par « ΔM » le moment parasite, l'équilibre de la section au moment de la décompression s'écrit (figure 3):

$$\sigma(y) = 0 = \frac{N_p(1-\alpha)}{B} - \frac{y}{I} [Mg + N_p(1-\alpha)e_0 + M_H(1-\alpha) + M_f + M_{\Delta\theta} + M_d + \Delta M]$$

avec $\left\{ \begin{array}{l} B \text{ aire de la section} \\ I \text{ inertie de la section.} \end{array} \right.$

Cette formule peut se mettre sous la forme suivante:

$$\frac{y}{I} \Delta M = \frac{N_p(1-\alpha)}{B} - \frac{y}{I} [Mg + N_p(1-\alpha)e_0 + M_H(1-\alpha) + M_f + M_{\Delta\theta} + M_d]$$

soit

$$\Delta M = A + B(1-\alpha) - Md$$

Si cette opération peut-être réalisée sur plusieurs sections $S_1, S_2 \dots S_i$ assez proches les unes des autres pour que le moment ΔM puisse être supposé constant, il est possible de tracer pour les différentes sections en fonction de α les droites représentant ΔM . Le point de concours de ces droites fournit les valeurs cherchées de « α » et « ΔM » (figure 4).

Remarques: L'interprétation de tels essais est beaucoup plus compliquée que ne le laisse supposer la présente démonstration (la décompression n'est pas toujours franche, la répartition des contraintes n'obéit pas toujours à la loi de Navier, le coefficient « α » n'est pas le même pour les différentes familles de câbles et n'est pas forcément constant tout le long de la structure, ΔM peut varier en particulier dans les travées de rive...). Cependant lorsqu'il est possible de peser les réactions d'appui sur les culées en comparant celles-ci aux réactions théoriques, il est facile d'en décrire la valeur du moment fléchissant parasite ΔM et donc de recouper l'interprétation des mesures de décompression [1].

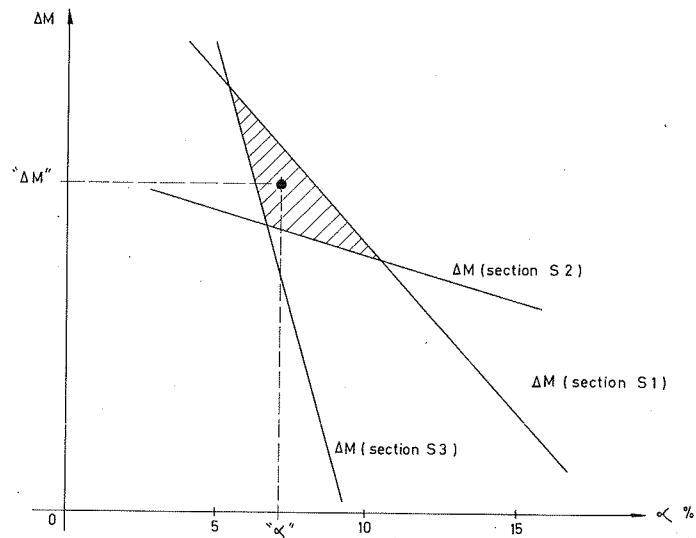


Fig. 4

2.2.2. PESÉE DES RÉACTIONS D'APPUI - PRINCIPE DE LA MESURE - INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

La pesée des réactions d'appui est utilisée depuis plusieurs années pour suivre l'évolution dans le temps des réactions d'appui des ouvrages soumis à des redistributions d'efforts par déformations différées gênées et également pour connaître les sollicitations engendrées par les gradients thermiques.

Compte tenu de la précision des appareils de mesure (0,5 à 1%), les pesées se font essentiellement au droit des appuis d'extrémité des ouvrages sur lesquels les descentes de charges atteignent tout au plus quelques centaines de tonnes. Ainsi, les erreurs sur les pesées ne dépassent pas quelques tonnes et ne masquent les phénomènes à mesurer. En effet, les variations des réactions d'appui, objets des mesures, sont de l'ordre de quelques dizaines de tonnes.

Pour faire ces mesures, on dispose à proximité des appareils d'appui soit des vérins plats du type Freyssinet superposés (l'un de ces vérins servant de peson et l'autre au soulèvement) soit des vérins plats à piston. Ensuite on enregistre la courbe pressions (ou efforts) — déplacements (figure 5) d'où on en déduit la valeur de la réaction d'appui.

Il est à noter que les gradients thermiques perturbent fortement les mesures (figure 6) ce qui nécessite des corrections thermiques (figure 7) [2].

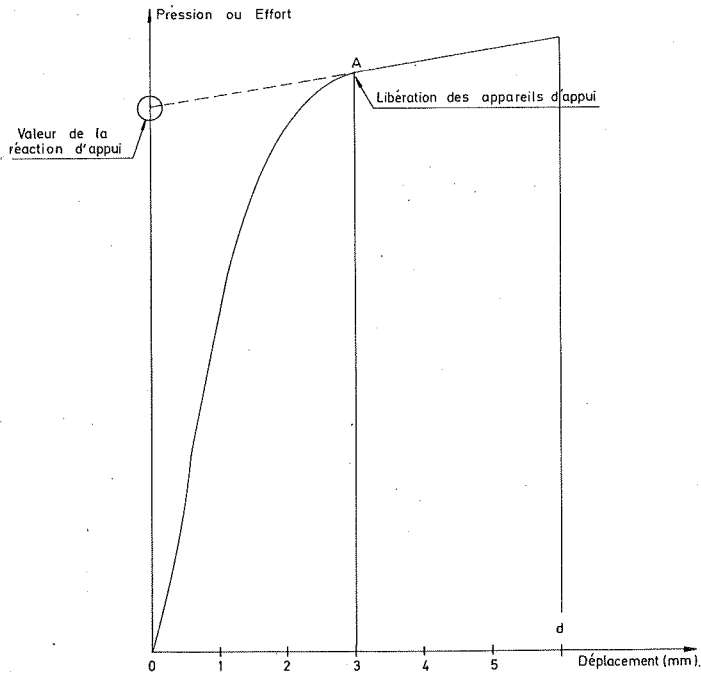


Fig. 5

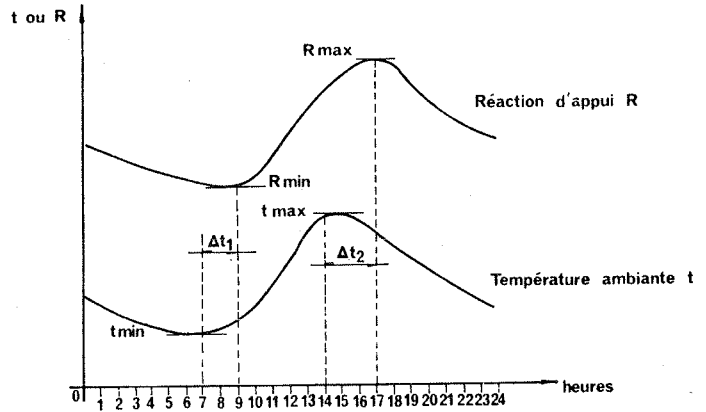


Fig. 6

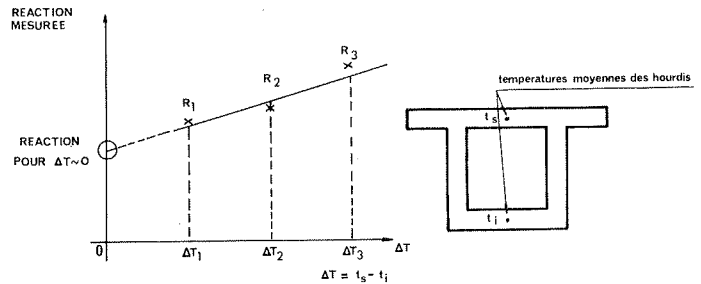


Fig. 7

2.3. Précontrainte longitudinale et additionnelle

2.3.1. TRACÉ

Suivant le problème posé, deux types de tracés ont été utilisés (figures 8 et 9):

- tracé rectiligne;
- tracé polygonal.

Le premier type simple et facile à mettre en oeuvre présente un « mauvais rendement » et n'améliore que très peu la résistance à l'effort tranchant. L'autre type

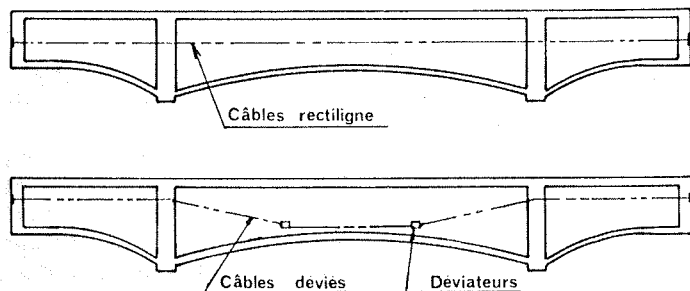


Fig. 8

PRÉCONTRAÎTE LONGITUDINALE ET ADDITIONNELLE A TRACÉ RECTILIGNE

ELEVATION - COUPE DANS L'AXE DU TABLIER

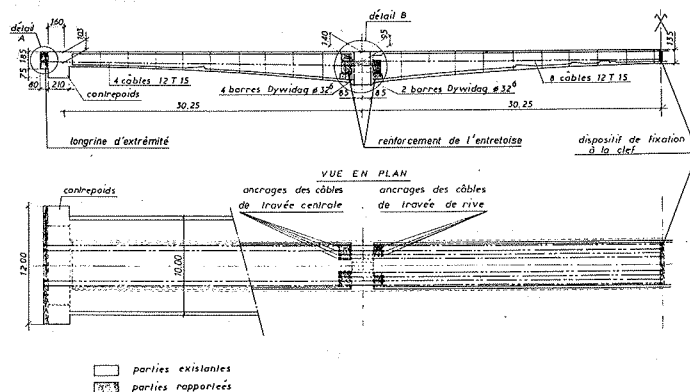


Fig. 9

plus satisfaisant sur le plan mécanique nécessite la construction de déviateurs ce qui a pour inconvénient d'augmenter les pertes de précontraintes.

Dans les deux cas, il est nécessaire de prévoir d'une part des points de fixation rigides pour lier les armatures au tablier et éviter ainsi le flambement d'ensemble du tablier et d'autre part des dispositifs de fixation suffisamment rapprochés pour éviter la mise en vibration des armatures de précontrainte par résonance (espacement de l'ordre d'une dizaine de mètres). Il est à noter que la formule des cordes vibrantes est applicable et qu'il faut vérifier que la période de vibration fondamentale des armatures et celles des harmoniques principales ne correspondent pas aux principales périodes propres du tablier.

2.3.2. DISPOSITIFS D'ANCRAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAÎTE

Trois types ont été utilisés:

- longrines construites aux extrémités des tabliers;
- bossages d'ancrage cloués sur les âmes ou les hourdis;
- appui sur les entretoises existantes.

2.3.2.1. Longrines

Cette solution consiste à construire une pièce massive en béton armé ou précontraint aux abouts du tablier sur laquelle viennent s'ancrer les armatures de précontrainte (figure 10).

Cette technique présente l'avantage d'éliminer pratiquement tout effort concentré local sur la structure existante (la diffusion est assurée par la longrine), elle permet donc d'ancrer des armatures de forte puissance.

Elle présente l'inconvénient de prolonger toutes les armatures dans les travées de rive, ce qui n'est pas toujours réalisable et dans certains cas est peu économique en particulier s'il s'avère nécessaire de reconstruire partiellement les culées.

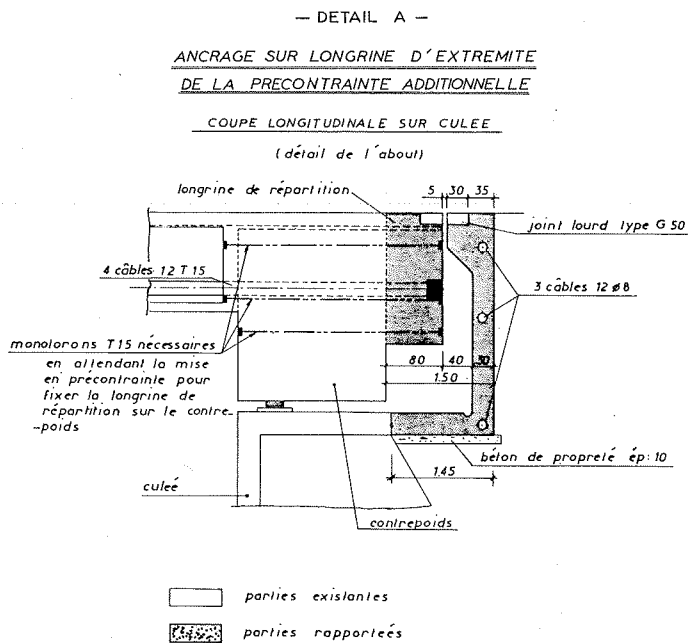


Fig. 10

Il est à noter qu'il y a lieu de tenir compte au niveau de la conception de la longrine des déformations longitudinales du tablier sous les effets thermiques. Il faut soit ménager un joint entre le tablier et la longrine, et mater celui-ci avant la mise en précontrainte soit lier la longrine au tablier en fixant sur celui-ci les coffrages nécessaire à son exécution.

2.3.2.2. Bossages d'ancrage

Cette technique consiste à clouer un bossage (en béton armé ou en acier) par précontrainte sur la structure existante et à y ancrer un câble (figure 11).

Elle présente l'avantage de permettre une bonne répartition de la précontrainte en fonction des efforts à reprendre. Elle présente par contre l'inconvénient de faire subir à la structure des efforts locaux importants dus à la diffusion de la précontrainte (flexion, cisaillement, entrainement...) qui viennent se superposer aux états de contraintes existants. De plus, la réalisation

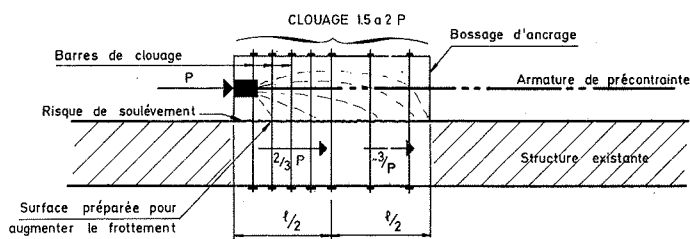


Fig. 11

au moyen d'unités de très courte longueur d'efforts de clouage est très délicate, car, la moindre variation d'allongement entraîne des pertes excessives et peut provoquer le glissement du bossage. Cette technique a été à la base d'un certain nombre de recherches qui ont porté sur les points suivants:

- détermination de la distribution de l'effort d'ancrage sur la longueur totale d'un bossage (figure 11) [3];
- choix du traitement de la surface de reprise entre le bossage d'ancrage et la structure. Par exem-

ple des essais réalisés au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées sur un bossage métallique et un mortier de calage à base de polymères thermodurcissables ont montré que le coefficient de frottement acier-mortier passe de 0,9 à 0,4 lorsque la granulométrie du sable passe de 0/1,25 à 0/5 mm;

— technologie de mise en oeuvre des armatures de précontrainte de faible longueur. Par exemple, le Tableau I ci-dessous donne les résultats d'essais effectués au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées sur des barres lisses Ø 36 de 0,75 m de longueur. Ces barres étaient tendues à $T_0 = 734,3 \text{ K}$ (0,7 Frg) et on mesurait la tension restante « T » dans la barre après serrage des écrous au moyen de jauges de déformation collées sur les barres.

TABLEAU I

Tension initiale $T_0 = 734,3 \text{ KN}$

Nombre des serrages successifs	Ancrages bruts			Ancrages rectifiés (conformes aux tolérances d'usinage)		
	Tension mesurée T (KN)	% des pertes $\frac{T_0 - T}{T_0} \times 100$	Dispersion %	Tension mesurée T (KN)	% des pertes $\frac{T_0 - T}{T_0} \times 100$	Dispersion %
1	561,3	23,5	+ 38 - 51	546,3	25,6	+ 50 - 62
2	598,3	18,5	+ 35 - 64	630,3	14,2	+ 82 - 48
3	625,3	14,8	+ 39 - 53	659,3	10,2	+ 73 - 29
5	646,3	12	+ 55 - 42	682,3	7	+ 25 - 15
10	661,3	9,9	+ 59 - 66	690,3	6	+ 16 - 22

Les résultats de l'ensemble de ces recherches ont donc montré qu'il fallait être extrêmement prudent dans le dimensionnement de la précontrainte de clouage compte tenu du caractère aléatoire du coefficient de frottement acier-béton ou béton-béton et des difficultés à obtenir la force voulue dans les armatures de précontrainte de courte longueur. Il est conseillé de prévoir une force de clouage de l'ordre de 1,5 à 2 fois l'effort à attacher et sur le chantier de faire des essais de convenance, de procéder à trois ou quatre serrages successifs et enfin de revenir contrôler par sondages statistiques les barres tendues. Les méthodes utilisées pour les essais de convenance et de contrôle sont données ci-dessous (figure 12).

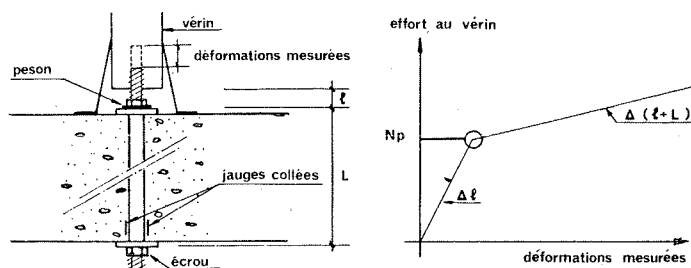


Fig. 12

2.3.2.3. Entretoises existantes

Cette solution consiste à ancrer les armatures de précontrainte sur les entretoises existantes après forage de celles-ci.

Cette technique présente, un peu comme celle des longrines d'extrémité, l'avantage de réduire les efforts concentrés sur les âmes ou les hourdis, sous réserve que l'entretoise soit suffisamment résistante et suffisamment cousue au tablier. Dans le cas contraire elle oblige à renforcer l'entretoise (figure 13) ou à substituer à celle-ci, par exemple, une structure métallique chargée de répartir au mieux les efforts d'ancrage.

Il est à noter que les techniques actuelles de carottage au diamant permettent de forer des trous de l'ordre de 100 mm de diamètre sur des profondeurs pouvant atteindre 5 mètres avec un risque de déviation ne dépassant pas 0,5 à 1 cm par mètre linéaire de forage.

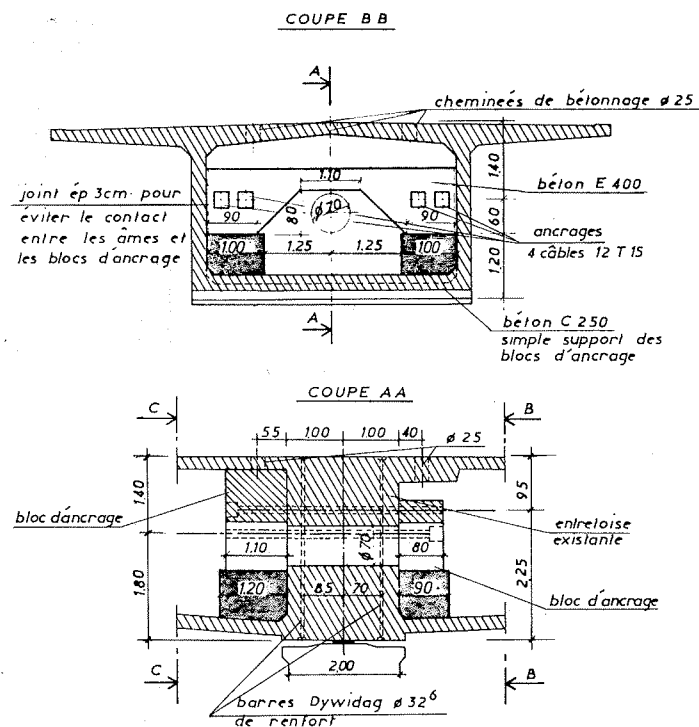


Fig. 13

2.3.3. MISE EN TENSION DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ ADDITIONNELLE

Pour que la précontrainte additionnelle joue effectivement le rôle qui lui a été imparti, il est nécessaire que l'opération de mise en tension soit parfaitement coordonnée avec l'injection des fissures. De plus, il faut vérifier que la précontrainte se répartit conformément aux hypothèses de calcul retenues.

Il est à noter que les pertes par frottement sont beaucoup plus faibles que dans le cas des armatures intérieures au béton. Par exemple, il a été mesuré un coefficient de frottement en courbe « f » de 0,13 à 0,14 pour une armature dans un conduit en polyéthylène.

Dans plusieurs cas, il s'est avéré intéressant de pouvoir régler dans le temps l'effort de précontrainte. Des dispositions spéciales ont alors été prises au niveau des ancrages pour qu'une remise en tension soit

possible (capot de protection) et les armatures ont été protégées soit par zingage soit par de la graisse.

2.3.3.1. Injection des fissures

Pour obtenir un bon fonctionnement de la structure réparée, il est nécessaire que les fissures injectées ne puissent être mises en traction par les gradients thermiques pendant le temps qui s'écoule entre l'injection et la mise en tension des armatures de précontrainte.

Pour ce faire, deux techniques ont été utilisées séparément ou mieux concurremment:

- élimination des gradients thermiques par arrosage de la chaussée. Les mesures effectuées sur des ouvrages en réparation ont montré que l'arrosage annulait pratiquement le gradient thermique (un degré au lieu d'une dizaine);

- compensation des variations d'ouverture par la mise en place de charges selon un phasage déterminé.

Ces deux techniques nécessitent une instrumentation préalable des fissures afin de déterminer:

- l'heure du début de l'injection laquelle doit commencer au moment où les fissures sont ouvertes au maximum (habituellement entre 17 et 20 heures);

- les conditions de mise en place des charges stabilisant les fissures à leur ouverture maximale.

Il est à noter que par le jeu du déplacement ou de l'enlèvement des charges, les fissures injectées se trouvent soumises à une compression qui évite leur recouverture sous les sollicitations thermiques et favorise la répartition de la précontrainte additionnelle (figure 14).

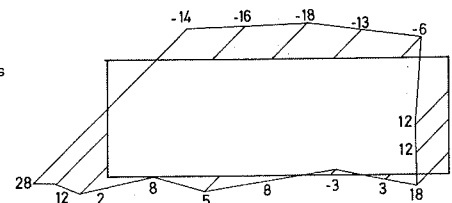
Il est également possible dans certains cas de procéder en plus à une dénivellation d'appui qui présente les mêmes avantages et qui peut permettre également de corriger le profil en long de l'ouvrage [4].

En ce qui concerne l'exécution des injections proprement dites, il y a lieu de prendre un certain nombre de précautions de façon à assurer un bon remplissage des fissures et à éviter les incidents pendant cette opération:

- calfeutrer les fissures à l'intérieur comme à l'extérieur (cas des poutres-caissons);

Déformations provoquées par le chargement pour l'injection des fissures

(8 camions, 4 voies de circulation)



Déformations provoquées par déchargement après injection des fissures

La contrainte de compression introduite au déchargement est voisine de 2 MPa

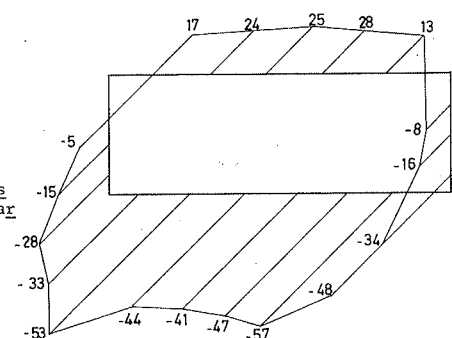


Fig. 14

- utiliser un produit souple pour le calfatage de façon à éviter sa rupture au moment du chargement;
- compartimenter les différentes parties à injecter (hourdis, goussets, âmes...) de façon à éviter les pertes de résine en particulier si des armatures de précontrainte traversent la section fissurée (figure 15);
- injecter par les points bas à faible pression ($\sim 0,1$ MPa);
- réalimenter après la fin de l'injection par gravité les zones susceptibles de se vider (présence de câbles). Cette technique consiste à placer le produit d'injection, afin d'éviter sa polymérisation en masse, dans un récipient maintenu à basse température.

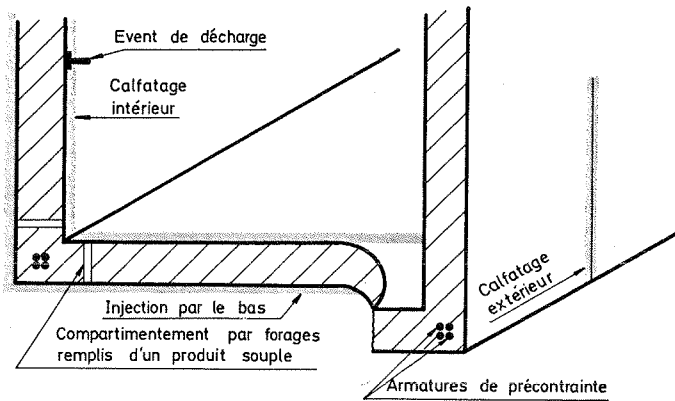
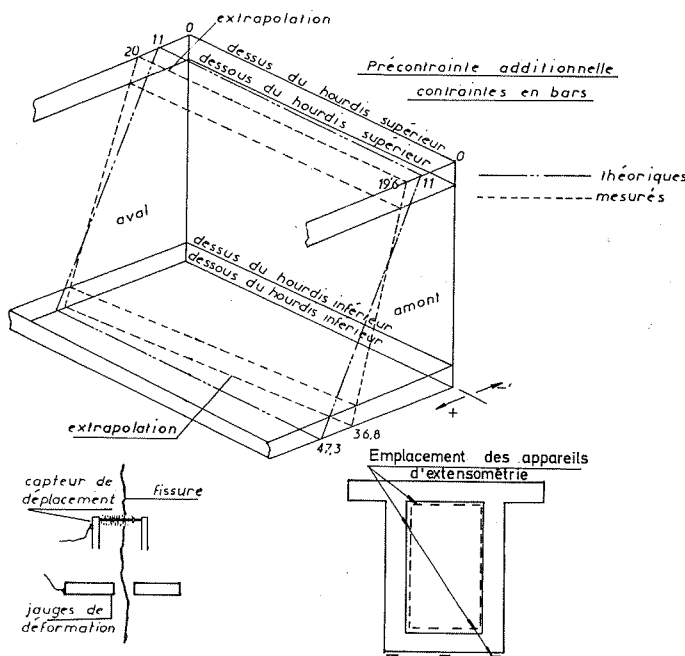


Fig. 15



Résultats bruts des mesures

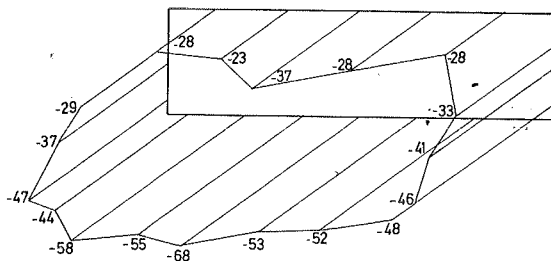


Fig. 16

2.3.3.2. Vérification de l'efficacité de la précontrainte

Les sections fissurées sont équipées de jauges situées à proximité de la fissure et de capteurs de déplacement placés à cheval sur la fissure de sorte à s'assurer de la distribution des contraintes dues à la précontrainte dans la section (figure 16).

En outre, après réparation, l'ouvrage est soumis à des essais de chargement qui ne doivent pas entraîner la réouverture des fissures.

2.3.3.3. Déviateurs

Lorsque le tracé du câble est polygonal, il est nécessaire de prévoir des déviateurs en acier ou en béton pour reprendre les poussées au vide des armatures de précontrainte. Ces déviateurs sont fixés sur les âmes ou les hourdis par des barres de précontrainte. Les déviateurs en béton sont traversés par des tubes métalliques rigides protégés contre la corrosion dans lesquels on vient enfiler l'armature de précontrainte équipée de son conduit (figure 17). Les déviateurs en acier ont la forme d'une selle d'inflexion sur laquelle s'appuie l'armature et son conduit (figure 18). Dans un cas particulier, l'inflexion de l'armature a été obtenue après sa mise en tension grâce à des déviateurs métalliques réglables.

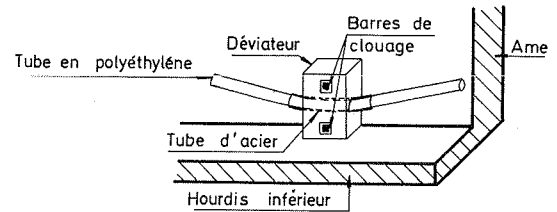


Fig. 17

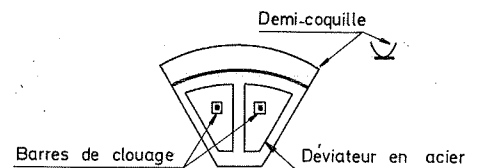


Fig. 18

2.3.3.4. Protection des armatures de précontrainte

Dans tous les ouvrages qui ont été renforcés, les câbles ont été placés sous conduits. La plupart des conduits ont été injectés au coulis de ciment. Néanmoins, dans certains ouvrages réparés, les conduits n'ont pas été injectés au coulis. Pour que la protection des armatures soit assurée on a eu recours:

- soit à des armatures galvanisées;
- soit à une injection à la graisse.

Les conduits souples métalliques ondulés, trop fragiles, n'ont pas donné satisfaction. Aussi actuellement, seuls les conduits en matière plastique (polyéthylène) et les conduits rigides en acier sont utilisés; ces derniers sont obligatoires dans le cas d'injection à la graisse.

La continuité des conduits est réalisée soit au moyen de manchons de type thermo-rétractable, de manchons collés de raccords express, par soudure.

Il est à noter:

— que ces raccords entre des tubes en plastique et des tubes en acier posent souvent des problèmes au moment des injections. Il est donc préférable que les conduits soient continus au droit des tubes métalliques soudés assurant les déviations;

— que des joints doivent être ménagés dans les conduits pour permettre la mise en tension des armatures de précontrainte.

3. REPARATION DES OUVRAGES PRESENTANT DES FISSURES D'EFFORT TRANCHANT

3.1. Hypothèse de calcul

Les fissures d'effort tranchant sont dues le plus souvent au cumul des effets de l'effort tranchant et de la diffusion de la précontrainte. Elles font avec la fibre moyenne de la poutre un angle aigu supérieur à celui qui résulte du calcul sous le seul effet de l'effort tranchant. Le nombre des étriers traversant ces fissures est donc, en général, très insuffisant pour reprendre les efforts appliqués à la section. De plus, l'ouverture des fissures est souvent importante.

Il est à noter cependant que des fissures d'effort tranchant pures ont été rencontrées sur l'âme centrale d'une poutre-caisson à trois âmes. Ces fissures avaient pour principale origine la sous-estimation des efforts repris par l'âme centrale du fait de la souplesse transversale de la poutre-caisson (figure 19) [5].

Pour de tels renforcements on met en oeuvre une précontrainte transversale additionnelle qui est dimensionnée en négligeant les étriers existants.

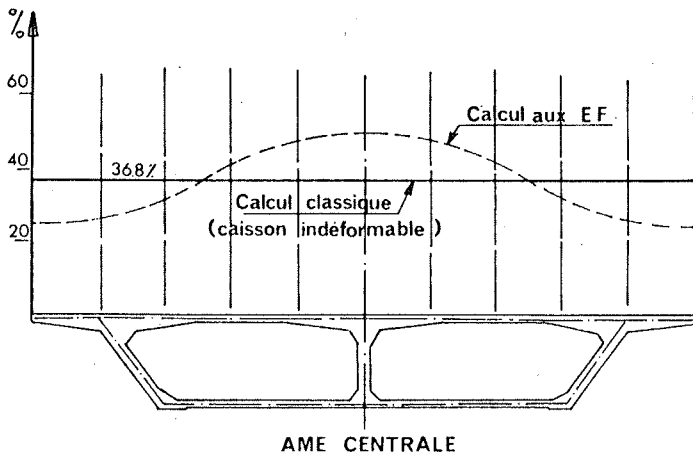


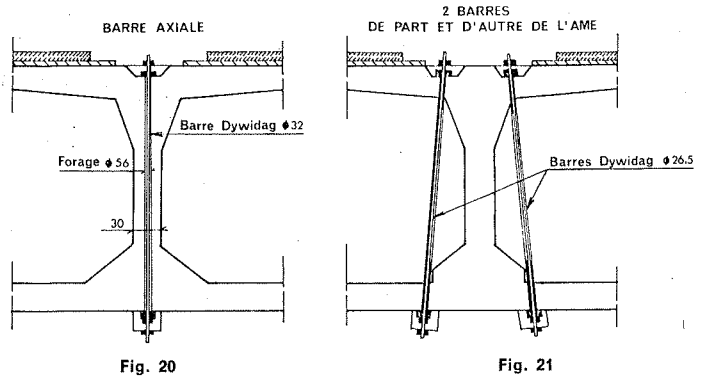
Fig. 19 - Ligne influence de la proportion d'effort tranchant repris par l'âme centrale.

3.2. Précontrainte transversale additionnelle

Elle est réalisée soit au moyen d'étriers actifs verticaux, soit par inclinaison de la précontrainte longitudinale additionnelle soit en combinant les deux procédés.

3.2.1. ETRIERIS ACTIFS VERTICAUX

Il s'agit de fils, barres ou monotorons soit disposés à l'intérieur d'un forage réalisé sur toute la hauteur de l'âme (figure 20) soit disposés au voisinage de l'âme et ancrés dans les hourdis (figure 21). Ces armatures doivent être suffisamment rapprochées pour assurer une compression uniforme des âmes.



Il est à noter que les résultats de ces deux techniques de renforcement sont tributaires du soin apporté à la mise en tension d'armatures de faible longueur. De plus, la durabilité de tels renforcements est conditionnée par le soin apporté à la confection de la protection contre la corrosion des ancrages supérieurs placés immédiatement sous la chaussée.

La première technique, celle du forage des âmes, est très satisfaisante sur le plan théorique mais la réalisation des forages est très délicate et parfois impossible. Cette technique a cependant été mise en oeuvre sur des ouvrages à âmes verticales et également sur un ouvrage à âmes inclinées. L'implantation des forages nécessite le recours à un géomètre, les armatures existantes sont repérées par gammagraphie et forages de petit diamètre (\varnothing 8 à 10 mm). Dans un cas la gammagraphie a été utilisée en cours de forage pour contrôler la présence éventuelle d'armatures de précontrainte dans les goussets inférieurs (figure 22).

La deuxième technique s'affranchit de la plupart des difficultés de forage mais elle introduit dans les âmes et les hourdis des efforts parasites (flexion, poinçonnement).

3.2.2. INCLINAISON DE LA PRÉCONTRAINTE LONGITUDINALE ADDITIONNELLE

L'inclinaison des armatures longitudinales est une solution élégante pour recomprimer les fissures car

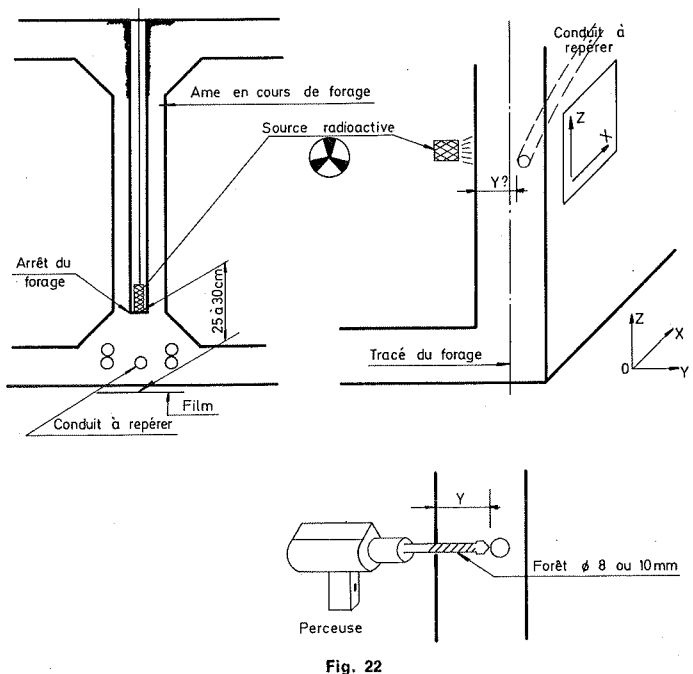


Fig. 22

elle s'affranchit de la plupart des inconvénients signalés pour les étriers verticaux additionnels. Cependant, son utilisation est limitée par les considérations suivantes:

- l'angle de relevage des armatures est forcément limité sous peine de pertes par frottement très importantes;

- la force de précontrainte ne doit pas être trop forte pour éviter d'engendrer des contraintes de compression excessives en section courante;

- la hauteur de l'âme intéressée par la précontrainte est limitée compte tenu de l'encombrement des déviateurs.

4. REPARATION DES FISSURES DE POUSSÉE AU VIDE ET DE DIFFUSION DANS LES HOURDIS

4.1. Rappel

Les fissures de poussée au vide qui se développent longitudinalement dans les hourdis inférieurs des ouvrages à poutre-caisson de hauteur variable se combinent souvent avec celles de diffusion d'un tracé classique en arête de poisson.

4.2. Solutions de renforcement

La précontrainte longitudinale de renforcement à la flexion permet de réduire considérablement les efforts de poussée au vide. Cependant, le renforcement du hourdis est parfois nécessaire. Il peut consister:

- à soutenir le hourdis par des suspentes, solution qui n'est plus utilisée actuellement (figure 23);

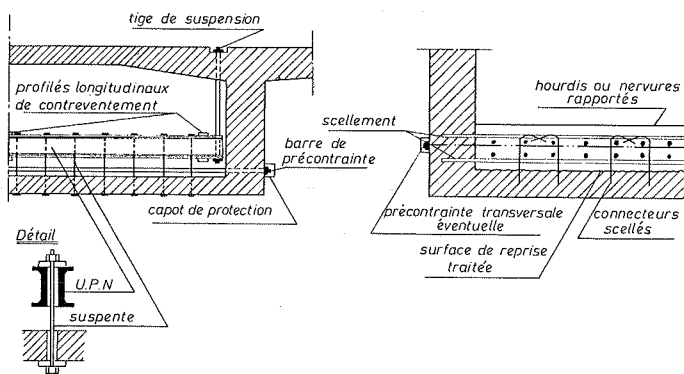


Fig. 23

Fig. 24

- à coller des plats métalliques qui n'assurent qu'un renforcement passif du type béton armé;

- à précontraindre transversalement le hourdis (cas des figures de diffusion);

- à construire un hourdis ou des nervures associés au précédent par collage et connecteurs et précontrainte transversale (figure 24).

5. CONCLUSIONS

La réparation des grands ouvrages en béton précontraint par précontrainte additionnelle est encore une technique en pleine évolution. Des recherches sont actuellement en cours pour essayer d'améliorer la technologie (utilisation de câbles galvanisés interchangeables, fonctionnement des bossages d'ancrage...). Cependant les techniques mises en oeuvre dans la trentaine de réparations effectuées ou en cours depuis 1973 ont donné dans l'ensemble satisfaction même dans des cas de désordres multiples. Le fonctionnement des ouvrages renforcés s'est avéré conforme aux hypothèses de calcul sauf dans un cas où la réparation devra être entièrement reprise (erreur non décelée pendant l'expertise). Il faut aussi remarquer que la précontrainte additionnelle non seulement redonne à l'ouvrage renforcé les capacités qu'il aurait dû conserver mais peut aussi dans certains cas apporter un supplément de résistance permettant à l'ouvrage de s'adapter à de nouvelles contraintes de service plus sévères que celles prévues à l'origine. Enfin, il faut souligner les retombées très importantes issues des expertises et des réparations à savoir:

- une meilleure connaissance du fonctionnement des ouvrages qui a entraîné une évolution de la réglementation;

- une amélioration des techniques de mesure des laboratoires qui arrivent presque à opérer sur les ouvrages comme s'il s'agissait de maquettes de laboratoire;

- la prise en compte au niveau de la conception des ouvrages de la nécessité de la visite, de l'entretien et du renforcement ultérieur;

- un meilleur contrôle de la mise en tension des armatures de précontrainte par des mesures simples et efficaces;

- une évolution de la conception des ouvrages pour lesquels on rencontre de plus en plus le recours à la précontrainte extérieure partielle et même totale.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Communication de MM. Bruneau, Châtelain et Duchène au Colloque international sur la gestion des ouvrages d'Art - Bruxelles et Paris 1981.
- [2] Article de M. Châtelain - Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Décembre 1978.
- [3] Communication de M. Theillout au Colloque internatio-

nal sur la gestion des ouvrages d'art - Paris et Bruxelles 1981.

- [4] Article de M. Châtelain - Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - Décembre 1978.
- [5] Communication de MM. Moreau et Virlogeux au 11ème Congrès de l'A.I.P.C. - Vienne 1980.

SEMINARIO AICAP-MAC: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Manutenzione degli apparecchi di appoggio e dei giunti

ING. AGOSTINO MARIONI

1. INTRODUZIONE

I giunti e gli appoggi vengono spesso trascurati nella nostra professione di ingegneri. Raramente essi vengono presi in considerazione all'atto della concezione di una struttura; sovente vengono considerati prodotti accessori, da aggiungere al progetto quando questo è ormai pressoché completo.

Inoltre gli ingegneri civili difficilmente hanno un'esperienza specifica in tale campo per cui giunti ed appoggi vengono, in generale, scelti da un catalogo di qualche produttore dando maggior importanza al prezzo che non alla funzionalità ed alla durabilità.

Il risultato di tale prassi frequentemente si è tradotto in un elevato costo di manutenzione delle strutture dovuto ad un insoddisfacente funzionamento di giunti ed appoggi.

Questo problema non è solamente italiano ma di tutto il mondo, come è stato messo in evidenza in un recente congresso negli Stati Uniti [1].

Nella stessa Germania, che spesso viene da noi presa come modello di perfezione, un'accurata statistica ha messo in evidenza numerose rotture di apparecchi d'appoggio e giunti.

Da tale statistica, elaborata da un ufficio governativo cui fanno capo tutti i dati provenienti dagli enti proprietari di strade che sistematicamente effettuano ispezioni alle strutture, risultano i seguenti dati: in tutta la Germania Federale sono stati finora osservati 905 appoggi difettosi di cui un terzo circa erano appoggi a rullo, un terzo circa in gomma e scorrevoli al PTFE. Le principali cause dei difetti sono risultate:

- difetti costruttivi;
- materiali difettosi;
- carenza di manutenzione;
- superamento dei carichi o degli spostamenti di progetto;
- errori di posa in opera.

Questa statistica se da un lato appare allarmante per l'elevato numero di difetti riscontrati, d'altro canto mette in evidenza come in Germania esista un efficiente sistema di controllo che ha permesso, tra l'altro, di compilare la statistica stessa e certamente ha contribuito a limitare più gravi danni alle strutture sia attraverso la manutenzione che il miglioramento della qualità dei giunti e degli appoggi.

In Italia, secondo le mie conoscenze, non sono noti altrettanti casi di rotture di appoggi. Questo fatto però non deve rallegrarci in quanto temo che la scarsità dei dati segnalati sia imputabile più alla carenza di controlli e manutenzione che non all'efficienza dei prodotti generalmente impiegati.

Una scelta più oculata dei giunti e degli appoggi, se può senz'altro ridurre i problemi, non potrà mai eliminarli completamente se consideriamo che la vita stimata di una struttura ben progettata dovrebbe esse-

re di 100-200 anni mentre la durabilità dei giunti e degli appoggi potrà essere, nel migliore dei casi, di qualche decennio. Non è quindi possibile prescindere dalla manutenzione e dalla possibilità di sostituzione.

2. ALCUNI CRITERI GENERALI PER MINIMIZZARE I PROBLEMI DI MANUTENZIONE DEI GIUNTI E DEGLI APPOGGI

Prima di parlare della manutenzione desidero esporre alcuni criteri generali di progettazione che devono essere seguiti se si vogliono ridurre i problemi connessi con la manutenzione.

1) Il giunto di dilatazione, comunque concepito, è sempre un punto debole nella struttura, costituisce un elemento di disturbo per il traffico e, se non perfettamente impermeabile, è la principale via di propagazione degli agenti corrosivi (quali il sale antigelo) verso le infrastrutture e gli appoggi.

E' pertanto consigliabile ridurre il più possibile i giunti di dilatazione rendendo la struttura continua su più luci.

Tale tendenza viene ora seguita sia in Italia che all'estero da molti progettisti [3].

2) Per il calcolo sia delle reazioni d'appoggio che degli spostamenti di appoggi e giunti bisogna fare ipotesi molto cautelative. Infatti:

a) Bisogna considerare che le reazioni d'appoggio teoriche spesso non corrispondono alla realtà, specialmente per le strutture iperstatiche nelle quali un assettamento delle pile o delle spalle può portare una distribuzione di reazioni totalmente diversa.

Inoltre vengono spesso trascurati, per semplicità di calcolo, dei fattori, come una leggera obliquità di un'asse d'appoggio, che possono modificare radicalmente le reazioni.

b) Il calcolo degli spostamenti viene spesso fatto con metodi molto sofisticati che tengono conto del ritiro e fluage in funzione del rapporto acqua/cemento, dell'età del calcestruzzo alla messa in carico ecc., ma dimenticando i coefficienti di sicurezza.

Se applichiamo un coefficiente di sicurezza 1,5 al peso proprio del conglomerato, che pure è determinabile con grande precisione, non si capisce perché non si debba applicare un fattore di almeno 1,3 agli accorciamenti viscosi.

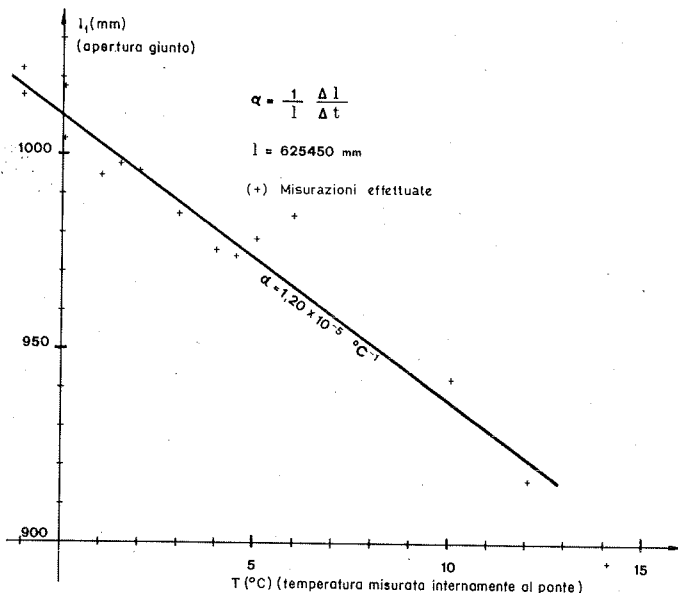
Anche le variazioni termiche sono spesso state sottostimate.

Una pavimentazione bituminosa può raggiungere facilmente gli 80°, la soletta di un ponte in acciaio può raggiungere + 60°.

Anche nella valutazione dell'escursione termica dobbiamo usare un fattore di sicurezza per il semplice motivo che all'atto della posa dei giunti e degli appoggi non conosciamo, né siamo in grado di misurare esattamente, la temperatura della struttura.

Lo stesso coefficiente di dilatazione lineare che normalmente si adotta per le strutture in calcestruzzo ($\alpha = 10^{-5}$) non sembra del tutto adeguato.

Una serie di misure da me effettuate unitamente ai tecnici della Soc. Autostrade sul ponte del Po dell'Autostrada dei Trafori, avente una lunghezza complessiva di 1205 m e distanza di 625 m dall'appoggio fisso al giunto di dilatazione, con escursione maggiore, ha messo in evidenza un coefficiente di dilatazione lineare più vicino a $1,2 \times 10^{-5}$ che al precedente valore (fig. 1).



1 - Misurazioni della variazione di lunghezza in funzione della temperatura, effettuate sul Ponte del Po dell'Autostrada dei Trafori. La temperatura veniva misurata all'interno del ponte (travata a cassone in c.a.p.) al mattino presto, prima che l'insolazione turbasse l'equilibrio termico raggiunto dal ponte durante la notte. Le misure evidenziavano un coefficiente di dilatazione maggiore di quanto normalmente si assume nei calcoli.

3) La terza regola per minimizzare i costi di manutenzione è quella di scegliere giunti ed appoggi della migliore qualità possibile.

Non bisogna mai economizzare su questi prodotti.

Ovviamente il committente deve scegliere il prodotto più economico a parità di prestazioni ma deve accertare che le prestazioni siano veramente paragonabili e che il minor costo non sia dovuto ad economie incompatibili con una buona durabilità del prodotto, quali ad esempio:

— minor spessore o minor qualità della protezione anticorrosiva;

— maggior tasso di lavoro delle superfici a contatto col calcestruzzo;

— assenza di un controllo di qualità, che può aumentare grandemente la probabilità di difetti di materiali e di fabbricazione.

4) Posa in opera accurata.

Per la posa in opera degli appoggi, due sono gli aspetti che debbono essere curati con la massima attenzione:

— l'orizzontalità delle superfici di scorrimento.

Questo fatto è particolarmente importante quando molti appoggi sono allineati sullo stesso asse d'appoggio. La mancanza di parallelismo fra i piani di scorrimento dei vari appoggi provoca una distribuzione disuniforme delle reazioni verticali e provoca un'usura

accelerata degli appoggi soggetti ad un carico anomalo; — la sigillatura degli appoggi.

E' estremamente importante che non vi siano vuoti nella malta di sigillatura. I vuoti infatti provocherebbero sicuramente una deformazione permanente dell'appoggio con limitazioni più o meno gravi della sua funzionalità ed una conseguente usura accelerata dell'appoggio. E' molto importante quindi che il materiale impiegato per le sigillature sia di buona qualità, possibilmente antiritiro ed inoltre che abbia una notevole capacità di scorrimento in modo da riempire il piccolo spazio fra appoggio e struttura senza lasciare vuoti.

5) La struttura dev'essere concepita in modo da facilitare l'ispezione e la manutenzione dei giunti e degli appoggi.

Occorre pertanto prevedere la possibilità di applicare i martinetti idraulici per il sollevamento dei ponti. In Germania è addirittura prescritto che la struttura e gli appoggi siano concepiti in modo da poter sostituire gli appoggi o loro parti in presenza di traffico [8]. Viene inoltre prescritto che sia la posizione che la forza richiesta per i martinetti siano indelebilmemente marcati sulla struttura stessa. Eventuali attrezzature particolari necessarie devono costituire dotazione permanente del ponte.

In molti casi la travata a cassone può essere facilmente predisposta per un facile accesso alle teste delle pile ed agli appoggi.

Nei nuovi ponti ferroviari tedeschi, ad esempio, tutti gli appoggi sono accessibili dall'interno del cassone mediante piccoli mezzi di trasporto con i quali si possono facilmente trasportare martinetti idraulici, appoggi di ricambio ed attrezzature.

3. CONCEZIONE DEGLI APPOGGI PER UNA PIU' FACILE MANUTENZIONE ED UNA MAGGIORE DURABILITA'

3.1. Appoggi in acciaio e PTFE

Il deterioramento nel tempo di tali tipi di appoggi è causato essenzialmente da due fattori:

- corrosione delle superfici metalliche;
- usura del PTFE.

Perché sia assicurata un'adeguata durabilità di tali tipi di appoggi occorre che tali fattori siano attentamente considerati.

1) Ossidazione delle superfici metalliche.

Le superfici di acciaio non a contatto col calcestruzzo e che non siano inossidabili devono essere trattate contro la corrosione.

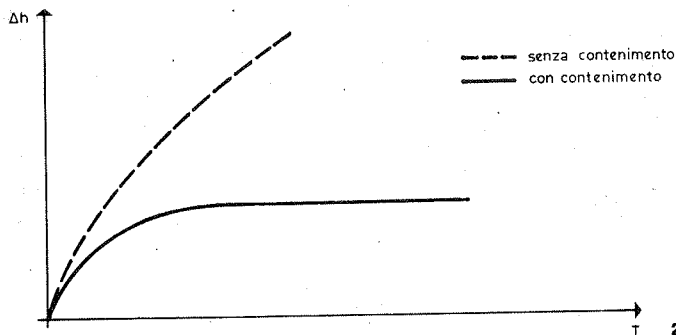
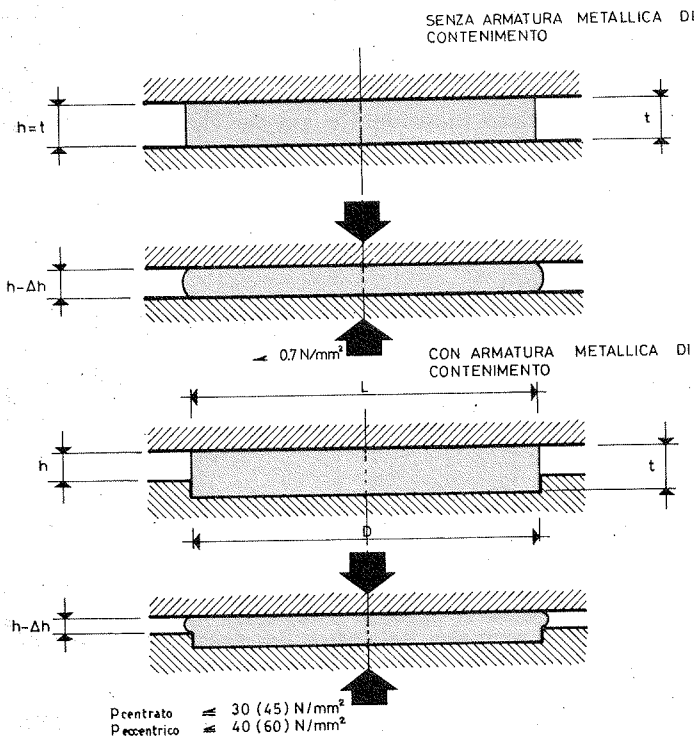
Esistono trattamenti che possono garantire la protezione dalla ruggine per oltre 15 anni. Uno di tali trattamenti è la metallizzazione, cioè la spruzzatura di metallo fuso (generalmente zinco o alluminio) sulla superficie dell'acciaio precedentemente sabbiato.

Le superfici di acciaio inossidabile non vengono trattate.

Occorre però fare attenzione che non tutti i tipi di acciaio inossidabile sono parimente resistenti alla corrosione. Ad esempio gli acciai inossidabili non contenenti Molibdeno sono attaccabili dagli ioni Cl^- contenuti nelle atmosfere marine e nei sali antigelo. Il cromo, che spesso veniva utilizzato per rivestire superfici di scorrimento curve (ad esempio negli appoggi a calotta sferica), è invece attaccato dall'anidride solforosa contenuta nell'atmosfera delle zone industriali.

2) Il comportamento nel tempo del PTFE (teflon).
 Il teflon puro utilizzato negli appoggi ha uno spiccato comportamento viscoso.

Una lastra di teflon compressa fra due superfici metalliche anche con sollecitazione piccolissima tende a deformarsi indefinitamente [10] (fig. 2). Se il teflon viene inserito per metà del suo spessore entro un'armatura metallica il suo schiacciamento si arresta ad un determinato valore. Se il carico verticale è centrato, il teflon si espande lateralmente in maniera simmetrica.



La protuberanza è funzione del carico specifico, della sporgenza iniziale del teflon dall'armatura metallica e del fattore di forma della lastra di teflon.

Se il carico sul teflon è eccentrico, la protuberanza è maggiore dal lato dove la pressione è maggiore (fig. 3). Se la pressione al bordo più caricato è eccessiva, la deformazione del PTFE può proseguire indefinitamente.

Oltre a tali fenomeni, a causa dello spostamento relativo della parte scorrevole dell'appoggio si manifesta un'usura del teflon.

L'usura è tanto più accentuata quanto maggiore è lo spostamento effettuato.

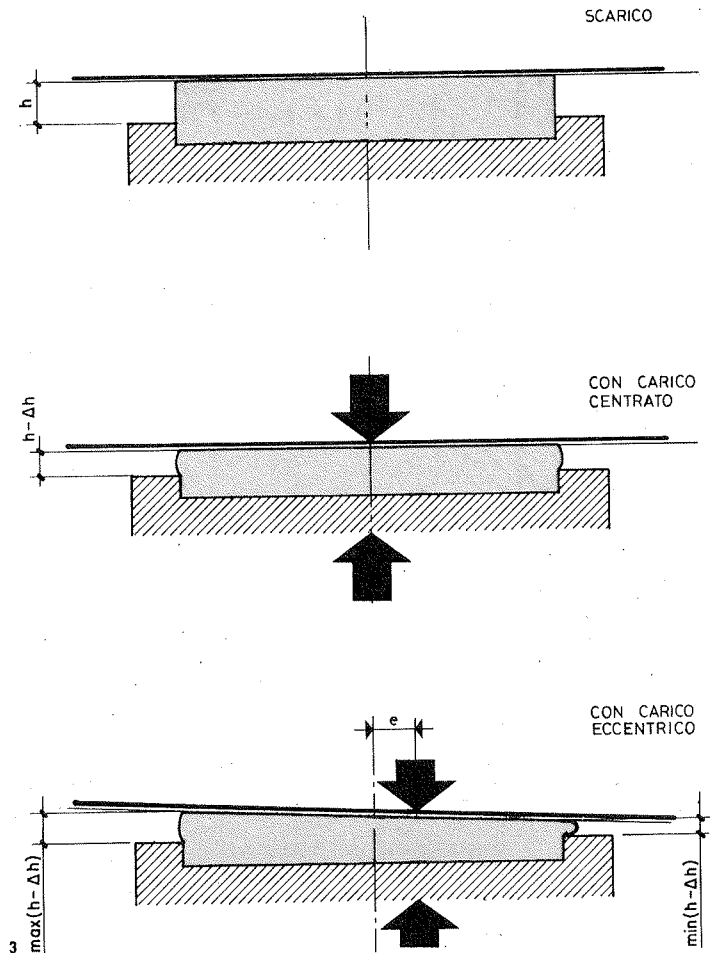
Per aumentare la durata del teflon si usano pertanto i seguenti accorgimenti:

a) Poiché il rifluimento laterale del teflon è tanto

maggiore quanto minore è il fattore di forma, è bene che esso abbia il massimo valore possibile. Ciò si realizza utilizzando elementi di teflon di forma circolare.

b) Poiché l'eccentricità di carico provoca uno schiacciamento del teflon dalla parte più caricata che ne limita molto la durata, occorre che il teflon sia sempre accoppiato ad un elemento capace di consentire la rotazione.

La durata del teflon sarà allora tanto maggiore quanto minore sarà il momento parassita alla rotazione, dato dall'elemento che consente la rotazione.



2 - Deformazione e scorrimento viscoso di PTFE vergine ottenuto per sinterizzazione libera.

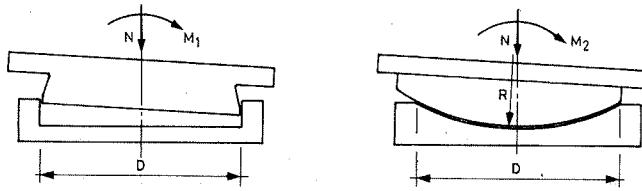
3 - Deformazione del PTFE in un appoggio scorrevole.

Quando le rotazioni si mantengono al disotto di circa 0,01 rad, come sempre avviene durante il comportamento elastico delle strutture normali, gli appoggi che offrono la minor resistenza alla rotazione sono quelli al neoprene incapsulato [4-9] (fig. 4).

L'assenza di un elemento che consente la rotazione, prassi attuata da molti improvvisati inventori di appoggi fino ad una decina di anni fa, ha portato inevitabilmente alla completa usura del teflon fino a gripaggio degli appoggi nel giro di pochi anni.

c) Ovviamente l'usura è tanto minore quanto più la superficie di scorrimento è liscia e piana (o avente la stessa curvatura della superficie di teflon) e tale si mantiene nel tempo.

d) Di grande importanza, sia per l'aumento della

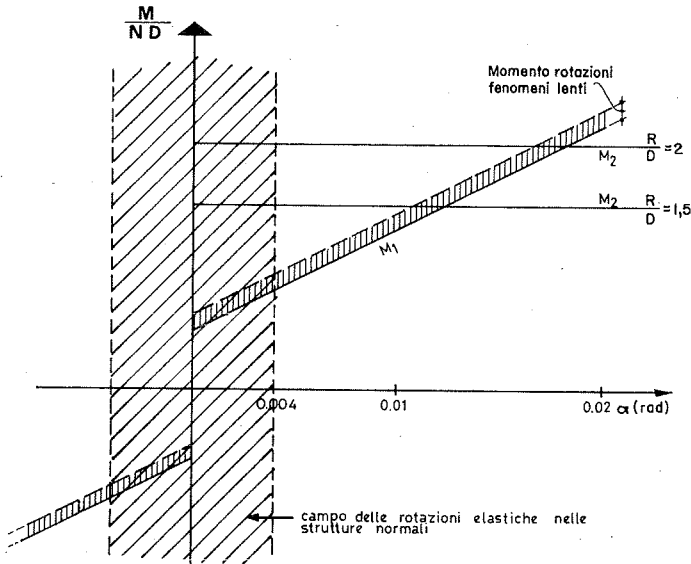


Φ = Rotazioni dovute a fenomeni lenti
 α = Rotazioni dovute a carichi accidentali

$M_1 = N \cdot D (0.03 + 1 \tan \Phi + 5 \tan \alpha)$

$M_2 = 2 N R$

$\mu = 0.03$



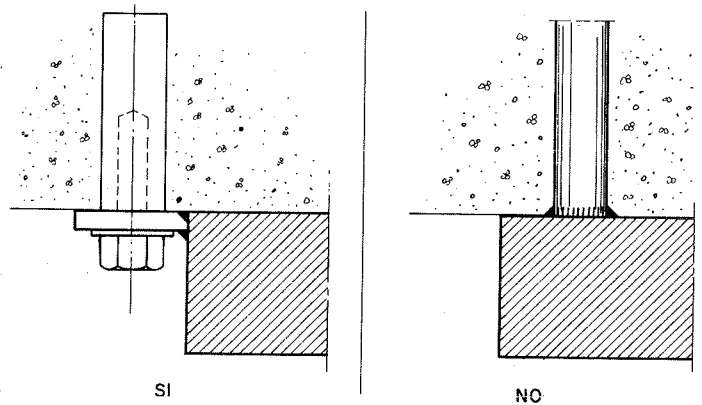
4 - Confronto fra i momenti parassiti alla rotazione di appoggi a calotta sferica e all'elastomero incapsulato.

siliconico e ad assicurare una lubrificazione adeguata a distanza di anni.

In alcuni casi, specialmente per appoggi soggetti a movimenti molto grandi, si può ricorrere alla lubrificazione in esercizio (fig. 5).

Poiché, malgrado tutti questi accorgimenti, il teflon rimane sempre l'elemento più delicato dell'appoggio a strisciamento, è bene prevederne la possibilità di sostituzione senza dover sostituire tutto l'appoggio. Per tale ragione il teflon non dev'essere incollato al supporto metallico ma semplicemente incassato.

L'esistenza di parapolvere e di scossaline protettive certo non nuoce alla conservazione degli appoggi ed in particolare delle superfici di scorrimento in teflon, anche se è provato che la sporcizia non penetra fra il teflon e l'acciaio inossidabile ma ne viene respinta dal



6 - Le eventuali zanche di ancoraggio devono essere concepite in modo tale da permettere la sostituzione dell'appoggio con facilità, senza dover effettuare lavori di demolizione.

bordo del teflon stesso che, a causa dell'elevata pressione, forma una sorta di guarnizione di tenuta.

Le scossaline parapolvere e le eventuali guarnizioni devono comunque essere concepite in modo da non ostacolare le ispezioni periodiche agli appoggi.

Malgrado tutte le cure che si possono avere, sia durante la costruzione degli appoggi che durante il loro esercizio, può rendersi necessaria la loro sostituzione.

Perché tale operazione venga facilitata al massimo è bene che le eventuali zanche di cui l'appoggio è dotato siano facilmente svincolabili dall'appoggio e ne permettano l'estrazione con minimo sollevamento della sovrastruttura (fig. 6).

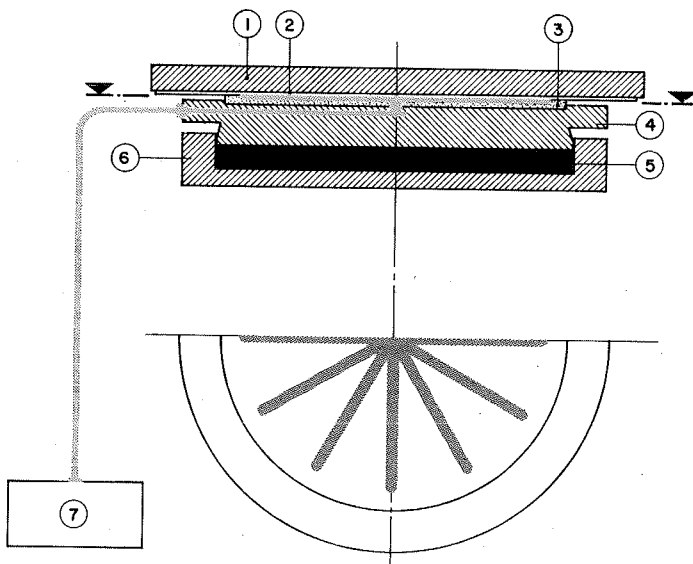
3.2. Appoggi a rulli in acciaio

Potrebbe sembrare che tali appoggi diano meno problemi di manutenzione degli appoggi al teflon ma non è così.

L'assenza di manutenzione in un appoggio a rullo lo può rapidamente trasformare a causa dell'accumulo di sporcizia e della corrosione in un sistema a strisciamento ferro su ferro con conseguente innalzamento del coefficiente d'attrito a valori tali da provocare in genere lesioni alle strutture.

A tali problemi si aggiungono quelli dovuti a fatica dei materiali, con conseguente ovalizzazione dei rulli e rotture fragili di rulli realizzati in acciaio speciale.

Se a queste considerazioni si aggiunge che l'investimento iniziale è molto più elevato e il funzionamento dei rulli non consente di avere i gradi di libertà per-



5 - Esempio di manutenzione: appoggio scorrevole con possibilità di lubrificazione in esercizio. Per ponti con movimenti rilevanti la lubrificazione iniziale del PTFE non è sufficiente. Occorre rinnovare la lubrificazione per evitare incrementi del coefficiente d'attrito e dell'usura del PTFE che potrebbero pregiudicare la stabilità della struttura.

Legenda: 1 - Piastra di scorrimento; 2 - Acciaio inoss.; 3 - PTFE; 4 - Piastra superiore dell'appoggio; 5 - Parte oscillante; 6 - Piastra di base; 7 - Iniettore grasso siliconico.

durabilità che per la riduzione dei coefficienti d'attrito, è un'adeguata lubrificazione del teflon.

Il teflon normalmente impiegato per gli appoggi è dotato di impronte destinate a contenere il grasso

messi dagli appoggi in teflon, si comprende come tale tipo di appoggio stia perdendo di importanza in tutto il mondo.

3.3. Appoggi in gomma

Gli appoggi in gomma godono ingiustamente di una cattiva fama.

La loro reputazione si è guastata per le cattive prestazioni che essi in svariate occasioni hanno fornito.

Va detto subito però che i cattivi risultati forniti, secondo le mie conoscenze, non sono mai stati imputabili ad invecchiamento della gomma bensì:

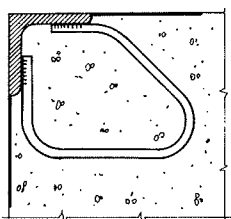
- ad errata concezione (i primi appoggi impiegati non facevano uso di lamierini vulcanizzati ma vincolati alla gomma grazie a impronte stampate sugli stessi);
- difetti di fabbricazione, dovuti in parte anche alla mancanza di una rigida regolamentazione in materia.

In Italia per fabbricare appoggi in gomma non è necessaria una qualificazione di alcuna sorta; spesso quindi, improvvisati fabbricanti immettono sul mercato prodotti scadenti, avendo fatto più attenzione ai costi di produzione che non al controllo di qualità.

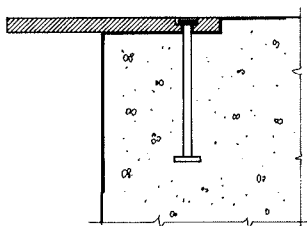
Anche il regolamento sugli appoggi in gomma (la vecchia norma sperimentale CNR-UNI 10018-72) è antiquata e non contribuisce certo al miglioramento della qualità;

- difetti di posa in opera. Quando le superfici di calcestruzzo a contatto con gli appoggi sono scabre e quando le travi prefabbricate precomprese sono visibilmente imbarcate verso l'alto e finiscono a pog-

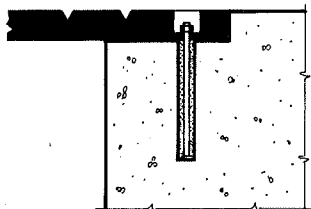
1) Zanche ancorate nel calcestruzzo



2) Tirafondi sollecitati a trazione



3) Tirafondi sollecitati a taglio



4) Resine epossidiche



7 - Sistemi di ancoraggio dei giunti.

giare su di una stretta porzione dell'appoggio, non si può poi pretendere che gli appoggi non diano inconvenienti.

Se il regolamento italiano venisse adeguatamente migliorato e se venisse imposto ai fabbricanti un rigoroso controllo di qualità, gli appoggi in gomma potrebbero essere usati con maggior tranquillità, come avviene in molti paesi esteri dove essi vengono impiegati senza problemi di manutenzione fino a portate dell'ordine di 1000 tonn e spostamenti di ± 10 cm.

4. GIUNTI DI DILATAZIONE

I giunti di dilatazione sono probabilmente la parte della struttura di un ponte che maggiormente viene sollecitata a fatica.

Il punto più delicato di un giunto di dilatazione è, in genere, l'ancoraggio alla struttura.

Con riferimento al tipo di ancoraggio si possono distinguere 4 tipi di giunti (fig. 7):

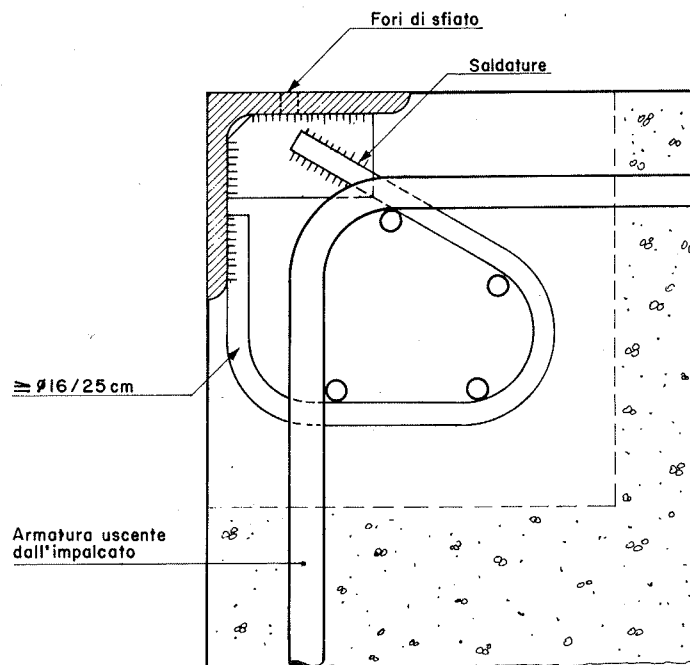
- 1) Giunti ancorati con zanche metalliche (fig. 8).

Tali giunti, in taluni casi, si sono comportati egregiamente senza dare problemi per 15 anni ed oltre. In altri casi si sono staccati dalle strutture dopo pochi giorni dall'apertura al traffico.

L'analisi del comportamento ha messo in evidenza i requisiti ottimali che tale tipo di ancoraggio deve avere per garantire un'adeguata durabilità:

- Le zanche devono essere almeno $\varnothing 16$ ogni 25 cm, meglio se ad aderenza migliorata. Le zanche costituite da ferro piatto dovrebbero essere evitate. E' essenziale che le zanche siano accuratamente intercalate ai ferri uscenti dalla struttura. Troppo spesso questi ferri, la cui ubicazione non era stata progettata in funzione della posizione delle zanche del giunto, vengono poi tagliati all'ultimo momento per permettere il montaggio del giunto.

- Le zanche non devono essere saldate di testa ma lungo un certo tratto tangente alla struttura metallica del giunto. Le saldature di testa infatti danno assai meno garanzie di resistenza a fatica.



8 - Dettaglio di ancoraggio di un giunto mediante zanche.

- Il calcestruzzo deve riempire completamente le nicchie. E' importante quindi che gli angolari abbiano i fori di sfiato e che le malte usate per l'inghisaggio siano prive di ritiro.

Una zanca non completamente annegata nel calcestruzzo è soggetta a sollecitazioni dinamiche tali da dissaldarsi in pochi giorni di passaggio del traffico. La rottura di una zanca incrementa poi moltissimo le sollecitazioni dinamiche nelle vicinanze con conseguente rapida propagazione della rottura.

2) Giunti ancorati con tirafondi sollecitati prevalentemente a trazione.

Tale è il sistema di fissaggio, ad esempio, dei giunti a pettine.

E' uno dei sistemi di fissaggio più efficaci, specie se i tirafondi sono post-tesi.

In ogni caso è essenziale che i tirafondi vengano ritirati dopo un breve periodo di apertura al traffico per compensare gli assestamenti.

E' altresì essenziale che sia impedito l'ingresso dell'acqua in corrispondenza dei tirafondi.

3) Giunti ancorati con tirafondi sollecitati prevalentemente a taglio.

Le sollecitazioni di taglio sono quelle provocate dalla reazione elastica del giunto stesso o dalle forze di frenatura. Tali sollecitazioni non hanno ripetizioni tali da provocare fenomeni di fatica e pertanto è facile ottenere un ancoraggio che dia buone garanzie di durata.

4) Giunti ancorati con resine epossidiche.

Tale tipo di ancoraggio viene applicato solo per giunti con piccole escursioni; dà generalmente buoni risultati se applicato correttamente da personale specializzato.

Per quanto riguarda la concezione dei giunti, possiamo distinguere:

1) Giunti metallici, a pettine o a piastre striscianti.

Sono forse i giunti che danno meno problemi di manutenzione per la loro conservazione (ve ne sono in opera da oltre 30 anni) ma ne possono dare molti per la manutenzione del ponte.

Poiché questi giunti non sono impermeabili, hanno in genere un sistema di drenaggio costituito da una scossalina in gomma. Se non si provvede alla pulizia periodica di questa scossalina (ad esempio ogni due anni), essa si riempie di detriti, sabbia e limo, i quali finiscono col formare una massa compatta che l'acqua piovana non è più in grado di asportare. In tali condizioni la scossalina si rompe ben presto dopodiché l'acqua piovana, la sporcizia e l'eventuale sale antigelo vanno a contaminare le infrastrutture del ponte, ivi compresi gli appoggi.

2) Giunti modulari (fig. 9).

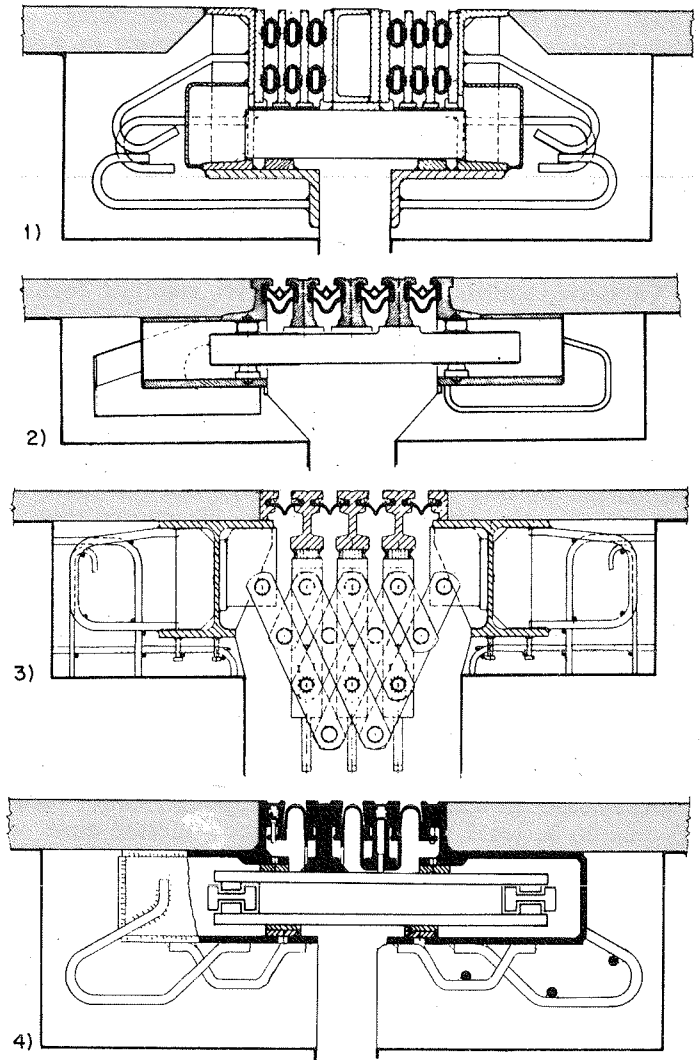
Sono costituiti da profili in acciaio con interposti profili di gomma.

Hanno il pregio di essere perfettamente impermeabili e non consentono quindi all'acqua e alla sporcizia di penetrare al disotto dell'impalcato. I profili di acciaio sono sostenuti da una trave metallica scorrevole o articolata.

Le prestazioni di tali giunti si sono dimostrate quasi sempre ottime con riguardo all'impermeabilità, alla silenziosità e comfort di guida ed alla durata. In generale questi giunti richiedono pochissima manutenzione; a volte si può rendere necessaria la sostituzione dei profili di gomma che può essere eseguita abbastanza facilmente in quasi tutti i tipi.

I problemi nascono quando si deve provvedere a manutenzioni straordinarie. Ad esempio la sostituzione di una trave di sostegno (rotta magari per il passaggio di un carico non consentito) non è possibile se non a prezzo di importanti demolizioni.

L'evoluzione dei giunti modulari mette bene in evidenza la crescente attenzione al problema della manutenzione.



9 - Tipologia di giunti modulari: 1 - RUB; 2 - TENSA LASTIC; 3 - 3W; 4 - HONEL.

Il capostipite di tali giunti è il giunto RUB (fig. 9), molto usato in Germania ed in Italia negli anni '60. Gli elementi in gomma non erano sostituibili; si poteva però estrarre e sostituire l'intero pacchetto di profili in gomma e acciaio lasciando annegati nel getto i profilati laterali.

Successivamente sono stati introdotti profili in gomma non incollati al metallo ma incastrati in modo da facilitarne la sostituzione (fig. 9.2).

Nei tipi più recenti (figg. 9.3 e 9.4) i profilati in gomma vengono forzati meccanicamente entro le loro sedi in modo da accrescere l'impermeabilità pur consentendo una facile sostituzione. Inoltre le strutture metalliche di sostegno che reggono i profilati metallici non penetrano o penetrano limitatamente nella struttura del ponte in modo da permetterne una più agevole ispezione ed eventuale manutenzione.

Gli oneri di manutenzione di tali tipi di giunti vengono attualmente minimizzati adottando anche i seguenti accorgimenti:

— profilati in acciai resistenti alla corrosione (i profilati in alluminio hanno provocato talvolta degli inconvenienti a causa dell'elevato coefficiente di dilatazione, quasi doppio rispetto a quello del ferro e del calcestruzzo [6]);

— le parti più sollecitate realizzate in acciaio inossidabile;

— le parti soggette a movimento fornite di boccole autolubrificanti.

In ogni caso quando il progettista prevede un simile giunto dovrebbe sempre garantirne l'accesso alla parte inferiore per le operazioni di controllo e manutenzione periodica.

3) Giunti in gomma.

Sono in generale i giunti più silenziosi al traffico.

Il loro ancoraggio alla struttura, sia esso fatto mediante tirafondi sollecitati a taglio che resine epossidiche, è scarsamente interessato dalle sollecitazioni dinamiche e pertanto non dà in generale problemi di durata.

Gli elementi in gomma solitamente sono realizzati in tronchi di limitata lunghezza (al massimo due metri) per facilitarne la sostituzione.

La sostituzione di elementi in gomma può rendersi necessaria a causa di rotture accidentali (dovute spesso ad errata manovra di veicoli spazzaneve) oppure, dopo parecchi anni di transito dei veicoli, per usura.

4) Giunti con masselli in resina epossidica o in malta reoplastica.

Tali giunti non prevedono in genere una manutenzione periodica. Quando il loro degrado, causato dal traffico o da altro, supera un certo limite, vengono rimossi e sostituiti.

La loro durata può essere molto variabile, dipendendo in grande misura dall'intensità del traffico e dall'accuratezza della posa in opera, ma in generale è inferiore a quella dei tipi precedentemente descritti.

5. MANUTENZIONE SISTEMATICA DEGLI APPOGGI

La manutenzione sistematica degli appoggi dovrebbe far parte di un piano di manutenzione generale delle opere, con frequenza di 2 o 3 anni.

Va notato, però, che il controllo degli appoggi è di fondamentale importanza non solo per gli appoggi in sé stessi ma per il controllo di tutta la struttura (fig. 10).

Dal controllo degli appoggi, infatti, si possono ottenere i seguenti dati:

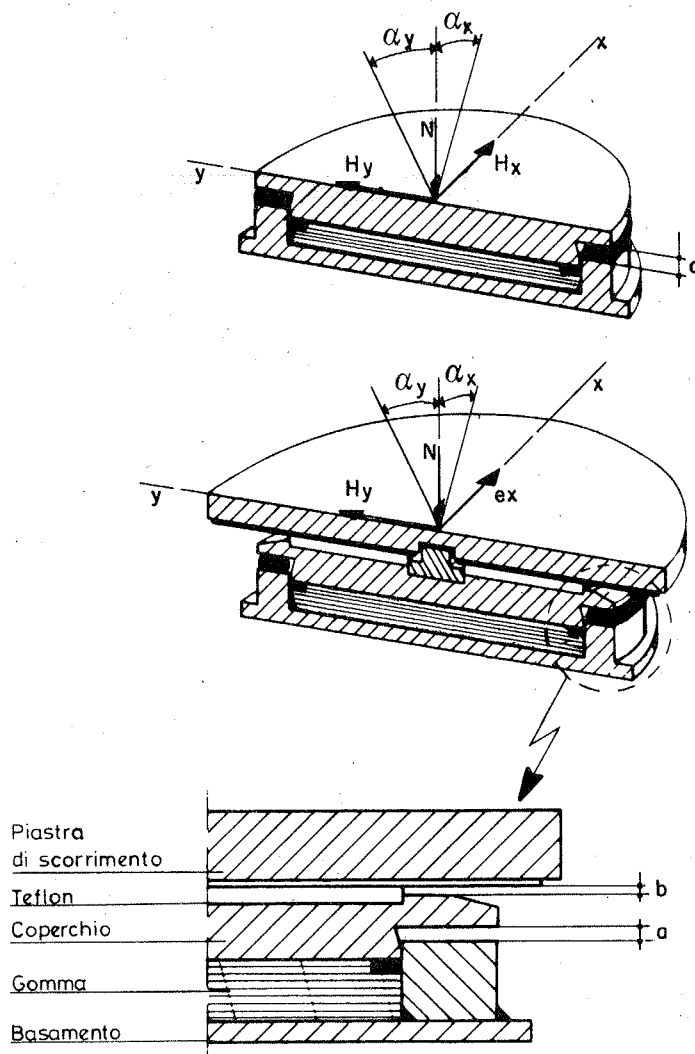
— Spostamenti subiti dalla struttura.

Tutti gli appoggi metallici dovrebbero essere muniti di indice di scorrimento. Anche in assenza dell'indice, gli spostamenti possono essere facilmente dedotti dalla posizione relativa delle superfici superiore ed inferiore dell'appoggio.

Gli appoggi al teflon permettono di sapere non soltanto lo spostamento attuale ma anche gli spostamenti massimi e minimi raggiunti, grazie alla traccia che il teflon avrà lasciato sull'acciaio inossidabile.

Occorre controllare se la posizione delle piastre di scorrimento e i massimi spostamenti riscontrati sono in accordo con gli spostamenti previsti della struttura. Uno spostamento anomalo riscontrato, può mettere in luce eventuali cedimenti in atto oppure semplicemente un'errata ipotesi di partenza in fase di progettazione.

La correzione di uno spostamento anomalo è relativamente facile se esso viene riscontrato prematura-



10 - Raccomandazioni per l'ispezione degli appoggi fissi e mobili al neoprene cerchiato: a - controllo rotazione; b - controllo usura teflon.

mente, finché l'appoggio non è uscito di corsa, mentre può essere molto più onerosa se riscontrato tardivamente.

— Rotazioni.

Esse possono venir dedotte dalla verifica del parallelismo fra le superfici superiore ed inferiore dell'appoggio.

Se l'appoggio è del tipo al neoprene cerchiato, esse possono essere dedotte facilmente misurando in 3 punti lungo il perimetro, la distanza fra il coperchio ed il basamento.

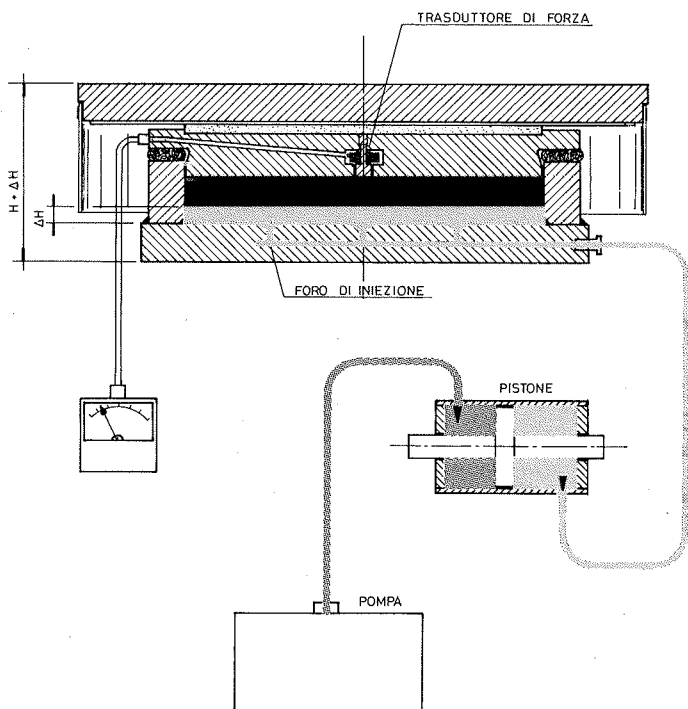
Il controllo della rotazione può fornire utili informazioni sul comportamento della struttura e può segnalare prematuramente eventuali anomalie.

— Controllo delle reazioni d'appoggio e compensazione dei cedimenti (fig. 11).

Gli appoggi al neoprene cerchiato potrebbero essere facilmente strumentati per consentire la misurazione delle reazioni d'appoggio mediante una cella di carico.

Tale controllo risulterebbe particolarmente vantaggioso per quelle strutture iperstatiche nelle quali si temono cedimenti differenziali.

Gli appoggi al neoprene cerchiato possono essere predisposti per una compensazione di tali cedimenti entro i limiti previsti in fase di progetto. Questo pro-



11 - Appoggi al neoprene cerchiato con regolazione di quota della struttura e controllo delle reazioni. L'altezza degli appoggi può essere incrementata mediante l'iniezione di gomma siliconica. Tale procedura è stata già applicata ad appoggi con reazioni fino a 6000 tonni e correzioni di quota di 50 mm. (Brevetto MAN-GHH). Tale tipo di appoggio può facilmente essere strumentato per tenere sotto controllo le reazioni verticali.

cedimento è stato impiegato varie volte in Germania ed in Svizzera (ponte sulla Valle del Ganter, strada del Sempione).

Oltre a tali controlli, alcuni dei quali potranno essere limitati ad una parte solamente degli appoggi, la manutenzione sistematica dovrebbe prevedere le seguenti operazioni:

— pulizia degli appoggi ed asportazione della polvere, della sporcizia e di eventuali detriti.

In particolare per gli appoggi a rullo si devono asportare dal rullo stesso e dai piani di rotolamento,

eventuale ruggine o sporcizia che aumenterebbero grandemente le forze d'attrito;

— eventuale ripristino della protezione anticorrosiva;

— controllo dello stato di usura del teflon.

Lo spessore misurato in più punti lungo il perimetro del teflon fra l'armatura metallica di contenimento e la superficie di scorrimento non deve essere minore di 0,5 mm. In tale caso occorre provvedere alla sua sostituzione;

— controllo della parte di struttura circostante gli apparecchi d'appoggio ed individuazione delle cause di eventuali ammaloramenti.

6. CONCLUSIONE

Il problema della manutenzione delle strutture in generale, e dei giunti ed appoggi in particolare, è stato fino ad oggi scarsamente sentito in Italia.

Nella grande maggioranza dei casi, essa è stata rinviata sino a quando il degrado si era spinto a tal punto da pregiudicare la funzionalità o la stabilità dell'opera. Inoltre, se in alcuni casi una manutenzione delle opere è stata fatta, difficilmente essa è stata estesa al controllo degli appoggi che sono generalmente di difficile accesso e sono sempre oggetti un po' misteriosi per la maggior parte dei tecnici. Per lo più, quindi, le ispezioni agli appoggi sono state fatte solo quando il loro cattivo funzionamento cominciava a provocare lesioni nelle pile. A tal punto la manutenzione diventava molto più onerosa in quanto, oltre alla sostituzione completa dell'appoggio, occorre fare ripristini importanti alla struttura.

Fra le rare eccezioni si può citare la Società Autostrade che è l'unica, a quanto mi risulta, ad inserire nei suoi capitolati l'onere a carico della Commissionaria di effettuare la manutenzione ordinaria e straordinaria dei giunti e degli appoggi durante il periodo di garanzia degli stessi.

In tale modo il fornitore dei giunti e degli appoggi viene maggiormente responsabilizzato e, anche nel proprio interesse, deve porre maggior attenzione alla qualità e durabilità dei prodotti forniti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] « Prevention of Damages in Bridges » Fritz Leonhardt - Ninth International Congress of the FIP - Stockholm, June 6-10 1982.
- [2] Seminar Brückenlager - Haus der Technik - Essen, 6-10 1980 - « Probleme aus der Sicht der Verwaltung » Werner Fehse.
- [3] « From Past Achievements to New Challenges for Joints and Bearings » Fritz Leonhardt - Word Congress on joint sealing and Bearing Systems for Concrete Structures - Niagara Falls, New York - 1981.
- [4] « Practical Considerations in the Specifications, Design, Manufacture and Quality Control of Mechanical Bridge Bearings » Maurice G. Baigent (ibidem).
- [5] « Recent Experience in the Specification, Design, Installation and Maintenance of Bridge Bearings » David J. Lee (ibidem).
- [6] « New York State Goes MOD » Vincent Kazakovich and Domenic Massimilian (ibidem).
- [7] IABSE Symposium on Maintenance, Repair and Rehabilitation of bridges - September 9 and 10 1982 - Washington.
- [8] DIN 1072.
- [9] Lager im Bauwesen - Egger/Grote/Kauschke - Verlag Von Wilhelm Ernst.
- [10] « Quality Control for bridge bearings. Typical example: rubber pot slide bearings » Volker Hakenjos - Material Test Institute of the Stuttgart University.

Manutenzione e durabilità dei ponti di Roma

Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi

Alle sorgenti del fiume Tevere sulle pendici del monte Fumaio si trova una stele su cui è inciso: « Qui nasce il Fiume Sacro ai destini di Roma ».

Il Fiume Sacro è attraversato nel suo percorso da numerosi ponti ma pur omettendo di parlare delle opere storiche fuori di Roma quale il grandioso ponte di Augusto in prossimità di Narni ci soffermeremo, mantenendoci nell'arido tema del convegno, ai ponti della città di Roma, di cui si ha testimonianza, che sono stati edificati dal 2° secolo a.C. ai giorni nostri.

Questi possono suddividersi in quattro periodi:

- 1° - epoca romana;
- 2° - epoca della dominazione pontificia di Pio IX;
- 3° - epoca umbertina della nuova Italia;
- 4° - epoca moderna caratterizzata dall'avvento del c.a. e c.a.p.

Fra i ponti superstiti del 1° periodo primeggia il ponte Milvio (fig. 1) del 2° sec. a.C., costruito al termine della

seconda guerra punica, che subì varie ricostruzioni e trasformazioni testimoniate dalle antiche stampe e che fin dalla sua origine ha assolto la funzione di accesso alle due vie Consolari, anzi gli storici vogliono che fu il ponte a raccogliere successivamente le due vie.

I ponti Fabricius e Caestius del 62 a.C. che abbracciano l'isola Tiberina (fig. 2a).

Il ponte Aurelius, fatto costruire da Caracalla nel II sec. a.C., ma presto distrutto e ricostruito da Sisto IV (fig. 2b).

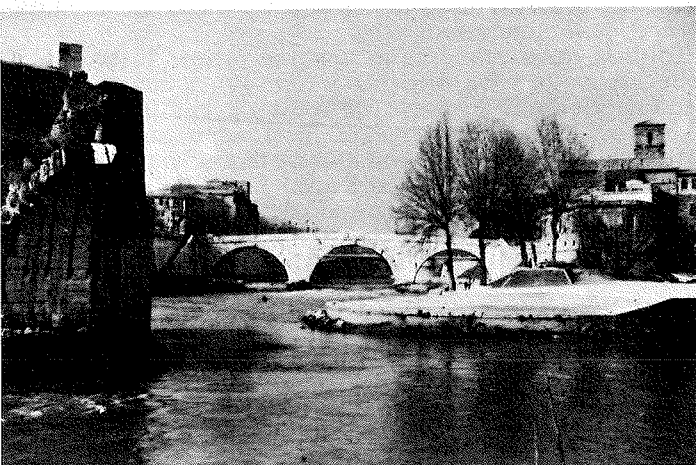
Il ponte S. Angelo del 133 d.C., che per molto tempo fu l'unico accesso al Vaticano attraverso Castel S. Angelo (fig. 3).

Alla caduta dell'Impero Romano, Roma si spopolò e resta con 17 mila abitanti cosicché non si sentì la necessità di nuovi ponti e, del resto, il Tevere era un baluardo alle invasioni barbariche e solo dopo, verso il 1860, Pio IX provvide alla costruzione di alcuni nuovi

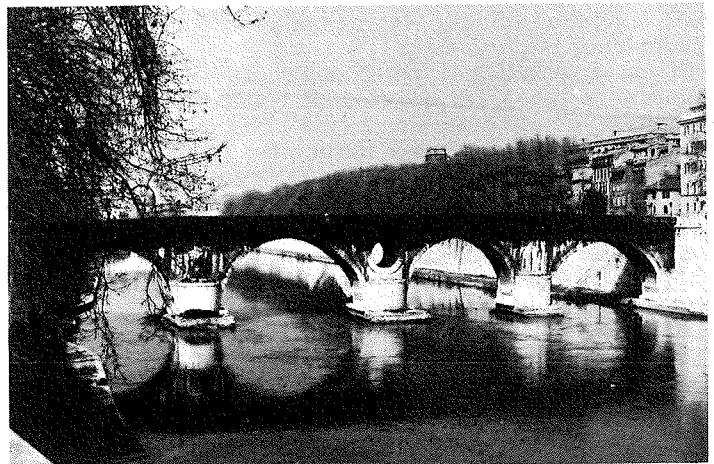


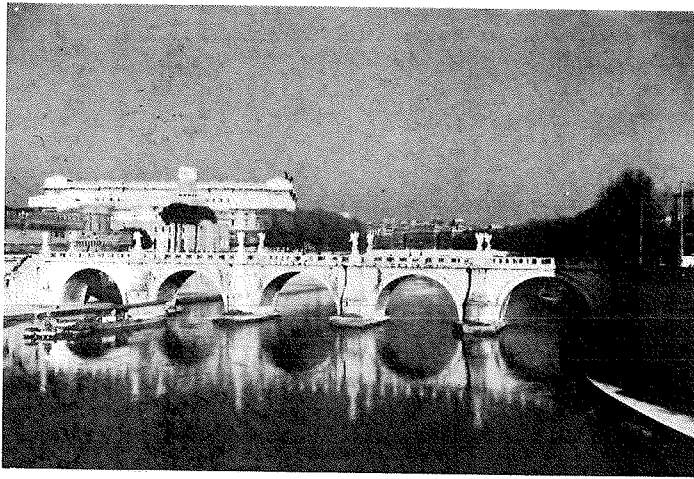
1

2a

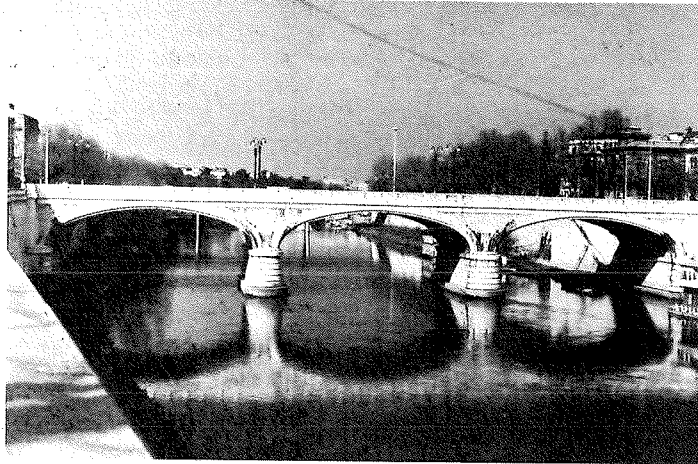
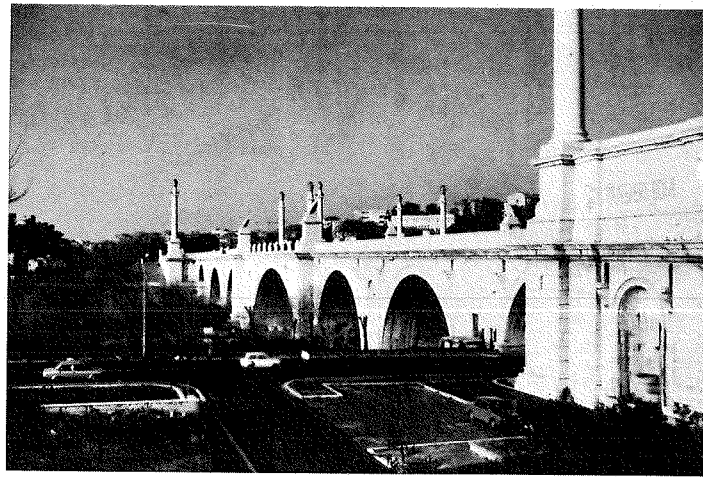


2b

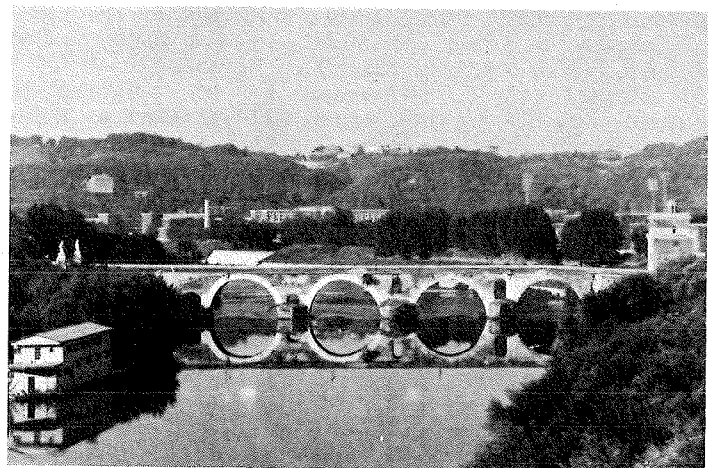




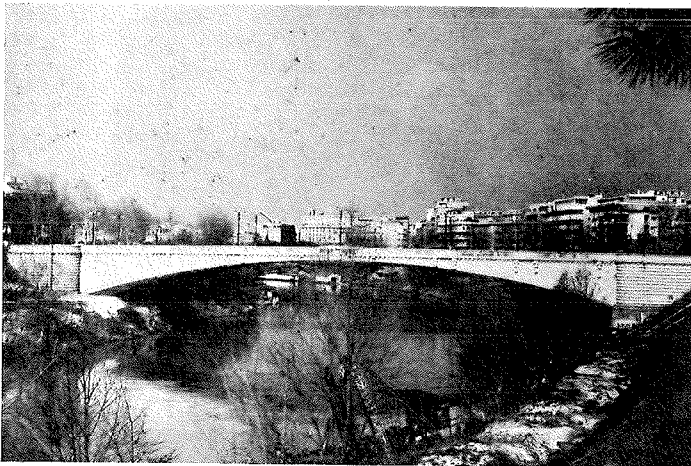
3



4



5



ponti metallici di cui oggi rimane solo il ponte dell'Industria.

Si passa quindi ai 7 ponti dell'epoca Umbertina tutti ad archi in muratura del tipo di ponte Margherita (fig. 4) ma contemporaneamente nel 1911 la genialità di Hennebique sorprende i tecnici, e soprattutto gli studiosi di Scienza delle Costruzioni con l'audace ponte del Risorgimento (fig. 5).

Si arriva quindi alla serie dei ponti moderni in c.a. fra i quali l'assurdo ponte Flaminio (fig. 6) detto il « Monumento al Ponte »: ponte in c.a. a struttura leggera rivestito in muratura!

In una analisi della durabilità dei ponti non si può tacere sui loro sistemi fondali.

I ponti romani poggiano su pali e graticci in legno ma soprattutto su macerie di precedenti crolli. Periodiche gettate di pietrisco intorno alle fondazioni di Ponte Milvio hanno creato una vera platea continua di

protezione dagli scalzamenti. Tutti i ponti dell'epoca Umbertina hanno le pile su cassoni ad aria compressa spinti a 14 m e le spalle su pali. I ponti moderni hanno pali di grande diametro spinti a raggiungere il bedrock ghiaioso.

Si deve riconoscere che sia i sistemi di fondazioni superficiali che quelli profondi hanno dato buoni risultati.

La sorveglianza dei ponti di Roma è affidata ad apposita commissione che controlla le opere con misure geodetiche planimetriche ed altimetriche oltre ad ispezioni visive.

La manutenzione ordinaria ha dovuto, a volte, essere integrata da interventi di manutenzione straordinaria alle quali accennerò, tali da garantire la durabilità delle opere, oggetto di questa tavola rotonda.

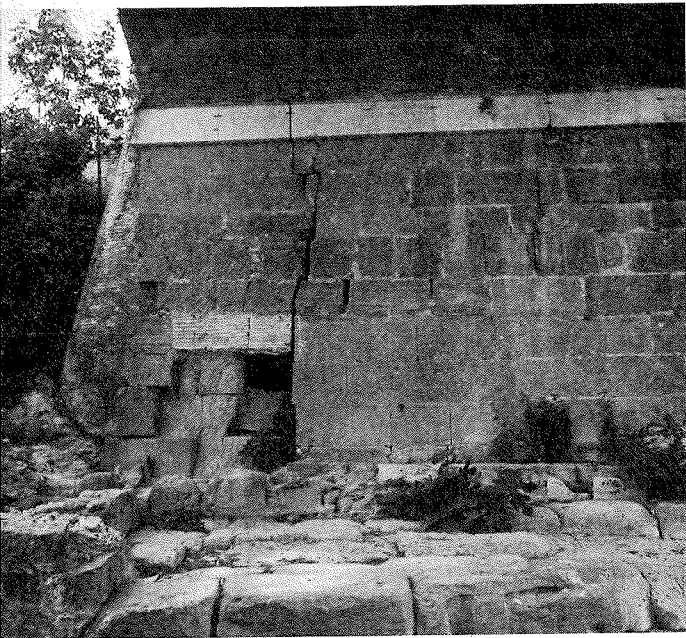
Inizio da ponte Milvio (fig. 7) al quale è rivolto l'affetto dei romani, anche se secondo rispetto all'antichissimo ponte Sublicio, sul quale recentemente sono stati effettuati accurati accertamenti dello stato delle murature e delle fondazioni (figg. 8-9).

Tolta la massicciata sono apparse ottime le murature delle arcate benché deformate (fig. 10). I timpani sono risultati riempiti in parte di terra da cui lateralmente all'esterno usciva vegetazione. Essi sono stati ripristinati con conglomerati, come pure sono state risarcite le murature della spalla sinistra.

Le perforazioni di controllo delle pile hanno dato buoni risultati e comunque sono state utilizzate per eseguire delle iniezioni cementizie ad ulteriore consolidamento.

Qualche apprensione l'ha data ponte S. Angelo per un sollevamento della copertina del parapetto. Il fenomeno, che non incide sulla stabilità dell'opera, è spiegabile per un assestamento della pila sinistra conseguente alla creazione di un nuovo arco all'epoca della costruzione dei muraglioni.

Del ponte Sisto si è decisa la rimozione della sovra-



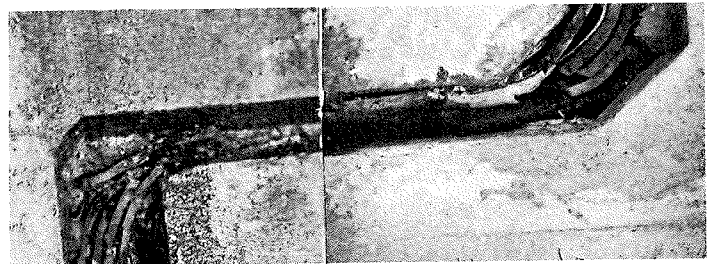
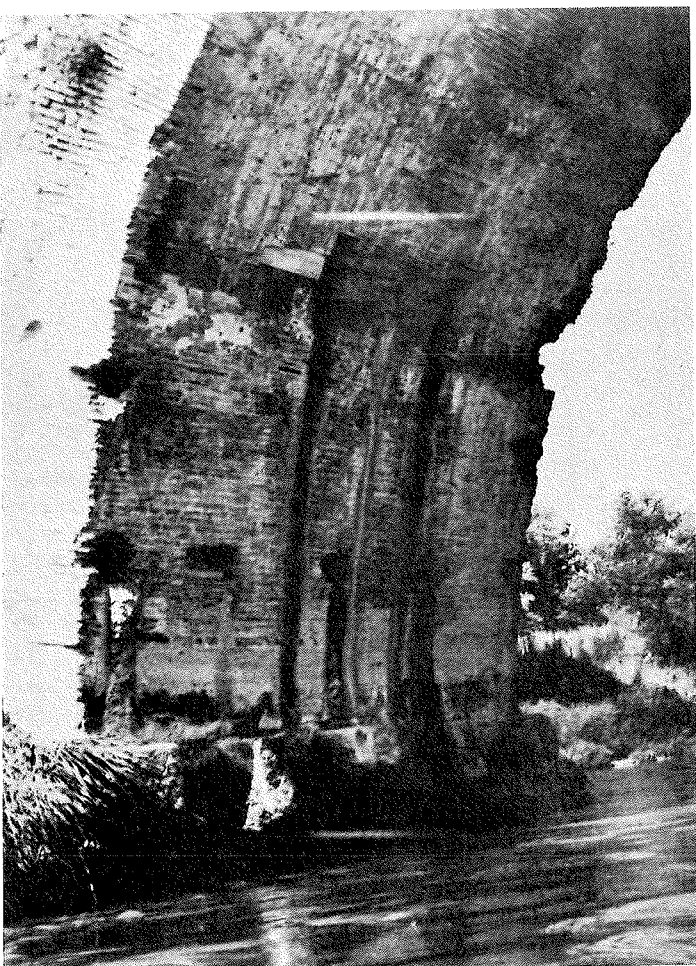
struttura ottocentesca di ferro e ghisa di cui è apparso lo stato di degrado delle chiodature e ora si vorrebbe rimettere in sito la sovrastuttura prendendo così l'occasione di restituire all'opera la sua stupenda linea originaria.

Del ponte Cestio si è reso necessario l'aggrappamento di alcune pietre pericolanti.

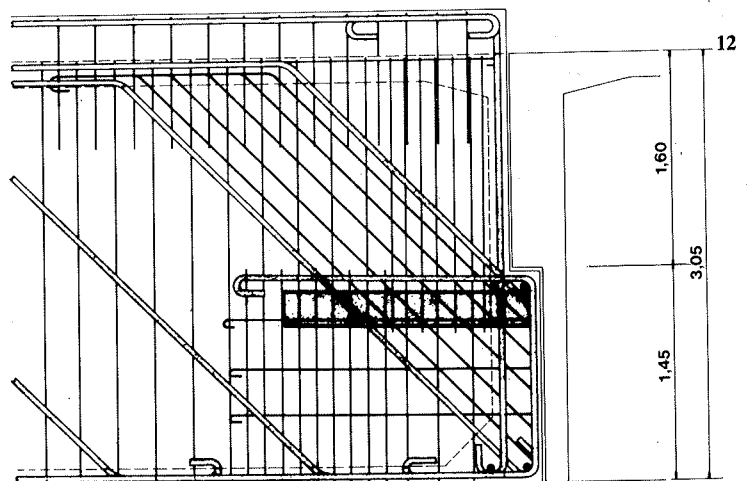
Si può quindi dare un giudizio veramente positivo sulla longevità di questi antichi ponti. Ciò principalmente per due ragioni e cioè la longevità delle volte murarie per la prevalenza dei carichi permanenti e l'assenza dei giunti.



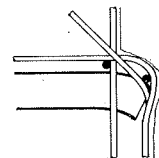
9



11



12





13

Altrettanto favorevole il giudizio sulla durabilità dei ponti in muratura dell'epoca Umbertina.

Il solo ponte Margherita ha avuto il lesionamento dell'arco in sinistra prodotto dall'effetto concomitante di un movimento bradisismico del muraglione e dei lavori del retrostante sottovia che ha prodotto il rilassamento del terreno laterale. Sono in corso chiusure delle lesioni con iniezioni.

Ricordo anche alcuni moti della spalla destra del

ponte Umberto prodotti dall'incombente peso del Palazzo di giustizia.

Maggiore impegno ha richiesto la manutenzione dei ponti moderni.

Ponte di Tor di Quinto, opera di grande rilievo in c.a.p., con la sua travata di 100 m di luce, ha richiesto la sostituzione con operazioni complesse degli appoggi al neoprene che avevano subito una grave laminazione (fig. 11).

Ponte Flaminio a seguito dello scavo di una gola del Tevere ha avuto repentini forti cedimenti di una pila che hanno richiesto rinforzi delle fondazioni con paratie profonde poste in forza mediante cavi di precompressione.

Anche ponte Risorgimento ha richiesto degli interventi sull'impalcato a causa di ossidazione delle esili strutture. Il buon comportamento dell'arco-trave è dovuto alla deformabilità delle spalle fondate su correnti pali tipo «Compressol» ma il ponte ha richiesto qualcosa di più, denunziando la sua volontà di funzionare sullo schema a 3 cerniere cosicché le lesioni apparse sono state poi autorizzate ufficialmente con appositi tagli effettuati nella zona alta delle arcate.

L'intenso traffico del ponte Marconi ha richiesto il rifacimento delle seggiole della trave Gerber (fig. 12) per la formazione di un gradino nell'impalcato. L'intervento onerosissimo e complesso (fig. 13), verrà illustrato dall'Ing. Petroselli del Comune.

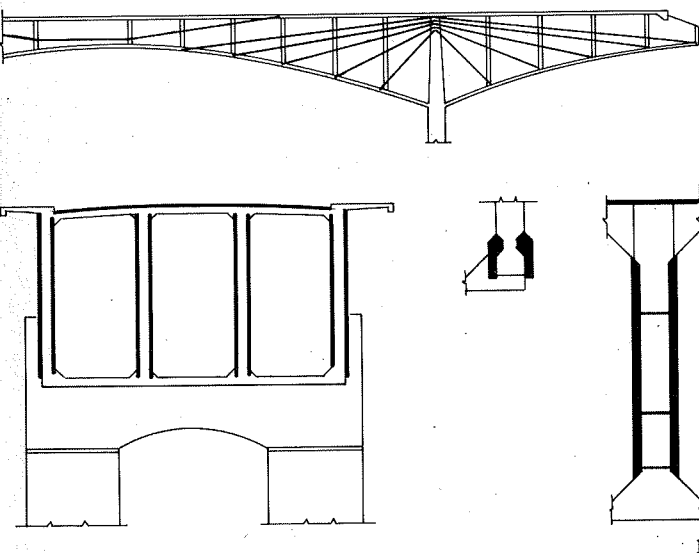
La presollecitazione con cavi « non aderenti » nel consolidamento dei ponti

Prof. Ing. Giorgio Croci

1. Premessa

La presollecitazione trova largo impiego negli interventi di consolidamento offrendo il vantaggio di indurre direttamente azioni favorevoli al comportamento strutturale, senza la necessità di sviluppare ulteriori deformazioni che possano aggravare la situazione di una struttura già danneggiata.

Una delle difficoltà maggiori da un punto di vista tecnologico è ad ogni modo quella di dover realizzare la continuità tra le nuove armature pretese e la preesistente struttura in calcestruzzo; ciò comporta infatti spesso l'esecuzione di fori, l'inserimento di staffe passanti, il getto di nuove porzioni in aderenza a quelle vecchie (fig. 1).



Una strada conveniente dal punto di vista esecutivo può essere pertanto quella di effettuare il collegamento delle armature pretese solo alle estremità, (od in pochi punti singolari), ed in particolare ai lembi superiore ed inferiore delle travi ove più facile e sicura è la realizzazione degli ancoraggi (fig. 2); i vantaggi costruttivi e tecnologici possono essere tuttavia in gran parte, (o addirittura completamente), annullati da un modo di lavorare assai meno favorevole, dipendente dalle grandi deformazioni che devono spesso svilupparsi, come sarà evidenziato nel paragrafo successivo.

Il problema resta pertanto aperto, dovendo fare caso per caso un bilancio tra vantaggi e svantaggi tra i molteplici aspetti in gioco; particolari soluzioni strutturali, come ad esempio quella di inserire in corrispondenza delle pile di un ponte piccole antenne in grado di sostenere degli « stralli », cioè cavi esterni con « braccio » più elevato dell'altezza della sezione (fig. 3), possono

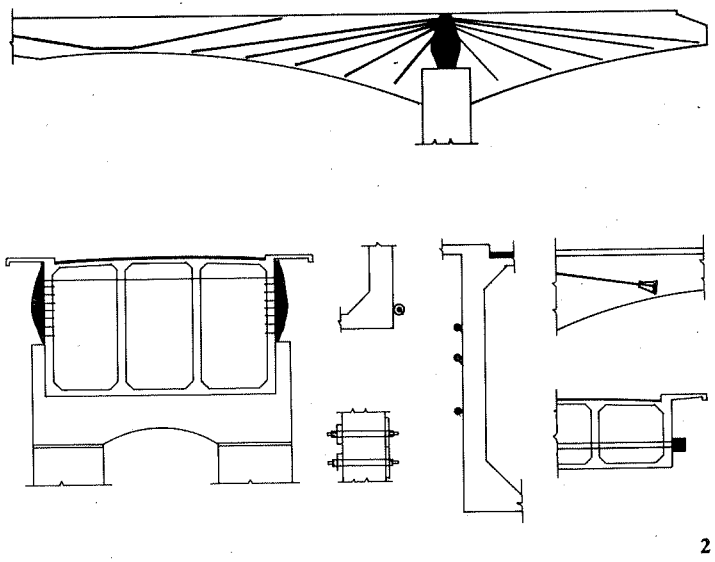
ad ogni modo spostare decisamente la convenienza dalla parte dei cavi non aderenti.

2. Impostazione del problema

2.1. In una struttura a cavi aderenti la condizione di congruenza si esprime attraverso l'eguaglianza, punto per punto, delle deformazioni unitarie del calcestruzzo e dell'acciaio:

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_a = \frac{\Delta N}{E_a A_a} \quad (1)$$

Lo sforzo nelle armature pertanto varia sezione per



sezione proporzionalmente alla curvatura della sezione stessa.

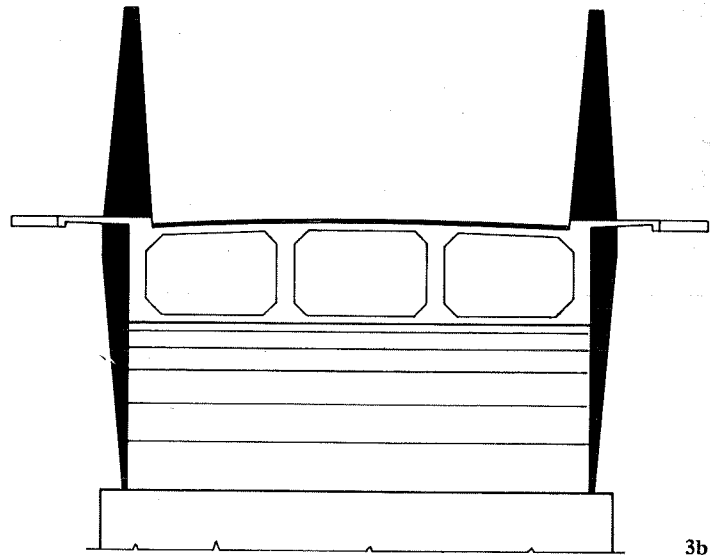
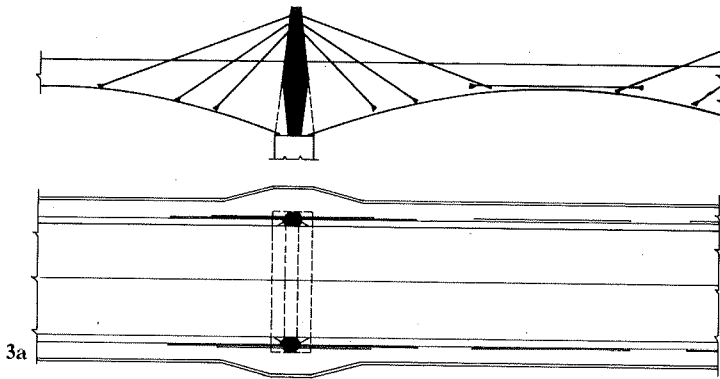
$$\Delta \chi = \frac{\Delta \varepsilon}{e} = \frac{\Delta M}{EI^*} \quad (2)$$

essendo e l'eccentricità del cavo, cioè la quota della fibra in cui si trova. I è momento d'inerzia della sezione « omogeneizzata ».

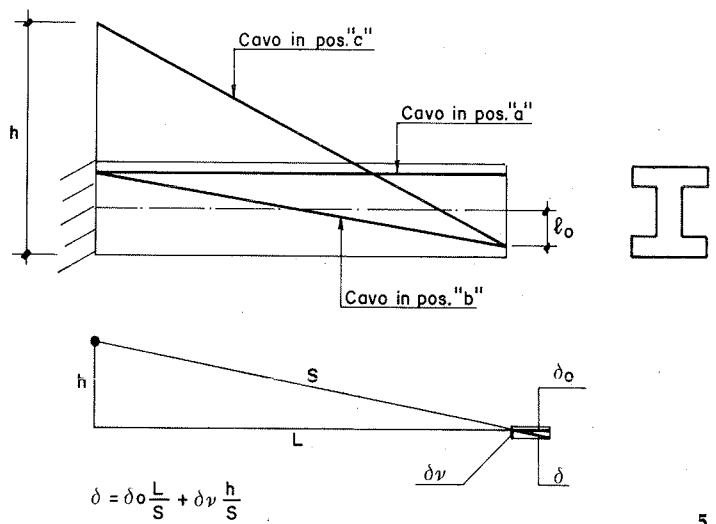
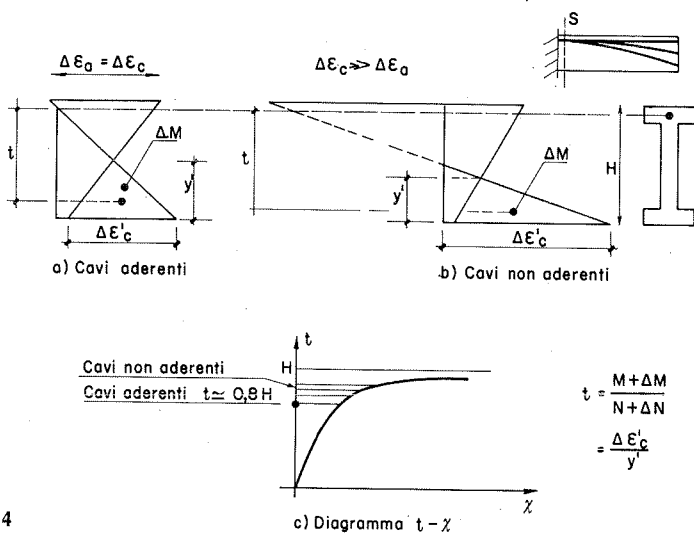
La condizione globale d'equilibrio sotto l'effetto dei carichi permanenti (M) ed accidentali (ΔM) si esprime inoltre (fig. 4 a):

$$M_{\max} \approx M + \Delta M = (N + \Delta N) t \quad (3)$$

2.2. In una struttura a cavi non aderenti la condizione di congruenza si esprime in tutt'altro modo, eguagliando cioè gli spostamenti tra cavo e calcestruzzo relativi



3a-3b - Sezione longitudinale, pianta e sezione trasversale in chiave di un ponte strallato.



4 - Comportamento della sezione d'incastro di una mensola; 6 - Confronto tra le deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio.

a due ancoraggi: rifacendosi a tracciati del cavo rettilinei (fig. 5) risulta:

$$\delta_{calc} = \delta_{acc} \quad (4)$$

$$\delta_{acc} = \Delta \epsilon_{acc} S = \frac{\Delta N}{E_a A_a} s \quad (5)$$

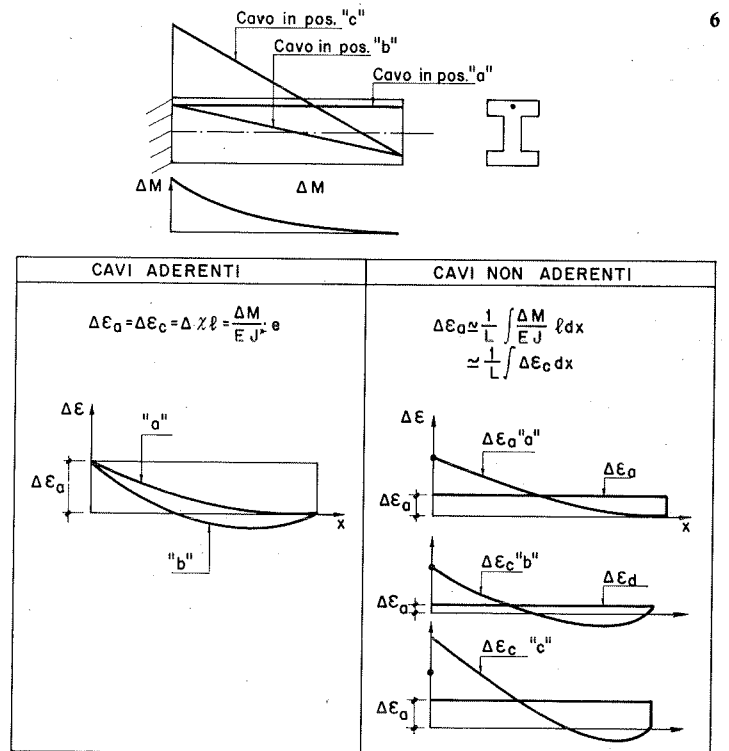
$$\delta_{calc} = \delta_0 \frac{L}{S} + \delta_v \frac{h}{S} \quad (6)$$

$$\delta_0 = - \frac{\Delta H}{E_c A_c} L + \chi \Delta \delta e_0 dx \quad (7)$$

$$\delta_v = f \Delta \chi x dx \quad (8)$$

$$\Delta \chi = \frac{\Delta M - \Delta H e}{EI} \quad (9)$$

avendo indicato con I il momento d'inerzia della sola sezione in calcestruzzo e con « e₀ » l'eccentricità del cavo nella sezione di ancoraggio all'estremità, positiva se « al di sopra » dell'asse baricentrico.

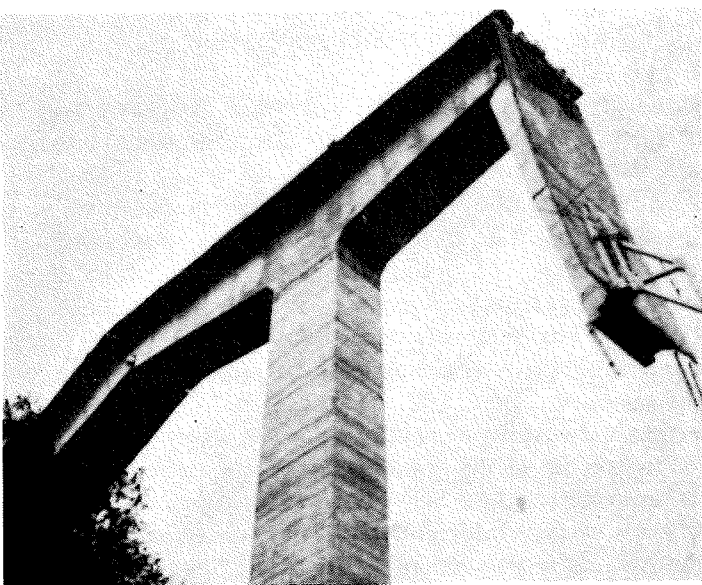


Dalle relazioni precedenti si ricava:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_a &= -\frac{\Delta H}{EA} \frac{L^2}{s^2} + \frac{L}{s^2} \int \chi e_o dx + \frac{L}{L} \frac{h}{s^2} \int \chi x dx = \\ &= -\frac{\Delta H}{EA} \frac{L^2}{s^2} + \frac{L}{s^2} \int \frac{\Delta M}{EI} e dx - \frac{L}{s^2} \int \frac{\Delta H e^2}{EI} dx \end{aligned} \quad (10)$$

da cui, trascurando gli effetti dello sforzo assiale sul calcestruzzo, del resto poco rilevanti, si ottiene:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_a &= \frac{L}{s^2} \frac{\int \frac{\Delta M}{EI} e dx}{\left(1 + \frac{L^2}{s^3} \frac{E_a A_a}{EI} \int e^2 dx \right)} = \\ &= \frac{L}{s^2} \frac{\int \Delta \varepsilon_c dx}{\left(1 + \frac{L^2}{s^3} \frac{E_a A_a}{EI} \int e^2 dx \right)} \end{aligned} \quad (11)$$



La (11) è dunque l'equazione risolutiva del problema, determinandosi $\Delta \varepsilon_a$ e quindi la variazione dello sforzo ΔN nel cavo.

Dal suo esame emergono comunque alcuni aspetti rilevanti, e cioè:

— il denominatore, per le forme e proporzioni correnti delle sezioni, è poco maggiore dell'unità e dipende poco dalle grandezze che vi compaiono;

— il numeratore dipende soprattutto dall'eccentricità del cavo che interviene nell'integrale, ed aumenta all'aumentare di questa.

Ciò consente di semplificare ulteriormente la (11), ottenendo, con valori di $\Delta \varepsilon_a$ lievemente per eccesso (dell'ordine del 10 ÷ 30%), l'espressione seguente:

$$\Delta \varepsilon_a \approx \frac{1}{L} \int \frac{\Delta M}{EI} e dx = \frac{1}{L} \int \Delta \varepsilon_c dx \quad (12)$$

2.3. Un confronto significativo tra il comportamento nelle situazioni con cavi aderenti e non aderenti può aversi dall'esame delle corrispondenti deformazioni (figura 6):

— nel caso di cavi aderenti la deformazione nell'acciaio varia lungo il cavo come quella nel calcestruzzo;

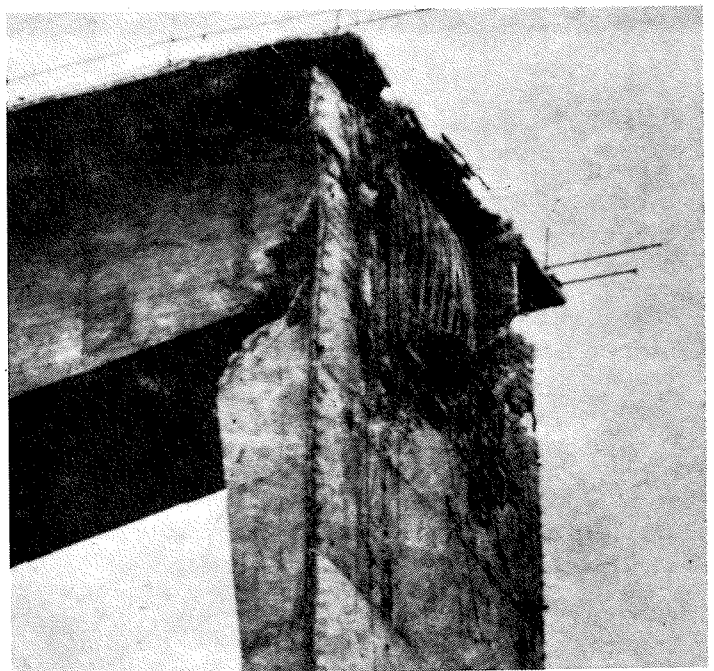
— nel caso di cavi non aderenti la deformazione nel-

l'acciaio è costante lungo il cavo e, nella sezione di massima sollecitazione, è sensibilmente minore di quella nel calcestruzzo, oltre ad essere (a priorità di eccentricità) sensibilmente minore di quella che si avrebbe avuta se vi fosse stata aderenza.

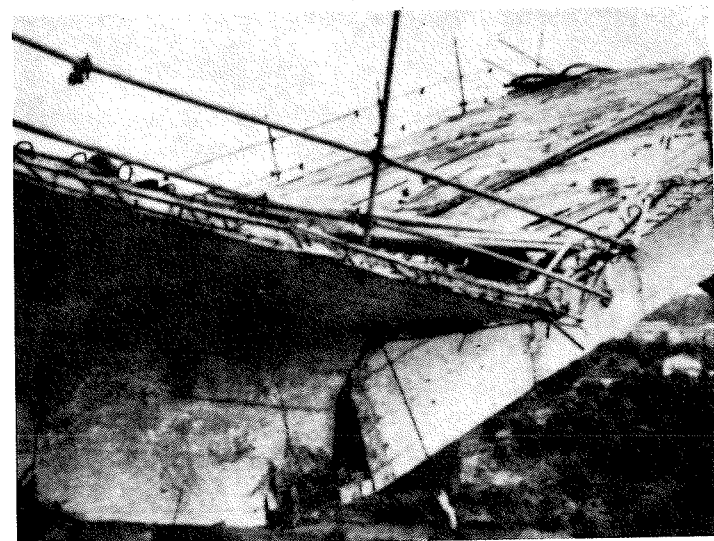
A causa della riduzione di $\Delta \varepsilon_a$ (cioè di ΔN) l'equazione di equilibrio (3) richiede allora un aumento del braccio delle forze interne t ; si ha quindi (fig. 4 b) un incremento delle tensioni di trazione con possibile fessurazione, parzializzazione della sezione, ed aumento brusco della compressione.

L'incremento del braccio delle forze interne t porta dunque rapidamente ad un comportamento non lineare (fig. 4 c) che si traduce nell'aggiunta di una « rotazione concentrata » nelle equazioni di congruenza (10) (11); se la struttura ha una buona duttilità si ha conseguentemente un incremento di $\Delta \varepsilon_a$, (ΔN) con possibilità di raggiungere migliori situazioni d'equilibrio.

Se la duttilità è invece modesta, questo recupero di sforzo nel cavo non avviene e le tensioni di compressione nel calcestruzzo possono raggiungere i valori di



7-8-9 - Crollo di un ponte costruito a sbalzo in fase di esecuzione, quando i cavi non erano ancora iniettati.



rottura: le foto 7, 8, 9 mostrano appunto il crollo di un ponte costruito a sbalzo in fase di esecuzione, quando i cavi non erano ancora iniettati.

3. Conclusioni

I sistemi a cavi non aderenti devono essere impiegati con cautela, controllando comunque che le deformazioni richieste per indurre nelle armature le variazioni di sforzo necessario all'equilibrio siano compatibili con la resistenza a trazione del calcestruzzo, o della duttilità delle sezioni.

Nel consolidamento di strutture in c.a. la situazione può essere più vantaggiosa, essendo in genere l'inserimento di cavi pretesi richiesto solo per compensare una parte dei carichi, in quanto la struttura di per se stessa offre già una certa resistenza.

Il comportamento strutturale, migliora sostanzialmente quando è possibile inserire in corrispondenza delle pile, antenne tali da fornire ai cavi una « eccentricità » maggiore (fig. 3); le deformazioni dei cavi aumentano infatti sensibilmente, assicurando così l'equilibrio in campo elastico, come mostrato nel diagramma *c* della fig. 6.

La sorveglianza e la manutenzione delle opere d'arte autostradali Esperienze della Soc. Autostrade

Dott. Ing. G. Camomilla

Parte Prima (*)

1 — Premessa

La rete autostradale in concessione alla Società Autostrade comprende un numero notevole di opere d'arte costruite normalmente (1) nell'arco degli ultimi 25 anni. Si tratta di 1256 ponti e viadotti principali; insieme con cavalcavia ed opere minori (di luce inferiore ai 10 m., esclusi i tombini), questo numero si eleva a 3900. Queste cifre danno naturalmente solo un'idea della vastità di questo patrimonio in quanto nella parola « opera » si intende sia il Viadotto Sarno di 91 campate, lungo 3 chilometri, sia un normale sottovia di 25 m. di luce.

Un dato più significativo può essere la lunghezza complessiva di queste opere « principali » che è di 149 chilometri per ogni carreggiata (2). La più gran parte delle opere d'arte della rete (escludendo i cavalcavia) è realizzata in cemento armato (ordinario o precompresso) e le strutture hanno normalmente pochi anni di vita anagrafica; in termini di passaggi sopportati però molte possono considerarsi delle mature signore o addirittura delle vecchiette più o meno arzille. Ci sono naturalmente anche dei casi di decrepitezza.

Infatti si è constatato, al di là della metafora, che dove il calcestruzzo è stato usato in strutture robuste (o addirittura in getti massicci non armati o debolmente armati) non si sono avuti a distanza di 25 e più anni dalla costruzione grossi problemi per la conservazione.

Dove invece, per l'arditezza delle sue concezioni, il cemento armato ha pienamente sfruttato le sue caratteristiche di resistenza, sempre più esaltandole, è invece da considerare che la durabilità delle opere nel tempo potrà essere raggiunta solo affrontando i vari aspetti di tale problema nella loro reale ampiezza.

Questo concetto di « durabilità » ha assunto ai giorni nostri un'importanza elevatissima, in quanto il calcestruzzo non può considerarsi un « materiale eterno » specialmente se ci si riferisce al suo impiego in opere di arte autostradali che, sia per la loro struttura che per le sollecitazioni ripetute e frequenti indotte dal traffico, sono da considerarsi come vere e proprie macchine che, come tali, necessitano di controlli, manutenzione, riparazioni.

(1) Esistono alcune decine di opere costruite prima del 1940, nelle « autostrade » della prima generazione.

(2) Sotto la voce « opere d'arte » sono comprese anche le gallerie, di cui non si tratta in questa sede, che nella rete « Autostrade » sono 278 con uno sviluppo di 120 e 116 chilometri per carreggiata.

(*) La seconda parte della relazione sarà pubblicata nel n. 3/1984 del Notiziario AICAP.

La peculiarità della società Autostrade rispetto ad altri organismi simili risiede nel fatto che tutte le fasi della vita delle opere ricadono sotto il suo diretto controllo, dalla progettazione, alla costruzione fino all'esercizio con tutti i suoi problemi. Ciò ha permesso di rilevare circa 15 anni fa che i concetti informatori della progettazione non prendevano molto in considerazione proprio l'esercizio delle opere per il quale, tra l'altro, l'opera viene costruita (fig. 1).

A riprova di questo fatto basta vedere in tabella 1 le tipologie prevalenti nelle opere dei diversi « periodi » di costruzione.

Quando venne dato inizio al programma autostradale nel dopoguerra, la rete autostradale italiana comprendeva soltanto la Napoli-Pompei, la Milano-Serra-

Tab. 1

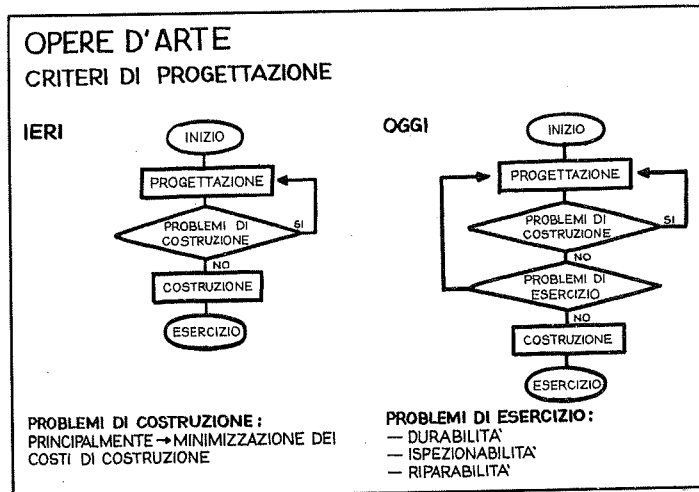


Fig. 1

	MATERIALI	TIPOLOGIE	
		STRUTTURE ISOSTATICHE	STRUTTURE IPERSTATICHE
1° PERIODO (ANNI '50)	C.A.O. C.A.P. (CAVI POST TESI) ACCIAIO-CLS	TRAVI APPOGGIATE (APPOGGI TIPO GERBER) LUCI < 30 METRI	ARCHI TELAIO
2° PERIODO (ANNI '60)	C.A.P. (FILU ADERENTI E CAVI POST TESI)	TRAVI APPOGGIATE LUCI 35÷45 METRI	
3° PERIODO (ANNI '70)	C.A.P. (FILU ADERENTI E CAVI POST TESI)	TRAVI APPOGGIATE LUCI 35÷45 METRI	TRAVI CONTINUE STRUTTURE A SBALZO (TIPO DWYDAG)

• N.B. - SI TRATTA DI TENDENZE GENERALI CHE HANNO NATURALMENTE IN OGNI PERIODO LA LORO ECCEZIONE.

valle, la Firenze-Mare, la Milano-Torino, la Milano-Venezia e l'autostrada dei Laghi.

Queste autostrade non avevano un rilevante numero di opere d'arte e, su tutte, i manufatti erano costruiti secondo i metodi allora tradizionali: strutture ad arco, travi in cemento armato ordinario.

E' con l'autostrada del Sole, il cui tracciato appenninico comportava rilevanti difficoltà, che nascono le prime grandi opere autostradali per la cui progettazione vennero applicati su vasta scala i nuovi sistemi costruttivi quali il cemento armato precompresso e le strutture miste acciaio-calcestruzzo.

Sull'intera autostrada del Sole, i criteri costruttivi sotto il profilo della progettazione furono i più vari possibili, si può ben considerare perciò quest'autostrada come una palestra nella quale i progettisti posero le basi per tutte le applicazioni pratiche che alla « Sole » dovevano seguire.

Il primo periodo quindi è quello degli inizi, nel quale le tipologie delle opere ed i materiali usati sono i più vari: si usano il cemento armato ordinario, il precompresso, i sistemi misti acciaio-calcestruzzo con travi in profilato o addirittura a struttura reticolare composta di tubi. Le tipologie vanno dai vari tipi di arco e telaio iperstatici, alle strutture isostatiche (travi appoggiate), per le quali è diffusissimo l'uso delle seggiole tipo Gerber.

Il secondo periodo è distinto invece da un orientamento preciso delle scelte progettuali verso soluzioni uniformi, che permettano una costruzione dell'opera d'arte di tipo industriale, con una serie di operazioni, le più elementari possibile, ripetute e riunite, come in una catena di montaggio dell'opera d'arte. Quindi questo periodo è caratterizzato dall'uso di un solo tipo di materiale, il cemento armato precompresso e di una tipologia fissa, la trave appoggiata.

Le luci delle travi aumentano fino a 35-45 metri, vengono quasi abbandonati gli appoggi tipo Gerber, si adotta su più vasta scala la tecnica di precompressione a fili aderenti, resa economicamente possibile dall'esistenza di cantieri di prefabbricazione di grosse dimensioni (nel periodo precedente era molto diffusa la tecnica dei cavi scorrevoli).

Si tenga presente però che tutte queste scelte erano dettate principalmente dalle esigenze di costruzione, anche se alcune di esse presentano innegabili vantaggi per la durabilità dell'opera. Tra questi si può annoverare anche la stessa standardizzazione delle strutture che facilita gli interventi di sorveglianza e di manutenzione.

Il terzo periodo si distingue perchè cominciano ad entrare nei motivi di scelta anche considerazioni dettate dalle risultanze dell'esercizio autostradale, ormai diventato « adulto » ed in grado di fornire alcuni elementi da non trascurare nella fase di progettazione.

In questo periodo il cemento armato precompresso rimane il materiale più usato, ma la tipologia subisce alcuni cambiamenti; oltre l'uso di strutture isostatiche che continua, si introduce l'uso più massiccio di travate continue e di strutture a sbalzo tipo dywidag. Queste variazioni sono dettate sia da esigenze costruttive per autostrade di montagna, quali la Brennero o la Trafori, in cui a volte manca lo spazio per creare i cantieri di prefabbricazione del gran numero di travi necessarie, ma anche perchè questo tipo di strutture sono più durevoli nel tempo, necessitano di minori manutenzioni.

Infatti si è visto in questi ultimi 20 anni come le strutture isostatiche, più mobili sottotraffico e con gran numero di giunti di dilatazione, siano più degradabili e

abbiano punti in cui la degradazione è possibile.

Le strutture iperstatiche invece, che forse richiedono un maggior impegno di progettazione e di costruzione, sono più durevoli, purchè naturalmente non siano troppo « leggere ».

Il massimo delle degradazioni infatti si è avuto nella combinazione struttura isostatica-snella e nella struttura iperstatica-snella (ci si riferisce naturalmente ai telai ed agli archi del primo periodo, composti spesso da nervature molto esili).

2 — La sorveglianza

Quando si parla di esercizio autostradale e dei problemi che in esso si originano, nasce naturalmente il desiderio di conoscere quali sono i metodi e l'organizzazione che è alla base di questi rilevamenti in autostrada. Tra l'altro questa organizzazione, nota a pochi, è in questo periodo in fase di revisione ed ammodernamento.

Ci aiuteremo con lo schema che segue.

Gli organismi locali sono costituiti dal personale delle 67 sezioni (detti posti di manutenzione) dislocati ogni 30-40 km. di autostrada che giornalmente percorrono il tratto di loro competenza per provvedere a tutte le incombenze che possono presentarsi.

SORVEGLIANZA DELLE OPERE D'ARTE: METODI ATTUALMENTE IN USO

Tipo di controllo:	Eseguito da:
A - Controlli di routine	organismi locali
B - Controllo annuale	organismi periferici
C - Controlli speciali	organismi centrali, specialistici esterni

Mezzi impiegati:

- Ispezione visuale
- Saggi distruttivi
- Apparecchiature speciali (saltuariamente, solo per C)

Archivio dati:

- Schede manuali
- Rappresentazioni grafiche schematiche
- Fotografie.

Gli organismi periferici invece sono dislocati nelle Direzioni di Tronco (8 con circa 300 km. di competenza) e sono costituite dagli Uffici Tecnici Speciali della Soc. SPEA che curano le ispezioni « ravvicinate » con l'uso di ponteggi mobili. Il risultato di questo tipo di sorveglianza (che in genere ha cadenza annuale) viene riportato sulle « schede » dell'opera con dei giudizi circa i difetti e le anomalie riscontrate ed eventuali richieste di ispezioni più approfondite e/o di interventi manutentivi o di riparazione. Naturalmente il ripetersi negli anni di questo tipo di valutazione ha messo in evidenza, da un lato il « comportamento » nel tempo delle diverse tipologie di opera, e dall'altro anche la inadeguatezza di questi sistemi di sorveglianza di tipo « artigianale » basati sulla figura e l'occhio dell'esperto rilevatore, che può « soccombere » di fronte al numero delle opere da esaminare ed alla necessità di trarre regole più generali dai risultati delle singole ispezioni.

Per questi motivi è in corso una revisione dei metodi di sorveglianza secondo lo schema che segue:

SORVEGLIANZA DELLE OPERE D'ARTE: SVILUPPI PROGRAMMATI

- Uniformare i criteri di valutazione dei difetti	— Preparazione di manuali con la codifica dei difetti (sintomi e cause).
- Memorizzare i dati rilevati nelle ispezioni	— Codificazione del metodo di rilevamento in modo da trasferirne gli elementi in una banca dati elettronica.
- Preparare con banca dati di tipo operativo	— Costituzione: — Dati storici tecnico-economici — Dati separati per le diverse « parti » dell'opera (impalcati, pile, spalle, fondazioni, accessori) — Possibilità di previsione di manifestazione dei difetti tipici per opere simili (scenari).
- Produrre sistemi di controllo strumentale « globali »	— « Isolare » alcuni parametri fisici delle opere o a cadenze prefissate con strumenti automatici.
- Perfezionare e specializzare i controlli di tipo non distruttivo	— Messa a punto di sistemi in grado di rilevare e quantizzare i difetti non visibili delle opere in fase di controllo speciale.

Si tratta quindi, per i primi tre scopi descritti nello schema, di rendere disponibile alla elaborazione l'esperienza di tanti anni di lavoro in modo da uniformare i criteri e aumentarne l'efficacia. Il lavoro da fare è solo una paziente e logica schematizzazione di concetti e fenomeni ormai molto conosciuti.

Diversa è invece la situazione per gli altri due scopi, per i quali si è ancora in una fase di ricerca.

Nel campo del controllo globale sembra molto promettente il metodo delle frequenze proprie rilevate in punti specifici dell'opera.

Le esperienze già fatte mostrano come lo spettro di frequenze rilevabile sia una costante della struttura e/o del punto di rilevamento nel suo ambito. La vibrazione può essere fornita dallo stesso traffico autostradale in quanto si è rilevato che è sufficiente mantenere il rilevamento per un numero di passaggi contenuto (almeno su strada con forte traffico merci) per ottenere uno spettro che non varia più in termini di grandezza delle accelerazioni, per ogni frequenza rilevata (ordinata della figura 2).

Il metodo si basa allora sul confronto, in epoche successive, degli spettri così ottenuti, in quanto una variazione delle frequenze tipiche può avvenire:

- per variazioni del sistema di vincolo dell'opera
- per variazioni del prodotto EJ (modulo elastico, momento d'inerzia) e quindi per la successiva degradazione dei materiali o per la formazione di soluzioni di continuità nel corpo della struttura.

Gli studi da intraprendere riguardano la definizione delle frequenze principali da mantenere sotto controllo, visto che il campo rilevato è molto vasto. Si tratta naturalmente della fascia che va da 0 a 500 Hz in quanto il resto sembra scarsamente significativo (è spesso dovuto al

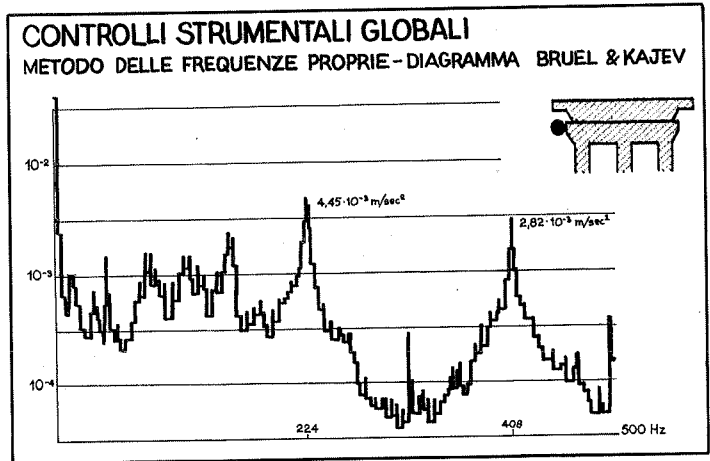


Fig. 2

supporto dello strumento di misura). Si pensa di operare con il calcolo dinamico teorico dei diversi tipi o parti di struttura e con rilevamenti incrociati di opere.

Altri metodi di controllo globale, più tradizionali, consistono nel valutare periodicamente la « posizione » di alcuni punti delle opere rispetto a riferimenti fissi del terreno.

Il disporre di sistemi quantificabili con delle misure migliorerebbe molto la possibilità di prevenzione delle degradazioni più gravi, permettendo tempestivamente un controllo più accurato e specialistico dell'opera ed il successivo intervento risanatore. Per quest'ultimo tipo di controllo i sistemi più promettenti sono quelli che vanno sotto il nome di metodi non distruttivi.

Malgrado i continui miglioramenti in questo settore è ancora impossibile pensare di poter già usare questi metodi per la sorveglianza sistematica, in quanto occorrerebbe più tempo, uomini e denaro di quello che è possibile avere; più logico è pensare ad un loro impiego per il controllo accurato di opere in condizioni precarie o sospette. La caratteristica principale dei metodi non distruttivi è infatti, al momento attuale, quella che più di uno di essi deve essere usato contemporaneamente sulla stessa anomalia, per ottenere una valutazione più precisa e accurata.

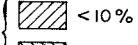
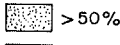
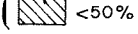

Per questi metodi inoltre è ancora essenziale la sensibilità e la preparazione dell'operatore, siamo quindi ancora in quella che ho definito fase « artigianale » dell'approccio al problema, dando a questa parola tutto il suo nobile contenuto, ma riconoscendo purtroppo il lungo cammino da percorrere per raggiungere l'operatività « industriale del metodo ».

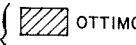



Riportiamo nella tabella 2 i risultati degli studi su diversi metodi di controllo di questo tipo fatti dalla Federal Highway Administration statunitense allo scopo di fornire delle chiavi interpretative di uso pratico: si può notare come per ogni condizione e per ogni tipo di difetto sia consigliato un sistema diverso. E' quindi dal loro impiego incrociato che si sviluppa una sinergia elevata del controllo.

Anche in Italia lavori di questo tipo sono stati condotti con successo per esempio nella valutazione delle fessurazioni e della misura della trazione di precompressione esistente nelle travi dei ponti danneggiati dal sisma del Friuli sull'autostrada Udine-Carnia. In questo caso le misure di flusso magnetico sono state incrociate con quelle di resistività elettrica e con ultrasuoni.

CONTROLLI NON DISTRUTTIVI

- 1-NON-QUANTITATIVO
- 2-NON RIVELABILE DOPO EVENTO
- 3-BISOGNA PENETRARE CEMENTO (E CONDOTTO)
- 4-NON APPLICABILI A PONTI ESISTENTI
- 5-FATTIBILITA' NON STABILITA
- 6-SENSIBILE PRINCIPALMENTE A VUOTI
- 7-RICHIEDE ACCESSO A TUTTI E DUE I LATI

CORROSION  < 10%  > 50%  < 50%  100%

FRACTURE VOIDS  OTTIMO  MEDIOCRE  BUONO  INADEGUATO

1.0 Methods		2.0 Sensitivity														3.0 Accomodate field environment	4.0 Access inspection area	5.0 Potential for development
No.	1.2 Description	2.1 No duct or non-metallic duct							2.2 Metallic duct									
		2.1.1 Corrosion		2.1.2 Fracture			2.1.3 Voids	2.2.1 Corrosion		2.2.2 Fracture			2.2.3 Voids					
		2.2.2.1 Total	2.2.2.2 2-4 Wires	2.2.2.3 1 Wire	2.2.2.1 Total	2.2.2.2 2-4 Wires		2.2.2.3 1 Wire										
V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A	V	A					
1	Acoustic emission																	
2	Eddy current																	
3	Electrical resistance (concrete)																	
4	Electrical resistance (steel)																	
5	Electromagnetic non-linear																	
6	Electromagnetic reflection																	
7	Electromagnetic reflectometry																	
8	Half-cell potential																	
9	Holography																	
10	Magnetic field																	
11	Mossbauer																	
12	Radiography																	
13	Strain gauge (vibration)																	
14	Thermal																	
15	Ultrasonics (scattering)																	

Nella tabella sono mostrati i risultati di una ricerca del FHA su 15 metodi non distruttivi esaminati da diversi organismi di ricerca statunitensi. I risultati si riferiscono a 72 documenti prodotti sull'argomento.

I metodi sono:

- Emissione acustica
- Correnti di Foucault
- Resistenza elettrica (del cemento)
- Resistenza elettrica (dell'acciaio)
- Elettromagnetismo (non lineare)
- Elettromagnetismo (a riflessione)
- Elettromagnetismo (a riflettometria «Time domain»)
- Potenziale semicella
- Olografia
- Misure di campo magnetico
- Mossbauer
- Radiografia
- Estensimetrico (a vibrazioni)
- Termico
- Dispersione a ultrasuoni

La potenzialità e la validità dei metodi esaminati è riportata in tabella 2 con i seguenti significati.

- 1.0 **Metodi:** autoesplicativo
- 1.1 **No:** autoesplicativo

- 1.2 **Descrizione:** autoesplicativo
- 2.0 **Sensibilità:** Efficacia del metodo per rivelare le condizioni del ferro d'armatura in cemento precompresso.
- 2.1 **Senza condotto o con condotto non-metallico:** Configurazione pre-tensionata senza condotto o guaina attorno al ferro d'armatura, oppure una configurazione post-tensionata con un condotto non-metallico.
 - 2.1.1 **Corrosione:** Rivelazione della perdita di sezione dovuta alla corrosione. La sensibilità allo spessore della copertura di cemento delle varie categorie serve ad indicare l'effetto della copertura sulla rivelazione dei difetti.
 - 2.1.2 **Frattura:** Frattura di un tondino o di un cavo d'armatura. La frattura può essere il risultato di un sovraccarico in conseguenza alla riduzione di sezione dovuto alla corrosione oppure il risultato di danno meccanico dovuto ad impatti veicolari.
 - 2.1.2.1 **Totale:** Rivelazione della frattura totale di un cavo, tondino o barra.
 - 2.1.2.2 **2-4 Fili:** Rivelazione della frattura da 2 a 4 fili di un cavo.
 - 2.1.2.3 **1 Filo:** Rivelazione della frattura di 1 solo filo di un cavo.
 - 2.1.3 **Vuoti:** Rivelazione di vuoti di ϕ 3 mm o più, già presente al momento della fabbricazione di una barra.

- 2.2 **Condotta metallico:** Vedi n. 2.1, ma in questo caso il tondino, barra o cavo risulta incorporato dentro un condotto metallico (normalmente d'acciaio). Generalmente la valutazione corrisponde alla configurazione post-tensionata.
 - 2.2.1 Vedi 2.1.1.
 - 2.2.2 Vedi 2.1.2.
 - 2.2.2.1 Vedi 2.1.2.1.
 - 2.2.2.2 Vedi 2.1.2.2.
 - 2.2.2.3 Vedi 2.1.2.3.
- 3.0 **Adattabilità all'ambiente ed al luogo:** La valutazione rappresenta la adattabilità del metodo a funzionare nelle condizioni incontrate sul campo.
- 4.0 **Accesso zone d'ispezione:** La valutazione rappresenta la facilità con la quale l'attrezzatura necessaria per ciascun metodo (in termini di grandezza, conformazione o peso) può essere installata e spostata ai punti d'ispezione sui ponti. Viene indicato in nota (7) se il metodo richiede l'accessibilità dei lati opposti della trave, oppure la penetrazione del cemento (o del condotto) (3).
- 5.0 **Potenziale di sviluppo (entro i termini del contratto):** La valutazione rappresenta la probabilità che il metodo può essere sviluppato entro i limiti tecnici ed economici degli attuali contratti di ricerca.

3 — La degradazione

Proseguendo nel nostro forzatamente rapido esame delle esperienze fatte sulle opere autostradali, è necessario accennare alle cause di degradazione più ricorrenti che si sono rilevate in questi ultimi 25 anni con le operazioni di sorveglianza di cui si è parlato.

Vogliamo prescindere da quelle cause che derivano da errori gravi nella progettazione o nella esecuzione delle opere sia perchè queste costituiscono degli aspetti molto particolari del problema sia perchè, e questo è un dato molto confortante, sono veramente poco diffuse.

Parleremo invece delle altre cause, meno prevedibili e conosciute fino a pochi anni fa, ma che in termini economici sono le più gravose in assoluto e, questo è un particolare sconcertante e confortante al tempo stesso, avrebbero potuto e potrebbero essere evitate o almeno contenute, con una ridotta spesa iniziale.

A questo proposito è interessante notare come le maggiori o minori probabilità di degradazione di un'opera siano legate ad un maggiore o minore sovradimensionamento iniziale. Infatti se si esaminano l'entità dei carichi di progetto, la loro distribuzione trasversale, il diverso grado di contemporaneità di presenza sull'opera e i diversi coefficienti dinamici prescritti nelle norme di diversi paesi, si possono fare interessanti considerazioni. In uno studio condotto dall'OCSE sulla capacità portante dei ponti si è tentato questo confronto ricorrendo ad una schematizzazione dei carichi di progetto; il risultato è mostrato nel diagramma in figura 3.

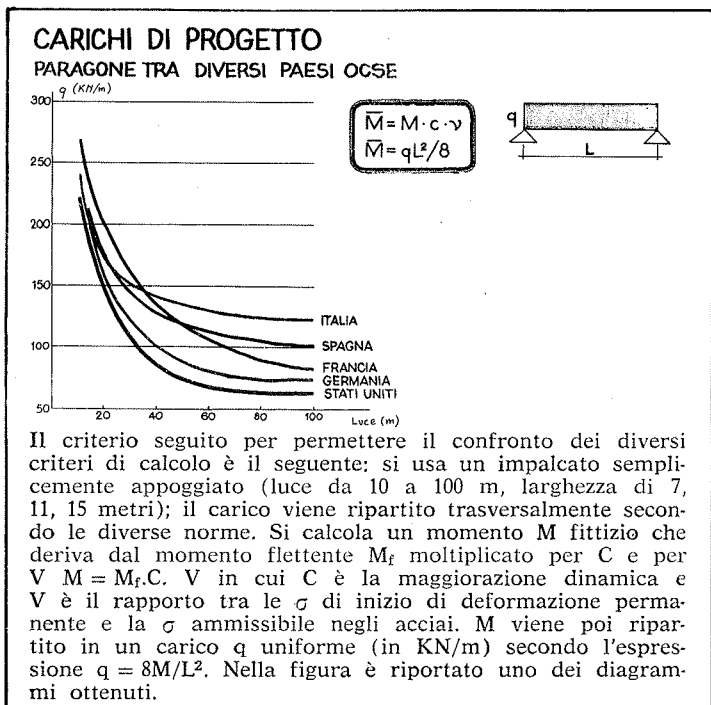


Fig. 3

Si vede come le norme italiane (per i ponti già costruiti) siano abbastanza vincolanti, specialmente per quel che riguarda le opere di luce superiore ai 30-35 m. In paesi come Stati Uniti e Germania invece i carichi di progetto sono molto più contenuti e ciò porta sicuramente alla costruzione di opere « più leggere ». Il motivo può risiedere nella tendenza che questi paesi hanno a considerare limitato nel tempo, in modo prestabilito, il periodo di servizio, la vita utile dell'opera stessa.

Nella figura 4 è riportato il programma di sostitu-

zione dei ponti in un lander tedesco, con una cadenza di 60 anni di uso. Se però per qualche motivo questa sostituzione non è possibile si possono avere seri inconvenienti nell'affidabilità delle opere; recenti valutazioni effettuate negli Stati Uniti, che non hanno potuto eseguire i programmi di sostituzione, mostrano come circa 268 mila opere siano molto degradate e circa 300 mila in condizioni disastrose.

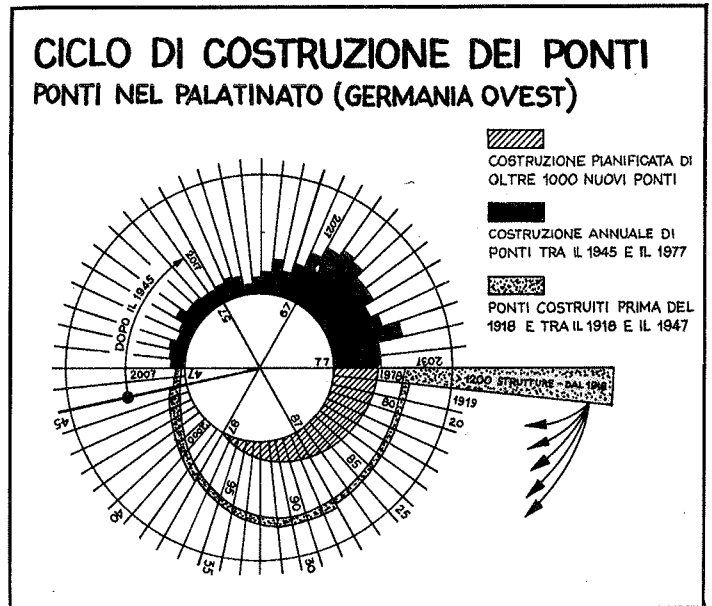


Fig. 4



Tab. 3

Le conclusioni dello studio OCSE sono che un certo sovradimensionamento iniziale di certe parti delle opere, incidendo solo per il 3 ÷ 5% dei costi di costruzione, influisce in modo notevolissimo sulla durabilità dell'opera.

Per fortuna l'Italia, come si è visto, con le sue norme di progettazione per i ponti di 1ª categoria ha seguito nel passato, proprio questa filosofia.

Passiamo ora ad esaminare le cause di degradazioni (vedi tabella 3) che si possono riassumere in due voci:

Azioni atmosferiche
Azioni dovute al traffico

La prima causa riguarda gli aspetti dell'aggressività dell'ambiente (urbano, industriale marino ecc.) e del clima, ben noti, ed esaltati in autostrada nei periodi invernali per l'uso sistematico dei sali fondenti. La seconda causa è tipicamente autostradale, in quanto propria delle strade con traffico molto intenso, dove si crea un microambiente altamente aggressivo, risultante dall'azione combinata degli agenti chimici, provenienti dai gas di scarico, e fisici, che sono costituiti prevalentemente dalle vibrazioni indotte sulle opere d'arte.

Danni alle opere infatti possono provenire da urti alle strutture dovuti ad incidenti, ma questo è un fenomeno sporadico; gli urti possono nascere da un dislivello ad una irregolarità del piano viabile, ma questo fatto deriva da un'incuria del gestore della strada ed è possibile evitarlo con facilità.

Il vero danno « fisico » non evitabile è proprio quello proveniente dalle vibrazioni che esaltano tutti i fenomeni di degradazione; infatti facilitando la formazione di microfessure, incrementano la penetrazione degli agenti aggressivi di tipo chimico in questi varchi aperti verso le parti più delicate dell'opera.

Tutte queste azioni di degradazione vengono esaltate da una serie di altri fattori raggruppabili schematicamente nel modo seguente:

- A — Carenze nell'impostazione progettuale di alcune parti dell'opera
- B — Errori di esecuzione
- C — Mancanza di protezioni e di cura nei particolari costruttivi
- D — Impiego di materiali poco studiati dal punto di vista della durabilità o poco protetti.

3-1 Degradazioni dovute a carenze progettuali

Faremo qualche esempio per meglio chiarire i concetti esposti; cominciamo dalle carenze progettuali in certe parti delle opere, esaminando la figura 5 che rappresenta i modi con cui è stata risolta nelle opere esistenti la struttura della zona di transizione tra due campate contigue.

Le soluzioni in figura sono suddivise con un giudizio di validità, che è basato sul diverso grado di durabilità, ispezionabilità ed economia che le soluzioni hanno dimostrato.

Nel primo gruppo sono inserite le soluzioni che richiedono un solo giunto di dilatazione e permettono l'ispezione delle zone d'appoggio; esse sono anche caratterizzate da ridotta mobilità sotto traffico e quindi risultano più durevoli.

La validità intermedia discende da problemi di tipo economico (due giunti invece che uno) oppure dalla maggior probabilità di degradazione delle solette del tipo mostrato.

Il terzo gruppo è quello delle soluzioni da scartare ed è purtroppo costituito dai tipi più diffusi nel passato; la presenza di doppi giunti, l'eccessiva mobilità (ci sono giunti su solette con sbalzo superiore al metro) e la non ispezionabilità (i famigerati appoggi Gerber) hanno causato e causano le degradazioni maggiori e le più pericolose. Si può notare come quasi tutte queste soluzioni siano nate per risolvere o facilitare problemi di costruzione. Alcune potrebbero essere conservate nelle progettazioni future, prevedendo però degli accorgimenti spe-

A CARENZE PROGETTUALI

ZONA DI TRANSIZIONE TRA CAMPATE CONTIGUE

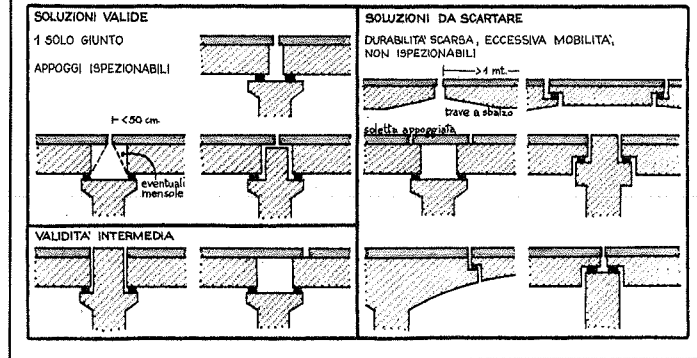


Fig. 5

A CARENZE PROGETTUALI

ZONA DI TESTATA

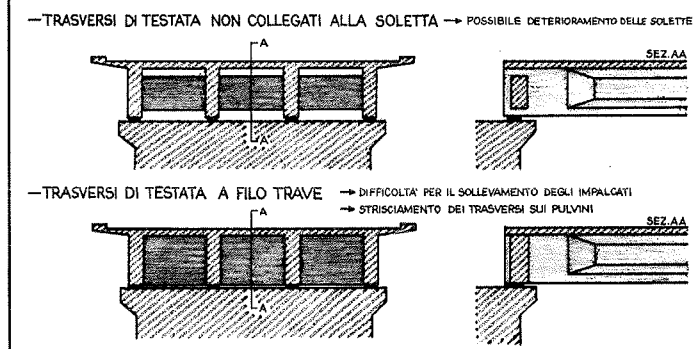


Fig. 6

SISTEMAZIONE "IDEALE" DELLE ZONE DI TESTATA

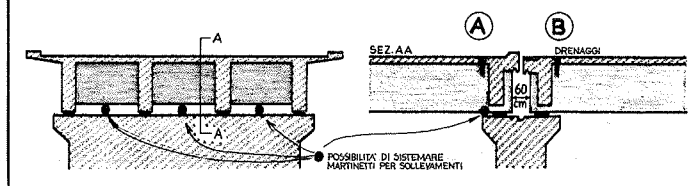


Fig. 7

cifici quali finestre d'ispezione, appoggi smontabili e giunti impermeabili.

Proseguendo questo rapido esame delle zone di transizione possiamo esaminare la figura 6 che schematizza alcuni tipici trasversi di testata. Nel primo caso si nota che il trasverso non è collegato con la soletta, che risulta così molto più mobile della zona di giunto e si deteriora rapidamente. Nel secondo caso invece il trasverso, arrivando fino quasi a contatto della trave pulvino, impedisce l'eventuale uso di martinetti per il sollevamento dell'impalcato ed in caso di schiacciamento degli appoggi, striscia sul trasverso danneggiandolo.

Una progettazione alla luce delle esperienze fatte dovrebbe allora prevedere una serie di accorgimenti (illustrati in figura 7) diversi in caso di giunto di superficie o sotto pavimentazione (cioè in funzione della luce delle campate che decide la scelta dell'uno o dell'altro tipo di giunto). A parte la forma del trasverso è importante provvedere all'aumento di rigidità e di armatura della soletta in testata; nel passato quasi sempre lo spessore del calcestruzzo e la sezione dei ferri in questo punto tormentato non era diversa rispetto al resto della soletta. Gocciolatoi e drenaggi completano la sistemazione.

2. Degradazioni dovute ad errori di esecuzione

I più diffusi errori di esecuzione possono essere riassunti nelle tre voci che seguono:

- 1 — Errori nell'iniezione delle guaine di precompressione
- 2 — Errori nella preparazione e nella messa in opera dei calcestruzzi
- 3 — Riduzione od annullamento in fase di esecuzione dello spessore di copriferro

Per quel che riguarda l'iniezione delle guaine esiste una gamma ben precisa di errori (vedi tabella 4). Il primo è l'aver dimenticato di eseguire l'iniezione, fatto questo che può anche derivare da una carenza progettuale in quanto l'operazione, per esempio, doveva essere fatta in condizioni di ridotta accessibilità; questo errore non è sempre dei più gravi, se la sorveglianza è buona ed il guaio si scopre per tempo, in quanto è relativamente facile riempire una guaina vuota. Più grave è l'errore derivante dall'uso di boiacche non colloidali o dal fatto di non spurgare bene i condotti, facendo fuoriuscire la boiaccia dall'estremità opposta all'iniezione fino a che la sua viscosità non uguaglia quella all'ingresso. In questo caso il cemento può decantare e dar luogo a zone di ferro coperte non comunicanti tra loro; ciò rende più difficile il riempimento a posteriori.

Il terzo caso riguarda l'impiego di boiacche inconsistenti e non ben dosate, che danno luogo ad un prodotto finale non indurito, spugnoso e fessurato.

In questi ultimi due casi i processi di corrosione sono esaltati dalla presenza di areazione differenziata e dalla facilitazione con cui gli ioni aggressivi possono raggiungere l'acciaio di precompressione, che essendo sotto forte tensione è molto più aggredibile dell'acciaio normale.

Per tutti questi errori esiste a mio parere una causa di fondo comune, che non è di natura strettamente tecnica, ma rientra nel modo con cui è consuetudine compensare questo lavoro; l'iniezione infatti è compresa nel prezzo di fornitura dell'acciaio armonico e spesso nel passato l'operazione complessiva era eseguita da due ditte diverse:

- lo specialista dei cavi, che eseguiva la messa in opera e l'ancoraggio degli acciai
- la ditta appaltatrice dell'opera, che eseguiva le iniezioni.

E' invece necessario distinguere le due operazioni in termini economici prevedendo per la seconda un prezzo specifico, che tenga conto delle cure e dei materiali che servono per compierla « a regola d'arte ».

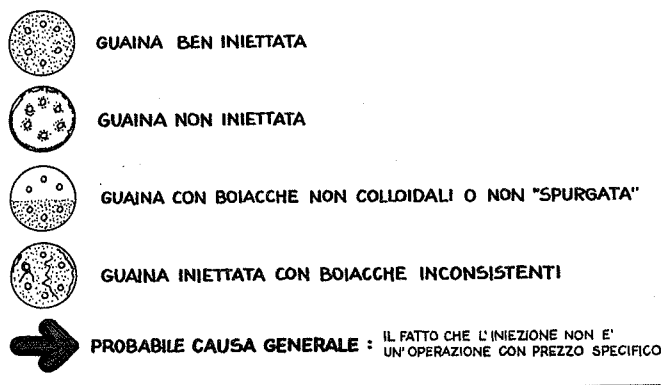
Questa espressione tra l'altro ha finalmente, anche nel campo delle iniezioni, il suo significato esatto, in quanto oggi si sa come e con che cosa l'iniezione dovrebbe essere fatta.

Passiamo ora al secondo errore più diffuso che è quello che riguarda l'esecuzione dei calcestruzzi; nella maggior parte dei casi si tratta della formazione di vespai localizzati dovuti alla segregazione dei materiali. Solo nelle strutture di « minore importanza » (spalle, paramenti, pile) risultano delle carenze dovute a errori nel rapporto acqua/cemento. Bleeding nei getti delle solette si riscontrano però con una certa frequenza.

Per dare un giudizio articolato in questo settore occorrerebbe però un intero trattato; quello che si può dire in modo succinto è che le resistenze di questo materiale non sono quasi mai carenti; non può dirsi altrettanto per la loro durabilità nel tempo. Tutto ciò proveniva ieri

B ERRORI DI ESECUZIONE

INIEZIONI DELLE GUAINE



Tab. 4

anche dalla scarsa conoscenza (e oggi dalla scarsa diffusione della conoscenza) a livello operativo delle tecniche di additivazione e degli accorgimenti applicabili per migliorare queste caratteristiche dei calcestruzzi.

Per concludere questo paragrafo è necessario un accenno ai problemi dei copriferro. La disgregazione di questo strato protettivo è una delle degradazioni più diffuse e più difficili da risanare, sia perchè avviene in zone poco accessibili, sia perchè spesso si interviene quando la corrosione dei ferri è di tipo generalizzato e spinto e riduce l'efficacia dell'intervento. A prescindere dai casi in cui questa degradazione è dovuta ad errori progettuali (insufficienza delle staffe per esempio) occorre dire che spesso la causa è nella scarsa cura con cui sono stati sistemati i distanziatori tra ferro e cassaforma, oppure a segregazioni del calcestruzzo. Lo stato di salute del copriferro che è essenziale per la conservazione delle armature, è anche insidiato dai fenomeni di carbonatazione che possono essere tanto più rapidi quanto più è poroso il materiale interessato. E carbonatazione significa perdita della protezione dovuta all'ambiente alcalino. Per questi motivi prende sempre più piede, come vedremo, la tecnica di protezione tramite verniciatura) anche per i calcestruzzi, questo accenno introduce il paragrafo successivo.

3-3 Degradazioni dovute a mancanza di protezioni e di cura nei particolari costruttivi

Questo è un fenomeno sconcertante. I nostri padri hanno raggiunto nel passato vette eccelse nella risoluzione anche architettonica dei problemi di protezione delle strutture dalle acque piovane; basti pensare al cornicione di palazzo Farnese a Roma, opera di Michelangelo, costruito con la funzione umilissima, ma fondamentale nella conservazione dell'opera, dell'allontanamento delle acque di pioggia. Le fantasmagoriche « chimeres » di Notre Dame di Parigi non sono altre che degli efficientissimi pluviali.

Nelle opere d'arte del nostro tempo invece spesso mancano o sono mal realizzati proprio questi dispositivi essenziali per la durabilità.

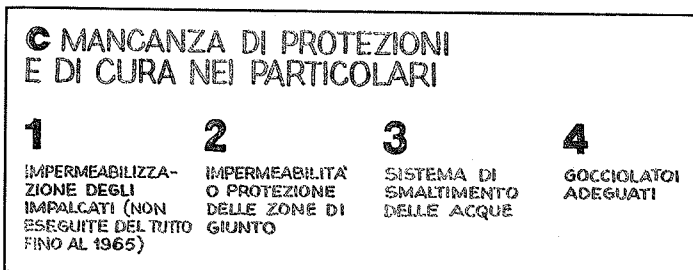
Ho sentito spesso tacciare di pignoleria gli svizzeri, perchè nelle loro norme prevedono una decina di pagine per definire forma, dimensioni, distribuzione dei sistemi di smaltimento delle acque; credo però che bisognerebbe imitarli e far aumentare la sensibilità del progettista e del costruttore nei confronti di questi problemi

che possono essere schematizzati nelle seguenti voci (tab. 5):

- 1 — Impermeabilizzazione degli impalcati
- 2 — Impermeabilità e/o protezione delle zone di giunto e di appoggio
- 3 — Sistema di smaltimento delle acque piovane, dall'impalcato al suolo o in punti dove lo stillicidio non può nuocere all'opera
- 4 — Protezione delle altre zone degradabili almeno con l'adozione diffusa di gocciolatoi adeguati.

3-4 Durabilità dei materiali

Per concludere questa rapida carrellata sulle cause



Tab. 5



Tab. 6

di degradazione dobbiamo dare un accenno anche alle carenze sulla durabilità intrinseca dei materiali che costituiscono le opere.

Tutti gli accorgimenti che abbiamo descritto nei paragrafi precedenti tendono a proteggere i materiali dalle azioni degradanti, ma qualcosa si può fare per rendere sempre più durevoli per se stessi questi materiali (tab. 6).

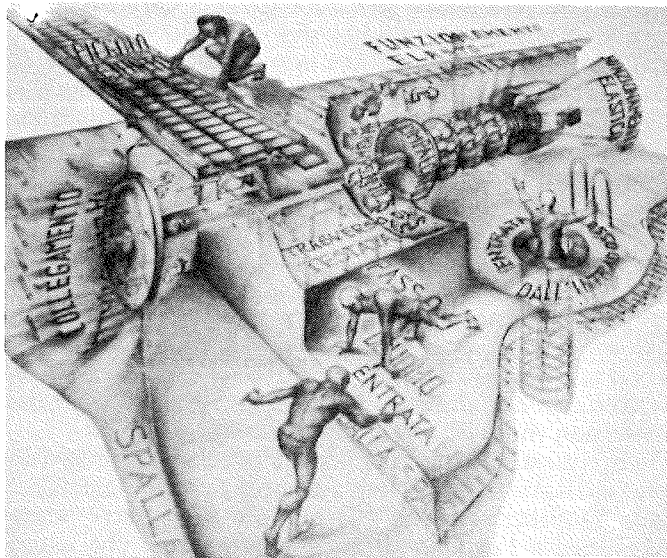
Pur essendo convinto che questa « autoprotezione » spesso non sia sufficiente, sono certo anche che essa migliori notevolmente il comportamento globale dell'opera dal punto di vista della durabilità. Tra l'altro alcuni interventi avrebbero un costo specifico molto contenuto; mi riferisco a quello che si può fare per migliorare la durabilità dei calcestruzzi e delle boiacche da iniezione. Per ottenere questi risultati occorre anche intervenire a livello delle norme tecniche di appalto (cosa già fatta dalla società Autostrade) dove per questi materiali, a fianco delle richieste tradizionali di resistenza, si richiedono garanzie sulle resistenze ed il comportamento nel tempo.

A conclusione di questa parte dell'esposizione vorrei mostrare con un esempio come l'esperienza di cui si è parlato abbia influito sulla progettazione e nella costruzione dell'ultima nota delle autostrade della rete IRI. Mi riferisco alla Carnia-Tarvisio-Confini di Stato, la quale, attraversando una zona alpina con un clima particolarmente aggressivo, aveva una esigenza di durabilità molto spinta (tab. 7).

AUTOSTRADA CARNIA-TARVISIO

PONTI CONCEPITI TENENDO CONTO DEI PROBLEMI D'ESERCIZIO

- TRAVI CONTINUE
- STRUTTURA SCATOLARE COIBENTATA
- APPOGGI ACCIAIO-TEFLON
- RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI E TRASVERSALI
- SPALLE SCATOLARI
- NUOVI TIPI DI PARAPETTI
- ACCESSIBILITÀ IN OGNI PUNTO SENZA APPARECCHI D'ISPEZIONE
- SOSTITUIBILITÀ DELLE ATTREZZATURE DI VINCOLO
- GRANDI GIUNTI IMPERMEABILI PREFABBRICATI IN ELEMENTI SOSTITUIBILI
- PROTEZIONE DEI CALCESTRUZZI NEI PUNTI PIÙ AGGREDIBILI
- CAPITOLATO CHE TIENE CONTO DELLA DURABILITÀ DEI CLS
- PROVE E CONTROLLI SPECIFICI SULLE BOIACCHE D'INIEZIONE
- IMPERMEABILIZZAZIONI E PAVIMENTAZIONI SPECIALI



L'accessibilità e la protezione antisismica resa graficamente con un disegno dell'arch. E. Mancino

Tab.

Nelle opere d'arte di questa autostrada sono in esecuzione i seguenti accorgimenti:

- uso di impalcati a travate continue
- sezione dell'impalcato scatolare a 3 vani (miglior coibentazione della soletta, riduzione della « fatica » degli sbalzi laterali)
- appoggi acciaio-teflon
- ritegni sismici trasversali (pile e spalle) e longitudinali (spalla) a comportamento elastico-plastico
- spalle scatolari
- nuovi tipi di parapetto in calcestruzzo a profilo New Jersey (elevatissima probabilità di rinvio in carreggiata dei veicoli in sbandata, ma peso tale da dover essere previsti in fase di progetto della struttura principale)
- accessibilità in ogni punto dell'opera senza l'impiego di attrezzature speciali d'ispezione
- sostituibilità integrale degli apparecchi di vincolo
- grandi giunti impermeabili, prefabbricati in elementi sostituibili, con movimento possibile comprendente le dilatazioni termiche e l'escursione da sisma.
- norme tecniche d'appalto che prescrivono le caratteristiche di durabilità dei calcestruzzi
- protezione dei calcestruzzi nei punti più « aggredibili »
- prove e controlli specifici sulle boiacche d'iniezione
- impermeabilizzazioni e pavimentazioni speciali per gli impalcati.

La sorveglianza e la manutenzione delle opere d'arte autostradali Esperienze della Soc. Autostrade

Dott. Ing. G. Camomilla

Parte Seconda (*)

4 — La manutenzione

Vediamo ora sempre rapidamente come deve essere intesa e quali sono i lavori tipici di manutenzione delle opere d'arte. In questo campo molto spesso si fa confusione tra manutenzione e riparazione; ciò accade perchè molti degli interventi si effettuano per l'uno o per l'altro dei motivi. Siccome è importante ai fini amministrativi o per definire certe competenze (specialmente nei regimi di concessione) poter distinguere tra l'uno e l'altro settore, cercheremo di definire meglio la sottile linea di divisione tra manutenzione e riparazione. Un esempio può aiutare più di qualunque discorso: l'opera d'arte che è un congegno complesso, composto di diverse parti, può essere considerata come una « macchina ». Facendo un parallelo allora fra una delle « macchine » più conosciute, l'automobile, e l'opera d'arte si può avere un riferimento più accessibile su ciò che è riparazione e su ciò che è manutenzione.

Lavare, ingrassare un veicolo o fare operazioni di pulizia su di un ponte sono chiaramente manutenzioni. Sostituire le gomme ad un veicolo corrisponde alla sostituzione di un appoggio del ponte: anche questo è manutenzione. Cambiare l'albero motore o sostituire una trave diventa riparazione.

Un caso particolare, che oggi non è inconsueto e che vale per la nostra automobile di paragone e per le opere d'arte, è quello di dotare un'opera di attrezzature che non aveva perchè all'epoca della sua costruzione non erano previste o non esistevano; quindi proteggere i calcestruzzi in certi punti o sostituire i giunti di dilatazione con tipi più recenti e funzionali può rientrare nelle operazioni di manutenzione.

Proseguendo se si vuole negli esempi si giunge quindi alla conclusione che non sempre riparando o sostituendo degli elementi si esce dal campo specifico della manutenzione.

Per concludere allora, uscendo dalle esemplificazioni si può dire che:

- se si interviene su di un'opera ancora « funzionante » si tratta di manutenzione
- se si interviene su di un'opera compromessa nel suo funzionamento, si tratta di riparazione (tab. 8).

Per meglio definire le operazioni di manutenzione possiamo riportare il loro elenco (preso dallo studio OCSE sulla manutenzione dei ponti).



Tab. 8

Operazioni di manutenzione di routine

A — Pulizia semplice con mezzi meccanici o con operazioni manuali, asportazione di materiali estranei come sporcizia o vegetazioni parassite e attività similari.

B — Sostituzione di elementi deteriorati con sem-

(*) La prima parte della relazione è stata pubblicata nel n. 2/Febrero 1984 del Notiziario AICAP.

plici operazioni di smontaggio e montaggio.

C — Piccoli risarcimenti, stucature, riparazioni con malte cementizie o malte sintetiche.

D — Riparazioni localizzate di pavimentazioni e impermeabilizzazioni con materiali bituminosi.

E — Protezione contro la corrosione con verniciature localizzate.

F — Operazioni di lubrificazione e ingrassaggio.

Operazioni di manutenzione specializzata

G — Operazioni di restauro di parti strutturali in calcestruzzo (semplice o armato) da eseguire con tecnologie diverse (malte cementizie semplici o speciali, malte sintetiche, chiodature, giunti ecc.) previa protezione delle armature dalla corrosione, se necessario.

H — Operazioni di restauro di strutture in mattoni o pietra da taglio.

I — Protezione di calcestruzzi o di murature dalle azioni disgreganti del gelo, dai sali fondenti e dalle aggressioni atmosferiche con operazioni di verniciatura (film protettivi), d'impregnazione ecc.

L — Iniezioni di fessure in strutture in mattoni o in pietra e in cemento armato semplice o precompresso con boiacche cementizie o resine termoindurenti.

M — Riempimento delle guaine contenenti i cavi di precompressione con boiacche cementizie o resine sintetiche (pure o caricate).

N — Manutenzione delle bullonature o delle saldature di strutture metalliche. Pulizia, ingrassaggio e sostituzioni di parti di usura delle stesse.

O — Protezione contro la corrosione di strutture metalliche con operazioni di sverniciatura e riverniciatura complete su di una parte o sulla totalità delle superfici.

P — Riparazione o ricostruzione dei sistemi di drenaggio (pluviali, tubi di raccolta e di scarico ecc.).

Q — Riparazione o ricostruzione di pavimentazioni ed impermeabilizzazioni degli impalcati.

R — Riparazione o ricostruzione (parziale o totale) di giunti di dilatazione a seconda dei tipi.

S — Manutenzione degli apparecchi d'appoggio con operazioni diverse a seconda dei tipi (riverniciatura e grafitaggio per esempio). Riequilibratura degli stessi anche tramite il sollevamento degli impalcati. Sostituzione degli apparecchi.

T — Operazioni di bonifica delle sistemazioni fluviali o marine a difesa delle fondazioni.

In questa occasione parleremo più specificamente di manutenzione, perché questa attività meglio si presta ad un discorso più generalizzato, di metodologia.

Un altro motivo è che *prevenire (mantenere) è meglio che riparare* sia in termini di costi che di tempi tecnici di lavorazione. Si è visto infatti che effettuare operazioni di manutenzione specializzata (come definite in precedenza) su dieci opere costa in termini di tempo e di denaro come intervenire con lavori di riparazione (o sostituzione parziale) su di una sola opera per cui è sufficiente un successo completo nella prevenzione, ogni dieci opere, per avere un pareggio economico delle operazioni.

Per razionalizzare i processi di manutenzione, specialmente per quel che riguarda i lavori più impegnativi, cioè quelli elencati come operazioni specializzate, la nostra esperienza suggerisce la seguente linea d'indirizzo (tab. 9):

1 — Centralizzazione dei dati ottenuti con i controlli sulle opere d'arte almeno per quei controlli di tipo periodico.

2 — Raggruppamento dei lavori da eseguire anche su opere diverse, compatibilmente con la dilazionabilità dei lavori, con particolare riferimento ai lavori di tipo

TAVOLA SINOTTICA DEGLI INTERVENTI MANUTENTORI

Designazione delle parti delle opere	Manutenzioni di routine	Manutenzioni specializzate periodiche	
a - ATTREZZATURE DELL'OPERA			
1 - Pavimentazioni ed impermeabilizzazioni	D	Q	
2 - Dispositivi di scarico delle acque	A, B	P	
3 - Giunti di dilatazione	A, B, F	R	
4 - Marciapiedi, cordoli	C	G	
5 - Apparecchi d'appoggio	A, F, E	S	
6 - Parapetti e barriere	B, C, E	B	
7 - Dispositivi di illuminazione	A, B	B	
b - STRUTTURE PORTANTI			
1 - Impalcati (solette e travi)	c.a. c.a.p. a	C	GFILP GFILMP NOP
2 - Archi e volte	c.a. m	—	G HIL
3 - Pulvini	c.a. c.a.p.	A	GIL GILM
4 - Pile e spalle	c.a. a	A	GILP NOP
5 - Fondazioni	—	—	T

c.a. = strutture in cemento armato
 c.a.p. = strutture in cemento armato precompresso
 a = strutture in acciaio
 m = strutture in mattoni o pietra da taglio

Tab. 9



specialistico. Il criterio di raggruppamento si riferisce a lavori simili tra loro o a lavori diversi su ponti posti a breve distanza l'uno dall'altro, in modo da ottenere degli appalti con un ordine di grandezza apprezzabile dalle ditte esecutrici dei lavori stessi. Questo concetto è valido naturalmente solo per i lavori non eseguiti direttamente.

3 — Valutazione, quando possibile, delle quantità da eseguire per ogni tipo di lavoro, in modo da poter affidare i lavori a misura, sempre nell'ipotesi di esecuzione non diretta.

4 — Inserimento in ciascuno dei prezzi formulati per i singoli lavori dell'onere per il raggiungimento del punto o dei punti dove gli interventi devono essere eseguiti (quindi prezzi che tengano conto del tipo di ponteggio — mobile o fisso — da utilizzare di volta in volta).

Questo modo di procedere, oltre a permettere una precisa valutazione a priori dei costi delle manutenzioni, specialmente nel caso di affidamento a imprese specializzate, permette anche una notevole economia globale e stimola la formazione ed il continuo aggiornamento delle imprese stesse, a garanzia di sempre migliori risultati tecnici.

Per comportarsi in questo modo è però stato necessario acquisire una certa esperienza prima nella rilevazione dei difetti come si è detto, poi nel modo di formulare le gare d'appalto, anche per quel che concerne le stime e gli elenchi prezzi, che devono essere preparati in modo specifico per questi interventi.

La peculiarità dei lavori di manutenzione rispetto a quelli di costruzione infatti sono molteplici:

- in genere vengono messe in opera « piccole » quantità di materiali (solo ripristini o interventi parziali)
- questi materiali devono assumere delle resistenze di funzionamento in genere più elevate dei normali materiali da costruzione, ed in un tempo minore (esigenze del traffico per esempio)
- le zone in cui si deve intervenire sono poco accessibili; il cantiere deve svilupparsi su piccoli spazi
- c'è un costo aggiuntivo per la sorveglianza e la sicurezza del traffico.

Queste peculiarità spingono all'uso di materiali speciali che possono avere anche un costo unitario molto elevato se assicurano l'affidabilità e la rapidità dell'intervento. Inoltre spesso, visto che l'accessibilità al punto di lavoro potrebbe avere un costo molte volte superiore a quello dell'intervento stesso, anche per questo problema si ricorre a mezzi speciali (passerelle e ponteggi mobili, operanti dall'impalcato, analoghi a quelli usati per la sorveglianza).

La conseguenza ultima è che questo genere di lavori deve essere eseguito da imprese specializzate sia nell'uso dei materiali che nella dotazione di attrezzature. L'aumento costante negli ultimi anni di questo tipo di imprese, che è stato auspicato e favorito dalla società Autostrade prima che da altri enti, dimostra che questa è veramente la via da seguire per la razionalizzazione di questi lavori.

5 — Tecniche speciali di manutenzione

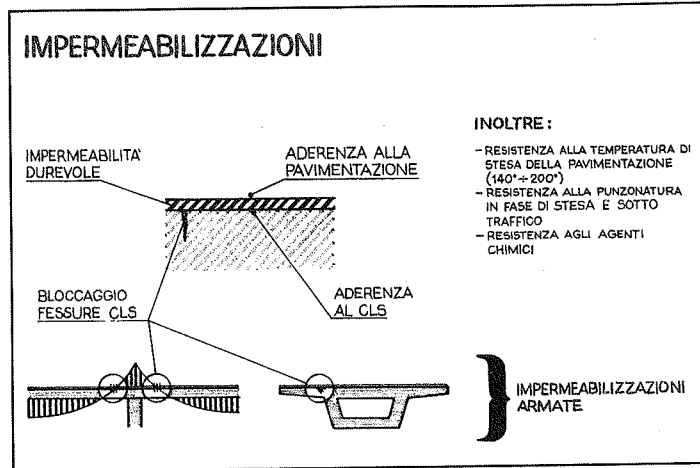
Vediamo ora con maggior dettaglio qualche operazione di manutenzione in cui vengano richieste tecniche specializzate; non possiamo in questa sede fare un

esame completo. Ci soffermeremo soltanto su quelle che vengono impiegate più frequentemente o su quelle che presentano qualche novità od originalità rispetto i lavori di tipo tradizionale usati nella costruzione delle opere d'arte. Anche l'estensione delle singole parti è stata guidata da criteri analoghi.

5-1 Impermeabilizzazione degli impalcati

Lo scopo essenziale di queste opere è di impedire che le acque meteoriche, attraverso la pavimentazione, penetrino nel calcestruzzo provocandone una progressiva degradazione ed attacchino i ferri di armatura. Vediamo in generale quali devono essere le caratteristiche da conferire a questo tipo di protezione (tab. 10).

Tab. 10



Occorre in primo luogo che l'impermeabilizzazione sia aderente ai calcestruzzi delle solette⁽³⁾ e sia in grado di assorbire senza rompersi, lesioni del supporto successive alla messa in opera dello strato impermeabilizzante, dell'ordine di grandezza del millimetro.

E' opportuno inoltre che un eventuale passaggio di acqua per successive lesioni nell'impermeabilizzazione non comprometta l'aderenza delle zone limitrofe ma rimanga circoscritto senza diffondersi su larghe fasce di impalcato. Altra caratteristica richiesta è l'aderenza dell'impermeabilizzazione alla pavimentazione sovrastante onde evitare refluenti del manto stradale generati dalle azioni tangenziali indotte dal traffico (in curva o in frenata).

Altri requisiti sono:

- Impermeabilità;
- Resistenza agli agenti chimici aggressivi;
- Resistenza alle temperature di stesa delle pavimentazioni (da 140° a 200° C);
- Resistenza alle azioni di punzonatura e tangenziali indotte dal traffico di cantiere e dal traffico autostradale.

I tipi di impermeabilizzazione finora adottati sono:

- trattamenti a base di epoxi-catrame;
- cappe di mastice d'asfalto sintetico;
- guaine preformate a base di prodotti bituminosi ed elastomeri, armati con fibre sintetiche.

⁽³⁾ A volte questi calcestruzzi vengono trattati prima dell'impermeabilizzazione.

Sono state fatte inoltre sporadiche applicazioni sperimentali con altri prodotti quali peci di catrame, malte asfaltiche, resine epossidiche pure, resine epoxi-catramose e resine poliesteri armate che riteniamo da non prendersi in considerazione perchè decisamente inidonee o eccessivamente onerose.

Le considerazioni sulla validità delle tecniche più diffusamente adottate derivano dalle esperienze ricavate sulle tratte autostradali con maggior traffico, unico elemento di convalida definitiva.

Trattamenti a base di epoxi-catrame

Il loro impiego è iniziato nel 1967 e ne sono state poste in opera oltre 500.000 m² (sulla sola rete IRI). Si sono verificati, in alcuni casi, inconvenienti con distruzione dello strato impermeabile sotto le fasce di pavimentazione battute dal traffico pesante che riteniamo dovute all'azione di « pumping » indotta dal traffico, oppure ad applicazioni eseguite in condizioni ambientali avverse.

Si sono rilevate anche infiltrazioni in corrispondenza di lesioni capillari delle solette, apertesi successivamente alla posa dello strato impermeabilizzante.

Per queste impermeabilizzazioni è risultato problematico il controllo qualitativo e quantitativo dei materiali a causa dell'impossibilità di effettuare sistematicamente le complicate prove previste nei capitolati e per le obiettive difficoltà che si incontrano ad accertare la qualità ed il tipo degli indurenti.

Per inciso, la notevole spinta concorrenziale ha contribuito a dequalificare il prodotto finito, in carenza di efficaci controlli. Altra ragione d'insuccesso è da ricercarsi nell'esiguo spessore (1,5 mm) conferito ai manti di epoxi-catrame, dovuto alla necessità di contenere il costo del trattamento.

Per queste ragioni l'impiego di questa tecnica è stato praticamente sospeso e non si vede al momento l'opportunità di riprenderlo in quanto l'impiego di spessori più elevati di resine comporterebbe costi non competitivi con altri trattamenti messi a punto negli ultimi anni e che hanno dato buoni risultati.

Cappe di mastice d'asfalto sintetico

Le prime applicazioni si riferiscono al tratto Rivarolo-Rapallo dell'autostrada Genova-Sestri nel 1968, estese successivamente alle altre autostrade in costruzione come alternativa alle applicazioni epoxi-catramose.

Salvo iniziali difficoltà di messa a punto si può dire che i risultati fino a oggi rilevati sono soddisfacenti. Non si sono rilevate deformazioni viscoplastiche della pavimentazione imputabili al manto impermeabile.

Il problema maggiore di questo tipo di protezione è costituito dalla relativamente onerosa organizzazione di cantiere che richiede impianti di confezionamento centralizzato e mezzi di trasporto termici con agitatore. Ciò rende questa impermeabilizzazione particolarmente adatta per le nuove costruzioni, dove le dimensioni dei lavori giustificano dal punto di vista economico l'impiego di impianti centralizzati.

Sulla rete in esercizio, dove in genere i lavori sono di dimensioni limitate, l'uso dei mastici d'asfalto si rivela meno sicuro, per la mancanza degli impianti anzidetti, o

troppo oneroso e poco pratico qualora si richieda l'uso dei medesimi.

Era necessario, quindi, trovare un altro tipo di impermeabilizzazione che fosse realizzabile senza l'impiego di attrezzature ingombranti e costose, e con una messa in opera rapida anche nelle condizioni atmosferiche più disagiate, con buone garanzie sui risultati, naturalmente.

Il sistema di impermeabilizzazione con le guaine o membrane di bitumi modificati con elastomeri, armate con non tessuti in poliestere, dopo lunga sperimentazione su strada ed in laboratorio, si è rivelato molto valido sotto questi punti di vista, con quelle qualità aggiuntive rispetto ai semplici mastici d'asfalto, in riferimento alle resistenze a trazione che lo rendono particolarmente adatto alla impermeabilizzazione di opere:

— prefabbricate in soletta, cioè con la presenza di numerosi giunti di costruzione;

— con struttura tale da avere in soletta sollecitazioni di trazione (strutture iperstatiche o con forti sbalzi laterali).

L'uso delle guaine però, deve essere effettuato seguendo una serie di direttive e di accorgimenti ben precisi⁽⁴⁾ che riguardano sia la scelta dei materiali costituenti, che le tecniche di posa in opera, senza i quali si può andare incontro ad insuccessi anche gravi, sia ai fini dell'impermeabilità delle opere d'arte che della durata delle pavimentazioni.

Questo dipende anche dal fatto che la semplicità delle attrezzature per la posa in opera di questo sistema e la sua provenienza dal campo dell'edilizia, dove i problemi di posa e di resistenza sono completamente diversi da quelli autostradali, hanno provocato la proliferazione di tipi di guaine e di imprese poco adatte le prime e poco esperte le seconde per l'impiego su strada.

5-2 Pavimentazioni

Le pavimentazioni dei viadotti sono in genere costituite da uno strato di collegamento (binder) e da uno strato di usura (tab. 11).

Lo spessore globale varia secondo le caratteristiche dell'opera e in genere oscilla tra i 7 ed i 14 cm.

Le caratteristiche dei conglomerati bituminosi in un primo tempo non differivano da quelle della pavimentazione realizzata sul corpo autostradale. Si usavano cioè conglomerati a basso tenore di bitume o di sabbia con lo scopo di eliminare o rendere minime le deformazioni di natura visco-plastica.

Tali tipi di miscele, però, con la presenza dell'impermeabilizzazione — che fa permanere più a lungo l'acqua nella pavimentazione stessa, hanno una chiusura troppo scarsa e conseguentemente una percentuale di vuoti troppo elevata per avere una buona durabilità sui viadotti.

La durata della vita utile di queste pavimentazioni infatti non dovrebbe essere inferiore ai 5-10 anni, mentre la rottura di questi tipi di conglomerati bituminosi avviene in tempi minori.

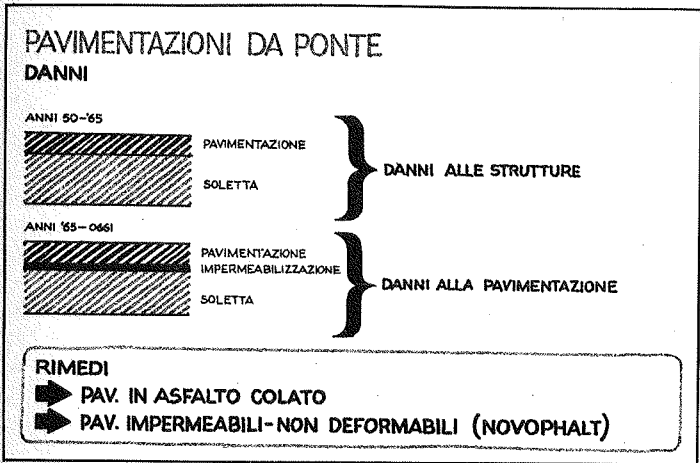
In genere, al manifestarsi dei primi sintomi di invecchiamento (lesioni in corrispondenza delle fasce battute dal traffico) si realizzava un micro-tappeto di particolari caratteristiche meccaniche dello spessore di 1,5 ÷ 2 cm,

(4) La Società Autostrade ha messo a punto nel febbraio 1976 le Norme Tecniche d'Appalto per le guaine bituminose armate.

che rendendo più impermeabile l'intero pacchetto bituminoso prolungava la vita utile di questo tipo di pavimentazione. Ma questo tipo di miscela si è rivelato poco adatto in termini di tessitura geometrica (tipo di rugosità superficiale).

La soluzione ideale per la pavimentazione dei ponti rimane quindi una miscela che sia essa stessa impermeabile, ma che abbia buona rugosità geometrica superficiale. Questo materiale esiste e si chiama guss-asphalt (asfalto colato). Con i carichi ed il clima esistenti in Italia ha qualche problema di deformabilità che però può essere risolto additivando il bitume in modo opportuno. Esso presenta però un problema applicativo: richiedendo impianti di fabbricazione e di stesa specifici e molto costosi, è poco adatto, in termini economici, per essere impiegato su pochi metri quadrati di pavimentazione (pochi in termini relativi rispetto al totale delle pavimentazioni).

Tab. 11



- permettere al traffico di superare con il minimo fastidio la zona di discontinuità dell'opera;
- proteggere le parti sottostanti dai materiali aggressivi e dalla sporcizia che in questa discontinuità si insinuano.

Logicamente queste attrezzature non devono compromettere il regolare movimento della struttura previsto in questi punti.

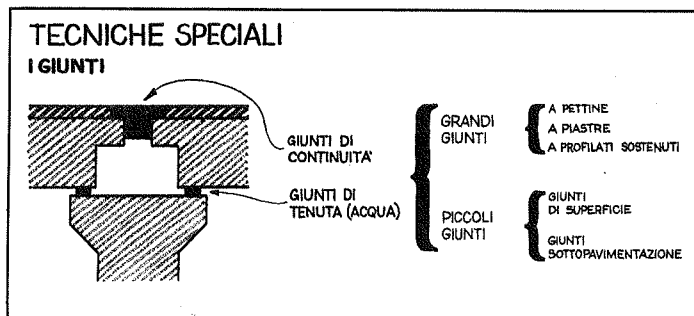


Fig. 8

Dal punto di vista della manutenzione dell'opera d'arte è importante tenere presente le due funzioni principali e, naturalmente, assicurare il buon funzionamento strutturale che potrebbe essere compromesso dalla presenza dell'attrezzatura di giunto bloccata. Proprio per problemi di conservazione delle opere negli ultimi anni si è visto come sia importante la funzione protezione, tanto è vero che i giunti moderni sono in genere costituiti da attrezzature spesso separate, una destinata alla percorribilità dell'opera (giunto di continuità) e una per renderlo impermeabile (giunto di tenuta). A quest'ultimo vengono spesso associati dispositivi di drenaggio o protezione dei calcestruzzi sottostanti viste le difficoltà che spesso si incontrano per rendere durevole nel tempo questa impermeabilità.

Occorre dire che, dal punto di vista manutentorio, le operazioni da effettuare per assicurare il funzionamento del giunto di continuità sono sempre di tipo urgente mentre quelle destinate alla tenuta sono più procrastinabili in quanto le azioni di degradazione sono un fenomeno abbastanza lento (a seconda delle condizioni ambientali). E' ormai divenuta prassi comune fare della manutenzione preventiva dotando i giunti che non ne hanno di dispositivi di tenuta o anche rifacendo ex novo giunti che non permettono questa operazione.

Per parlare con maggior dettaglio delle operazioni di manutenzione occorre separare in due grandi gruppi i giunti di dilatazione.

Si hanno i « grandi giunti », quelli cioè dove il movimento preponderante è proprio quello della dilatazione termica ed i giunti piccoli, presenti su opere dove la dilatazione termica non supera valori di 1-2 cm mentre i movimenti più « importanti » sono quelli generati dalla mobilità dell'opera sotto il traffico.

Grandi giunti

I grandi giunti sono in genere di tipo metallico dai più tradizionali a pettine ed a piastre, a quelli moderni a lamelle e profilati in gomma intercalati in numero variabile a seconda della dilatazione o anche in acciaio vulcanizzato dentro al neoprene.

Le operazioni di manutenzione del giunto di continuità sono costituite da operazioni di smontaggio e montaggio, pulizia, ingrassaggio, in genere effettuate da

In Germania, dove questo materiale viene usato anche come usura corrente, questo problema non sussiste.

In manutenzione si parla infatti di grosso lavoro quando si devono ripavimentare 10.000 m² di ponti, quindi si dovrebbe montare un impianto per farlo lavorare poche ore.

La soluzione a questo annoso problema si sta sperimentando in questi giorni: si tratta di una nuova attrezzatura mobile (è montata su di un rimorchio), in grado di preparare una miscela omogenea di bitume e polietilene (dal 4 al 7%); un normale impianto di conglomerati può allora utilizzare questo legante modificato per preparare miscele tradizionali (da compattare) con eccesso di legante rispetto all'ottimo Marshall senza pericolo di deformazioni sotto traffico.

La nuova tecnica, denominata Novophalt, permette allora di avere conglomerati quasi impermeabili, rugosi, non deformabili, fabbricati negli impianti normali di manutenzione, provvisti di un'appendice mobile.

5-3 I giunti di dilatazione

Le attrezzature destinate a rendere percorribili dal traffico le zone delle opere d'arte dove si concentrano i movimenti di dilatazione termica e quelli generati dal traffico stesso, vengono denominate sinteticamente « giunti di dilatazione » (fig. 8). Queste attrezzature sono necessarie per due funzioni principali:

personale specializzato; a volte è necessaria anche la sostituzione di alcuni elementi quali profilati in gomma ecc. Nei tipi più moderni queste operazioni sono facilitate dalla modularità dell'attrezzatura che può essere facilmente suddivisa in elementi uguali.

In genere in questo tipo di giunti l'impermeabilità è assicurata da strisce di neoprene o hypalon assicurate nella parte inferiore delle parti metalliche o alle stesse o meglio ai bordi delle strutture adiacenti del ponte. La manutenzione di questa parte consiste in genere in operazioni di pulizia (con getti di acqua in pressione dai lati o dal di sopra della struttura) oppure nella sostituzione periodica dell'intera guaina in gomma, la quale può essere facilmente inserita dal di sotto (senza cioè dover smontare il giunto di continuità) anche in attrezzature che in origine non la prevedevano.

Piccoli giunti

Molto più diversificata è la gamma dei piccoli giunti i quali possono essere giunti di superficie (fig. 9) analoghi ai grandi, ma costruiti con dimensioni minori (è il caso dei giunti a gomma armata) a cordoli gettati in opera cioè costruiti con masselli affiancati di malta di resina epossidica o di malta reoplastica; infine si hanno i giunti sotto pavimentazione (fig. 10) su opere di luci non superiori ai trenta metri o poco mobili sotto traffico (o per la natura massiccia della struttura o per il tipo di traffico che la percorre).

Le tecniche di manutenzione sono naturalmente diverse tra loro; per i tipi metallici non cambiano rispetto ai loro confratelli di maggiori dimensioni. Per i giunti in malta di resina si tratta spesso di ricostituire i masselli o parte di essi lesionati dal traffico; questi masselli, in effetti, se messi in opera in condizioni sfavorevoli per temperatura e umidità, possono avere aderenza ridotta al calcestruzzo della soletta; altri inconvenienti possono nascere dall'uso di resine sensibili all'azione dell'ozono e dei raggi ultravioletti (infragilimento), oppure dotati di un coefficiente di dilatazione termica troppo elevato rispetto a quello del calcestruzzo. Tutto questo porta alla formazione di lesioni trasversali del massello ed una facilitata possibilità di distacco. Le riparazioni sono più

sioni o zone di distacco limitate), permette di riparare parti degradate del massello senza dover intervenire sul giunto di tenuta; il profilato di gomma superiore viene in questi casi smontato e rimontato senza problemi. Nel rifacimento dei masselli o di parte di essi si migliora il collegamento con la soletta inserendo dei prigionieri in acciaio in quest'ultima (in fori fatti con trapani o piccole carotatrici) e incollandoli con resine epossidiche pure.

Negli ultimi anni questo accorgimento viene introdotto sin dall'inizio e si è rivelato molto valido per la durabilità sotto traffico. Esso è stato pensato prima per i masselli in malta di cemento reoplastica e successivamente è stato trasferito a quelli in resina.

Esistono delle varianti di questi giunti a masselli che permettono ugualmente operazioni di manutenzione di questo tipo, con migliore facilità di esecuzione in quanto è possibile operare come per i giunti metallici



Fig. 10

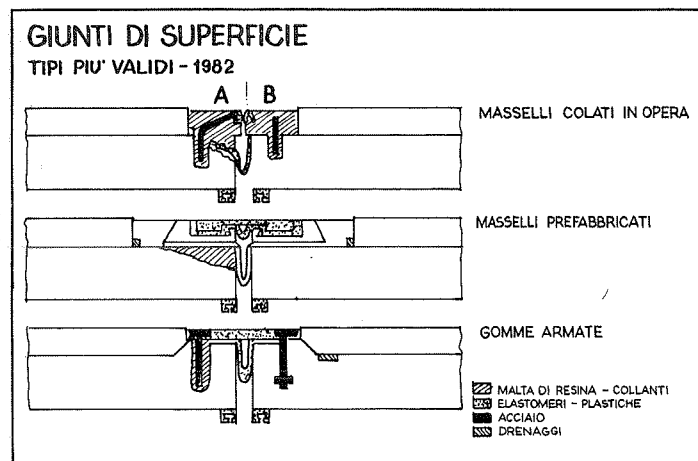


Fig. 9

agevoli se la tenuta all'acqua è assicurata da una guaina (in neoprene o altro materiale) assicurata al di sotto dei masselli (fig. 9). Infatti tale canaletta, oltre a drenare l'acqua che può infiltrarsi tra soletta e massello (anche se quest'ultimo è solidamente collegato, attraverso le-

modulari; di tratta dei giunti costituiti da masselli prefabbricati in elementi di circa 1 m di lunghezza. Questi elementi spesso rivestiti di gomma sono costituiti da malte di cemento o anche (più raramente) da malte di resina e vengono semplicemente incollati alla soletta.

In alcuni tipi è modulare anche la gomma di tenuta a contatto del traffico; questo rende più agevoli le operazioni di sostituzione in caso di incidenti durante le operazioni di manutenzione invernale (molti tipi di giunti infatti subiscono danni per urti con le lame degli spazzaneve).

In questi ultimi tempi si sta diffondendo l'impiego di giunti a gomme armate che richiedono, dato il loro esiguo spessore, la sopraelevazione dei terminali delle solette (fig. 9). Questa operazione può risultare benefica per l'irrigidimento in questa zona di testata, come si è detto nei paragrafi precedenti. Tra l'altro la sopraelevazione, se monolitica con il resto della soletta, riduce la probabilità di filtrazione dell'acqua attraverso la pavimentazione. Nel passato, pur esistendo dei giunti che prevedevano questa struttura, la sopraelevazione dei terminali di soletta non veniva effettuata a causa del lungo periodo necessario per la maturazione, dovendo operare con calcestruzzi normali; oggi tali tempi sono

drasticamente ridotti con l'impiego di malte o calcestruzzi reoplastici.

Sempre importante è il drenaggio delle acque di pavimentazione che non possono più defluire nella fessura di giunto a causa del dispositivo di tenuta. Ogni buon giunto deve esserne dotato se non si vuol compromettere la durata della pavimentazione. Nella fig. 11 è mostrato uno dei più diffusi sistemi di drenaggio.

I giunti di sottopavimentazione sono in genere i meno costosi ed hanno anche costi di manutenzione ridotti se vengono posti in opera su strutture per cui sono adatti. In genere consistono in un dispositivo di tenuta non molto diverso da quelli in uso negli altri giunti, mentre il dispositivo di continuità è costituito dalla pavimentazione stessa o da pavimentazioni di tipo speciale.

Nel primo caso è preferibile preconstituire la rottura della pavimentazione con un taglio di 3-4 cm da sigillare con mastice bituminoso.

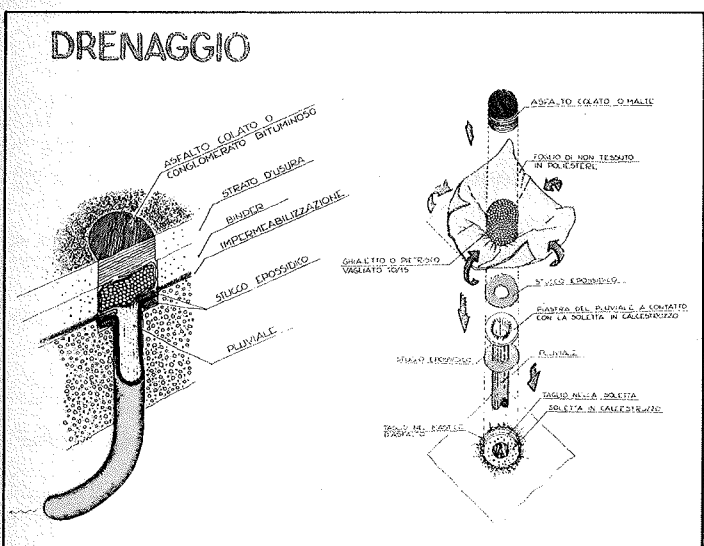


Fig. 11

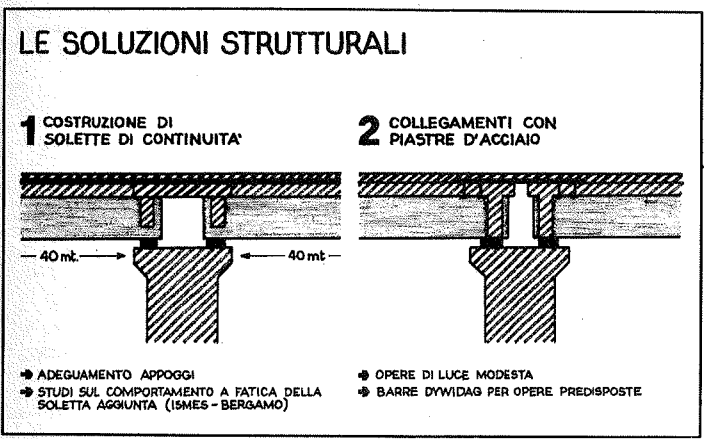


Fig. 12

Le operazioni di manutenzione consisteranno nel ripetere la sigillatura periodicamente estendendola alle eventuali lesioni che si possono formare in periodo invernale.

Dei tipi con pavimentazioni speciali i più facili da mantenere sono quelli in cui la pavimentazione sopra la

fessura di giunto è costituita da asfalto colato (giunti a tampone — nella figura 10 il tipo di progettazione « autostrade »). In questi giunti il « tampone » non segue i movimenti dell'opera d'arte, le dilatazioni (in genere di entità ridotta) avvengono nei punti di contatto tra esso e la pavimentazione normale. L'asfalto colato è soggetto solo ai movimenti di flessione nella sua parte centrale, a causa della deformazione sotto traffico dell'impalcato, e resiste molto bene a questa azione di fatica. Le operazioni di manutenzione nel caso del tampone sono limitate alle sigillature periodiche dei bordi. Lo stesso giunto a tampone, per il suo basso costo può essere impiegato per operazioni di manutenzione preventiva su opere non dotate in origine (per la loro luce ridotta) di dispositivi di tenuta all'acqua (quali per esempio cavalcavia, sottovia ecc.).

A volte la sistemazione delle zone di giunto può sfociare in soluzioni di tipo strutturale che consistono nel creare ex novo la continuità dell'opera in soletta. Questa soluzione (mostrata in figura 12), come è ovvio, non può essere usata in ogni opera e richiede anche un adeguamento degli appoggi.

Esistono poi problemi, che si stanno studiando, circa la resistenza a fatica delle solette di continuità realizzate in cemento armato.

5-4 Apparecchi d'appoggio

Nella maggior parte dei casi gli apparecchi di appoggio si trovano in corrispondenza delle zone di giunto, per cui le operazioni di manutenzione su queste ultime possono essere considerate anche come protezione degli apparati sottostanti. Per quel che riguarda invece i lavori da fare direttamente sugli appoggi occorre distinguere a seconda dei tipi (fig. 13).

Per gli apparecchi tradizionali in acciaio (a rulli, a pendoli ecc.) si tratta principalmente di protezione contro la corrosione e di mantenimento delle mobilità previste, quindi occorre riverniciarli magari integralmente, cioè con cicli completi di sverniciatura e ripittura. Dopo la verniciatura o indipendentemente da essa si eseguono operazioni di ingrassaggio e grafitaggio.

Molto spesso però questi appoggi presentano degli inconvenienti abbastanza tipici; si ha per esempio il disallineamento dei diversi elementi (nel caso di pendoli multipli) o lo spostamento eccessivo dei rulli o il loro schiacciamento. In questi casi, per ripristinare le corrette condizioni di funzionamento occorre sollevare gli impalcato per rimettere a posto gli elementi spostati o per sostituirli. Spesso si presentano inconvenienti più gravi provenienti dalla non corretta distribuzione degli sforzi sul calcestruzzo di supporto (questa possibilità è strettamente legata alla tipica struttura degli appoggi metallici). In questi casi si può procedere con iniezioni in resine sintetiche o in malte cementizie del supporto lesionato oppure alla sua cerchiatura e, nei casi più gravi, alla sua ricostituzione.

Negli ultimi anni hanno avuto grandi sviluppi apparecchi di appoggio in acciaio o alluminio, con grandi superfici di scorrimento cilindriche o sferiche che sfruttano le proprietà anti attrito del contatto acciaio-PTFE (teflon), denominati sinteticamente « appoggi in teflon ». Tali apparecchi che possono essere costruiti e montati in modo da assicurare al meglio le condizioni di mobilità previste per l'opera nel progetto, sembrano anche assicurare una maggiore affidabilità dal punto di vista della ridotta necessità di manutenzione.

Ciò avviene sia per la loro forma, sia per le caratteristiche dei materiali a contatto sia per gli accorgimenti protettivi di cui in genere sono dotati. Non si hanno ancora esperienze di utilizzazione su periodi molto lunghi ma si pensa che le operazioni di manutenzione, quando e se necessarie, consisteranno nello smontaggio dell'apparecchio nella sostituzione delle « parti di consumo », verosimilmente gli strati in PTFE. Anche per altri tipi di apparecchi di appoggio comunemente usati, spesso l'unico tipo di manutenzione è la sostituzione; si parla degli apparecchi in neoprene e di quelli, ormai generalmente in disuso, in lastre di piombo. Per questi due tipi

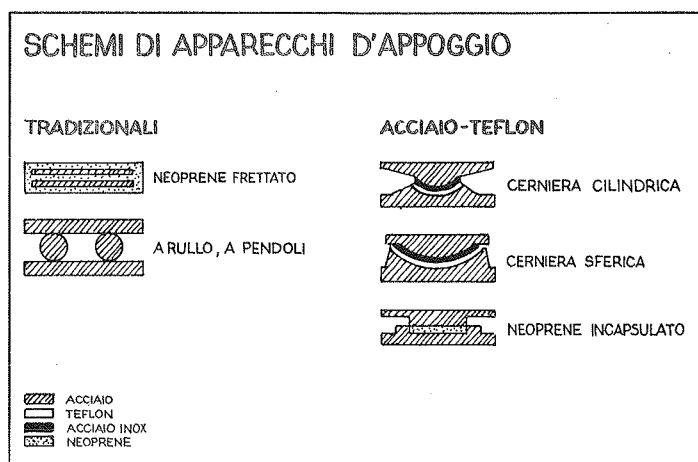


Fig. 13

la sostituzione è completa, senza alcun riutilizzo perché l'operazione si rende necessaria quando i materiali costituenti hanno perso le qualità di elasticità e plasticità rispettivamente che ne permettevano il funzionamento. La cadenza di sostituzione non è fissata a priori: ad essa si provvede quando le ispezioni evidenziano la scarsa funzionalità dei materiali; per gli appoggi in neoprene di vecchio tipo, costituiti cioè da strati in neoprene ed acciaio semplicemente sovrapposti, senza vulcanizzazione e protezione ai bordi esterni si è notato come la funzionalità non può durare più di una decina di anni a causa della corrosione delle lamine di frettaggio.

Esistono poi degli apparecchi che sono una via intermedia tra quelli in neoprene e quelli in acciaio-teflon; si tratta di quelle attrezzature in cui il neoprene, contenuto in un alloggiamento metallico (neoprene incapsulato o pot bearing), permette le rotazioni dell'impalcato comportandosi come un fluido viscoso. Questo tipo di appoggi, dal punto di vista della manutenzione assomigliano a quelli in acciaio-teflon con cerniere sferiche o cilindriche.

Come si può notare la maggior parte delle operazioni di manutenzione degli appoggi sfocia in genere nella sostituzione; per questo motivo è necessario prevedere o realizzare in seguito se ciò non è stato previsto, forme e dimensioni delle testate degli impalcati tali da agevolare le operazioni di sollevamento degli stessi.

5-5 Dispositivi di scarico delle acque

Non si può parlare di tecniche particolari per questi dispositivi in quanto la loro manutenzione è principalmente di routine, quello che ci preme è sottolinearne l'importanza.

Nel caso di rifacimenti dei dispositivi occorre tenere presente alcuni punti fermi:

— occorre drenare non solo le acque superficiali che scorrono sulla pavimentazione, ma anche quelle che filtrano molto più lentamente all'interno della stessa. Ciò si ottiene curando la forma e la messa in opera dei bocchettoni di scarico, il loro numero e la loro ubicazione.

— è importante vedere dove le acque vengono scaricate; non è infrequente vedere come gli scarichi terminino in punti pericolosi quali il tallone inferiore delle travi o come le acque, trascinate dal vento, finiscano in questi punti (principalmente in opere in cemento armato precompresso).

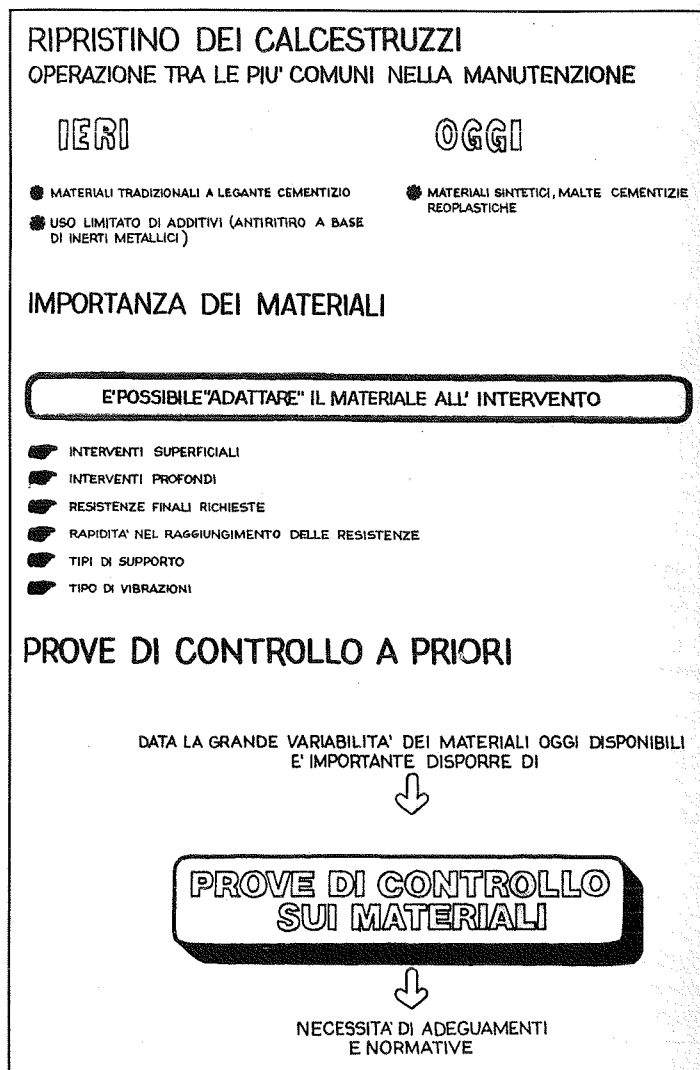
Vi è inoltre il problema della protezione delle acque determinato dal pericolo di eventuali perdite di veicoli cisterna; questo è però un problema generale, non solo delle opere d'arte.

Il sistema di drenaggio poi deve essere concepito in modo da renderne agevole la manutenzione; da questo punto di vista le norme in uso in Svizzera, come si è già detto, sono veramente ricche di suggerimenti e dettagli.

5-6 Restauro di calcestruzzi

L'operazione di restauro del calcestruzzo, di tipo non strutturale naturalmente, è la più comune tra le operazioni di manutenzione (tab. 12) e si può rendere ne-

Tab. 12



cessaria nei più svariati punti dell'opera d'arte.

La difficoltà e le probabilità di durevolezza dell'intervento stesso possono variare di molto, a seconda di dove si interviene, dell'entità dimensionale dell'intervento e delle cause della degradazione che lo hanno reso necessario.

Fino a pochi anni fa non si disponeva per questi lavori, che di malte di cemento normali, eventualmente additivate con palstificanti o antiritiro a base di inerti metallici; per questo motivo spesso queste operazioni venivano eseguite con risultati in genere mediocri da normali imprese di costruzione.

Oggi la gamma di possibilità si è molto estesa, materiali sintetici o malte speciali di cemento permettono di disporre di prodotti ad elevate caratteristiche di aderenza, basso ritiro, forti resistenze meccaniche e bassa permeabilità che rendono più sicuro l'intervento di restauro.

Detti prodotti però richiedono una notevole esperienza in chi li impiega, altrimenti le loro qualità potenziali risultano grandemente ridotte. Da ciò si deduce l'importanza che hanno i materiali in queste operazioni; in effetti oggi è possibile « adattare » il materiale all'intervento a seconda che sia un intervento superficiale o profondo (strutturale), a seconda della entità delle resistenze richieste e del tempo a disposizione per raggiungerle, a seconda infine del tipo di supporto sia in termini dello stato e della natura dei costituenti che delle vibrazioni presenti durante i lavori.

Data allora la grande variabilità dei materiali disponibili è necessario disporre di norme e di prove di controllo che possono guidare l'utilizzatore nella scelta e nella verifica della validità dei prodotti.

L'altro elemento fondamentale è la tecnica di messa in opera.

5-7 Ripristini localizzati dei calcestruzzi e calcestruzzi spruzzati

Condizione comune a tutti gli interventi di restauro è che la preparazione delle superfici è essenziale nella determinazione del successo dell'intervento.

Le operazioni necessarie sono in genere:

- l'eliminazione del calcestruzzo ammalorato fino a raggiungere quello sano;

- l'eliminazione totale di olii o grassi eventualmente presenti, che costituirebbero una superficie di scarsa adesione;

- l'eliminazione della maltina superficiale e degli eventuali prodotti di curing;

- l'asportazione della ruggine sulle armature presenti ed eventuale passivazione delle stesse (con prodotti riducenti ed antiossidanti).

Il calcestruzzo ammalorato può essere asportato per scalpellatura manuale o meccanica con demolitori di piccole dimensioni o anche con acqua ad alta pressione (idrolancia) o tramite sabbiatura. Quest'ultimo procedimento permette anche di ravvivare contemporaneamente i ferri di armatura.

Le superfici così riparate devono subire a questo punto trattamenti diversi a seconda dei materiali che si usano per il ripristino vero e proprio.

Non possiamo, in questa sede, entrare nel dettaglio di tutte le operazioni, ci limiteremo a ricordare gli elementi essenziali e le caratteristiche generali che i prodotti devono avere.

E' necessaria in genere una mano d'attacco che aumenti l'aderenza tra il supporto ed il restauro; nella maggior parte dei casi essa è costituita da una resina epossidica (meno spesso poliuretana o poliestere), ap-

positamente formulata (base + induritore). Su di essa possono essere messe in opera malte cementizie o anche malte a legante sintetico. Le malte da usare devono possedere in massimo grado le seguenti caratteristiche:

- Elevate resistenze meccaniche
- Indurimento rapido
- Ritiro ridotto o nullo (in getti contenuti è auspicabile un leggero effetto espansivo)
- Porosità contenuta.

Alcune di queste caratteristiche sono necessarie per la durabilità della riparazione, altre per la necessità della messa in opera che spesso viene fatta in condizioni non ideali, vista la presenza del traffico; a questo proposito come si è detto, importante è l'influenza delle vibrazioni, dovute a quest'ultimo, sui procedimenti di presa e di maturazione dei prodotti di ripristino.

Recenti studi hanno dimostrato che le vibrazioni influiscono in maniera secondaria sui prodotti di restauro in malte sintetiche o cementizie mentre sono molto negative per i calcestruzzi spruzzati tradizionali (guniti). L'impiego di questa tecnica, una volta molto diffuso, si sta riducendo fortemente a causa della scarsa durabilità dei risultati che normalmente si ottengono; fortunatamente la sua variante più recente cioè la spruzzatura per via secca, sembra essere esente da questo inconveniente.

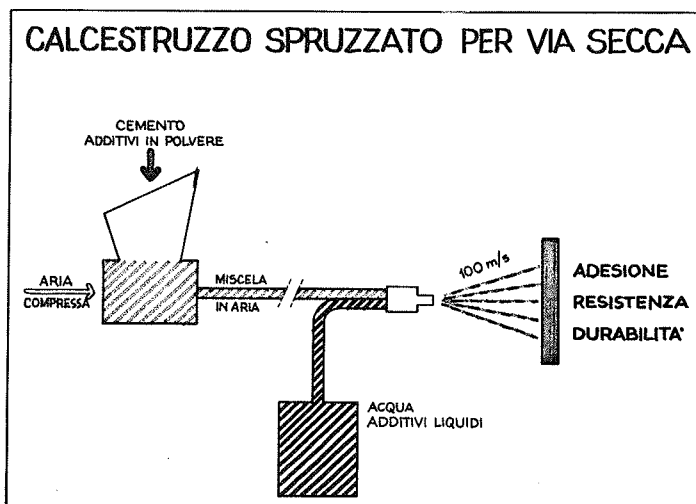


Fig. 14

La spruzzatura per via « secca » (la via « umida » è il sistema più tradizionale e conosciuto), è assicurata da un getto di aria compressa dentro un tubo, fino alla lancia di proiezione, a livello della quale sono introdotti l'acqua per l'idratazione e gli eventuali additivi liquidi (fig. 14).

L'utilizzazione di miscele cemento-sabbia non ancora bagnate, permette una proiezione sul supporto a velocità molto elevata (dell'ordine dei 100 m/sec.). Ciò aumenta l'adesione al calcestruzzo da trattare e conferisce caratteristiche migliori al prodotto spruzzato (resistenze, porosità-durabilità in una sola parola).

Tornando alle malte per i ripristini occorre dire che le più usate sono quelle con leganti epossidici uniti a inerti di natura silicea; non esistono come si è detto ancora delle normative che ne stabiliscano le composizioni e le resistenze per questi usi specifici. Inconvenienti che possono nascere nell'uso di questo tipo di malte sono legati all'estrema variabilità di risultati che si possono avere se la formulazione degli induritori non è adatta all'impiego specifico (uso di agenti flussanti o plastifi-

canti che non reticolano con la resina, uso di prodotti più o meno compatibili con l'umidità ecc.); in questi casi si possono ottenere dei risultati poco brillanti.

Altri prodotti che sono molto usati sono le malte cementizie « speciali » che hanno il vantaggio di essere più affini alle esperienze passate della maggior parte degli applicatori. Sono in genere fornite premiscelate (inerti e legante) in modo che sia facile non sbagliare le formulazioni; le più diffuse sono quelle contenenti dei superfluidificanti (malte reoplastiche), che permettono la lavorabilità (fluidità) del prodotto con rapporti acqua/cemento molto bassi.

Le loro caratteristiche di resistenza e di impermeabilità provengono principalmente da questo fatto fondamentale; naturalmente, per la ridotta quantità di acqua che contengono, sono molto sensibili al tipo di maturazione a cui vengono sottoposte. E' necessario perciò non usare con esse delle casseforme in legno. Anche i calcestruzzi spruzzati eseguiti con questo tipo di prodotti, si rivelano più impermeabili e più durevoli.

5-6-2 *Tecnica dell'impregnazione del calcestruzzo con polimeri (Polymer Impregnated Concrete).*

Questa nuova tecnica che è stata sviluppata in un primo tempo negli Stati Uniti, è applicata sperimentalmente in Italia su solette da ponte ⁽⁵⁾.

Il sistema consiste nell'impregnare con polimero termoindurente la parte superiore delle solette degli impalcati per uno spessore di 3 ÷ 5 cm.

Si tratta di essiccare completamente le solette in calcestruzzo (riscaldandole con gradualità fino a temperature di 150 ÷ 180° C) e proteggendo poi il calcestruzzo essiccato dall'umidità e dalla pioggia fino a che esso non si sia di nuovo raffreddato; si ricopre allora la soletta con il monomero termoindurente, di cui si è parlato, perchè il calcestruzzo privo di umidità ne venga impregnato. La viscosità del monomero è scelta in funzione della porosità del calcestruzzo. La soletta viene di nuovo riscaldata, dopo averla bagnata con acqua che serve a ripartire uniformemente il calore nella massa del monomero per assicurare una polimerizzazione uniforme.

Il prodotto così ottenuto ha una resistenza eccezionale a tutti gli attacchi fisico-chimici a cui può essere sottoposta una soletta di un ponte.

Questa breve descrizione della tecnica del P.I.C. mette in evidenza le difficoltà che si incontrano per l'applicazione su opere già in esercizio; in effetti l'impregnazione del calcestruzzo è molto più agevole nel periodo di costruzione dell'opera (in particolare se questa avviene per elementi prefabbricati che possono essere trattati nel cantiere di prefabbricazione in maniera ideale e più economica).

Si stanno effettuando in questo periodo, non sulla rete IRI, dei lavori di manutenzione che prevedono l'uso di solette prefabbricate trattate con il PIC, da collegare alle vecchie solette scalpellate, tramite malte di tipo reoplastico; si supera così brillantemente il problema del trattamento in opera del calcestruzzo.

⁽⁵⁾ La maggiore autorità italiana in questa tecnica è il Prof. A. Rio dell'Università di Roma che ha condotto numerose esperienze e realizzazioni con questi materiali.

5-6-3 *Tecniche d'iniezione di fessure o cavità*

Queste operazioni non hanno quasi mai lo scopo del rafforzamento, ma servono unicamente a impedire la corrosione degli acciai che potrebbe essere generata dalla libera circolazione della acqua nelle fessure.

Anche per questo uso specifico le resine epossidiche sono i materiali più frequentemente impiegati sia per le riparazioni di fessure passive (o morte) che per quelle attive; come in tutti gli altri impieghi la buona riuscita è legata alla formulazione della resina ed alle tecniche di messa in opera.

In queste operazioni il trattamento preventivo è spesso impossibile; in fessure che hanno una certa età non è possibile eliminare la calcite o le altre impurità che si sono formate. Per l'esecuzione dell'iniezione in genere si inseriscono alle due estremità della fessura ed in punti intermedi (ogni 30-40 cm) dei tubi iniettori, poi si stucca la fessura stessa (in caso di fessure attive la stuccatura è preceduta da una scalpellatura che formi prima una scanalatura a forma di V lungo la fessura stessa, in modo da avere una maggior larghezza di materiale di intasamento nella parte più esposta). Il prodotto che si inietta è in genere formulato con induritori compatibili con l'umidità e contenenti additivi di tipo reattivo (cioè che partecipano alla reticolazione della resina). La sua viscosità deve essere compatibile con la dimensione della fessura; man mano che queste crescono gli additivi si possono aumentare fino a che si passa ad usare resine contenenti cariche minerali (in genere al di sopra di 2-3 mm).

5-6-4 *Tecniche d'iniezione delle guaine di precompressione*

Altro problema fondamentale per ciò che riguarda le tecniche d'iniezione è la possibilità di ricostruire con questi prodotti un ambiente che protegga gli acciai dell'armatura dalla corrosione.

Il problema, importante se si tratta di proteggere ferri di armatura ordinaria (ricostruzione di copriferro, per esempio) diventa vitale nel caso degli acciai sotto forte tensione dei precompressi.

Normalmente, come già accennato e come è ben noto, l'acciaio immerso negli agglomerati cementizi non si corrode per via del particolare pH dell'ambiente in cui si trova immerso.

Per gli acciai ad alta resistenza, sotto forte tensione, il fenomeno della corrosione è retto da leggi più complesse; in essi, oltre al normale processo di arrugginimento, si ha anche un diverso processo distruttivo dovuto alla corrosione sotto sforzo che si manifesta per azione contemporanea dell'attacco elettrochimico e dalla sollecitazione a trazione.

Ci sono tre tipi di corrosione che interessano in modo diverso i fili costituenti il cavo di precompressione:

- la corrosione generalizzata cioè il passaggio del ferro in soluzione su tutta la superficie esposta;
- la corrosione solo in certe zone ristrette della superficie (questi due tipi di corrosione sono quelli che attaccano in generale i fili costituenti gli strati più esterni dei cavi);
- la corrosione fessurante, cioè la distruzione dei

legami metallici senza perdita di materia; (interessa i fili più interni).

Quest'ultimo tipo di corrosione ha una importanza particolare, perchè può provocare delle rotture improvvise, senza che si sia manifestata nelle strutture una deformazione premonitrice, rilevabile con i mezzi di sorveglianza tradizionali.

L'espressione « corrosione sotto tensione » ingloba le tre forme di alterazione suddette; si possono quindi avere:

- 1 — rottura per dissoluzione generalizzata;
- 2 — rottura dovuta a corrosione per punti (pitting);
- 3 — rottura dovuta a corrosione fessurante sotto tensione.

Il diagramma di equilibrio elettrochimico riportato nella figura 15 indica i campi di stabilità dei diversi ioni del metallo in funzione del pH e dello stato di tensione elettrica.

CORROSION DES ACIERS SOUS CONTRAINTES ÉLEVÉES

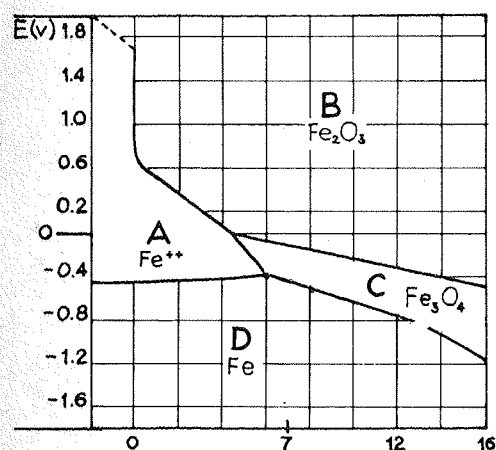


Fig. 15

Nella zona (A) dove l'acciaio passa in soluzione sotto forma dello ione ferroso (Fe²⁺) l'acciaio sotto tensione si può rompere per dissoluzione generalizzata;

— nel campo detto di passivazione (B), dove il ferro è protetto dall'ossido Fe₂O₃, l'acciaio sotto tensione si può rompere a causa della corrosione per punti, se l'ambiente che lo circonda contiene degli elementi come i cloruri, che distruggono localmente lo strato di passivazione.

— nel piccolo campo (C) detto di « passivazione da parte dell'Fe₃O₄ (ossido nero) » si può produrre la corrosione fessurante;

— nel campo detto di « immunità » (per gli acciai di armature normali, dove il ferro è stabile in presenza di acqua), l'acciaio, sottomesso ad una sollecitazione di trazione, si può rompere per il meccanismo di « infragilimento dovuto ad idrogeno ».

Quello del riempimento delle guaine nei c.a.p. post tesi è uno dei principali problemi della manutenzione delle moderne opere d'arte e la sua soluzione permette anche di guardare con maggiore tranquillità ai risultati ottenibili nelle opere ancora da costruire.

In genere, se si tratta di riempimenti di guaine parzialmente iniettate di boiaccia di cemento, si usano formulati privi di cariche minerali, sfruttando la bassissima viscosità che si può ottenere (inferiore a 180 cps a

20°C). In caso di presenza di vuoti macroscopici si usano cariche minerali di natura basica, cercando di avere dei pH il più possibile prossimi a 12.

In effetti la protezione che la maggior parte delle resine possono esplicare è del tipo « perfetto rivestimento aderente », che non permette l'ingresso dei fattori corrosivi, in quanto normalmente il prodotto sintetico puro non è in grado di creare l'ambiente « passivo » a pH 12,5 dei materiali cementizi.

Le modalità d'iniezione hanno richiesto per la messa a punto una serie notevole di sperimentazioni di laboratorio e in grandezza reale. Oggi si usano due metodi di iniezione: « a pressione » (o tradizionale) e « sottovuoto ».

Iniezione a pressione

Il primo sistema prevede un tracciamento, all'esterno della trave, del percorso dei cavi di precompressione e la formazione, con l'uso di microdemolitori ad aria compressa, di tasselli che mettono a nudo le guaine, normalmente con un passo di 3-4 m su ogni cavo, scoprendo sempre i cavi nella mezzeria della trave (punto più critico). Non tutti i tasselli eseguiti vengono attrezzati per l'iniezione, in quanto i vuoti possono risultare comunicanti tra due tasselli consecutivi. Su quelli scelti vengono applicati i tubetti di iniezione in rame o in plastica (per facilitarne la chiusura), provvisti di apposita cuffia e sigillati con stucchi epossidici a basso ritiro e rapida presa, impermeabili al materiale da iniettare. Tubetti da iniettare vengono anche applicati nei fori degli ancoraggi dei cavi, preliminarmente scoperti e puliti. I tasselli non utilizzati vengono a questo punto richiusi.

In genere inoltre si procede a stuccature e riparazioni di zone di calcestruzzo poroso, fessure, in modo da chiudere possibili vie di uscita delle iniezioni.

Queste stuccature vengono eseguite sempre con paste a base epossidica a volte rinforzate con sottili reti metalliche o fogli in non tessuto.

Dopo almeno 48 ore dalle stuccature si procede alla soffiatura dell'interno delle guaine per eliminare eventuali sacche d'acqua e per valutare la consistenza dei vuoti nei vari tratti. Si procede poi all'iniezione scegliendo il punto iniziale in base alle risultanze della soffiatura. In genere si parte dalla mezzeria, dove spesso sono in comunicazione gran parte delle guaine, e si procede fino alla fuoriuscita (se possibile) della miscela, dai primi tubetti adiacenti quello o quelli d'iniezione; si cambia allora punto di iniezione passando a questi ultimi e proseguendo in successione, fino ad ottenere le fuoriuscite dalle testate dei cavi. I tubetti già iniettati vengono, naturalmente, man mano sigillati (il rame o la plastica facilitano questa operazione).

La pressione che si usa è la più bassa possibile (in previsione della possibile formazione di tappi interni) e non vengono superate le 5 atmosfere.

Iniezioni sottovuoto (figura 16)

Si provvede all'iniezione con apposite attrezzature aspiranti in grado di dar luogo alla formazione di vuoto dell'ordine di 1 atmosfera nella cavità da iniettare e di immettere poi il materiale di riempimento; con questo sistema si riduce notevolmente il rischio di formazione di tappi e bolle non riempite anche perchè, nella fase di

aspirazione, si eliminano sacche di acqua o altre impurità fluide che possono ridurre la efficienza della protezione.

Le modalità di preparazione dei fori di iniezione e la loro ubicazione sono analoghe alle precedenti, con la variante che è possibile, una volta decisi i punti in cui applicare gli iniettori, effettuare una prima valutazione della possibilità di creare il vuoto e dell'entità del volume delle cavità presenti. La prima valutazione tende ad individuare la necessità o meno di effettuare gli interventi di tenuta e le zone dove dovranno essere eseguite tali stuccature; la seconda a stimare i consumi e, principalmente, a controllare, a iniezione terminata, che tutti i vuoti valutati siano stati riempiti.

INJECTION DES GAINES

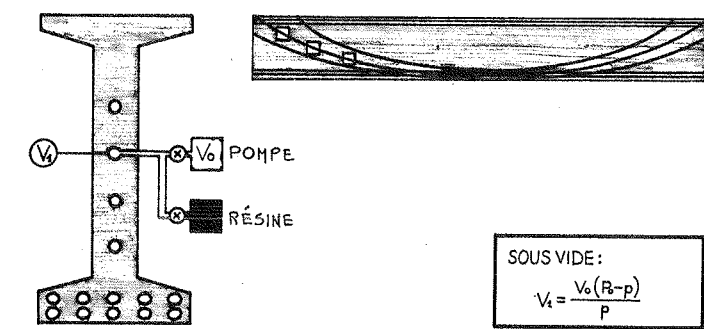


Fig. 16

A seconda dell'attrezzatura disponibile la valutazione si effettua tramite misura (con contaltri) del volume d'aria immesso nella cavità, dopo aver effettuato il vuoto, oppure in base alla legge di Mariotte operando nel modo seguente:

in un serbatoio, collegato con un manometro (eventualmente il serbatoio destinato a contenere il materiale da iniettare) si valuta il volume libero (volume dell'aria V_0) e si misura la pressione P_0 a cui si trova quest'aria; si apre poi la comunicazione con la cavità già sottovuoto di volume incognito V_1 .

Quando il passaggio dell'aria è terminato, si misura la pressione p di equilibrio. Il volume V_1 , sarà allora con buona approssimazione pari a:

$$V_1 = \frac{V_0 (P_0 - p)}{p}$$

Questa relazione è attendibile:

— se la temperatura durante le varie operazioni si è mantenuta abbastanza costante;

— se la velocità dell'aria non è eccessiva (P_0 non troppo elevata);

— se la grandezza V_1 è confrontabile con V_0 .

Qualora da una prima valutazione questa terza condizione non sia verificata, si può ripetere la misura variando il volume V_0 .

E' possibile a questo punto procedere alle iniezioni vere e proprie con il materiale di riempimento prescelto; il materiale introdotto nella cavità per azione del vuoto dovrà, a passaggio terminato, essere posto sotto una

pressione di 2-3 atmosfere prima del bloccaggio dei tubi di iniezione.

Questo modo di procedere ha quindi il vantaggio di permettere la valutazione dei vuoti presenti nelle guaine e della buona riuscita o meno dell'operazione.

5-6-5 Tecnica dei rinforzi lamellari (Piastrine di acciaio incollate)

Un sistema molto diffuso per rafforzare o riclassificare strutture da ponte in cemento armato è quello dell'incollaggio di lastre o altri profilati in acciaio, tramite collanti strutturali, nei punti più adatti delle opere. Più adatti naturalmente rispetto al tipo di opera ed ai motivi per cui l'intervento si rende necessario.

La tecnica consiste nell'incollare lastre d'acciaio di spessore contenuto (max 10 mm, anche in 2 strati 5 + 5) al calcestruzzo.

Se sono necessari localmente spessori maggiori si preferisce incollare una piastra supplementare.

L'impiego più corrente è come armatura supplementare a trazione; meno spesso si usa per incrementare la resistenza a taglio (fig. 17).

Le prove e le esperienze sembrano dimostrare come siano preferibili piastre sottili e larghe rispetto a quelle spesse e strette.

La preparazione delle superfici da incollare è fondamentale; per aderire al calcestruzzo sano e non alla parte più esterna, degradata o a debole resistenza, si ricorre alla sabbiatura fino ad avere in vista gli inerti del calcestruzzo per il 30-40% della superficie.

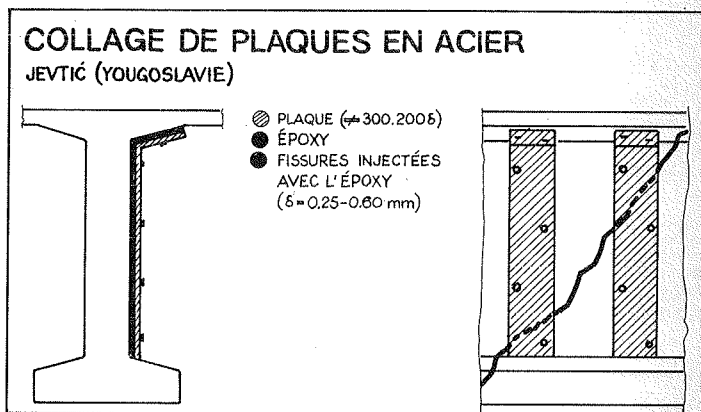


Fig. 17

E' anche necessaria una buona complanarità delle superfici.

Anche l'acciaio viene sabbiato e (a volte) protetto con vernici epossidiche, per il tempo che intercorre tra questa operazione e la messa in opera. Le vernici sono da togliere con solventi prima dell'applicazione ciò però ha dato luogo a problemi. Si usano anche dei film di resina termoindurente che si staccano come una pellicola al momento dell'incollaggio.

Queste attenzioni permettono di effettuare la preparazione dell'acciaio con notevole vantaggio sia economico che sulla durabilità dell'operazione. Fondamentale è anche il tipo di resina (e tutti usano le resine epossidiche) che trasferisca gli sforzi di taglio dal calcestruzzo all'acciaio.

I metodi per mettere in opera le piastre sono vari; si tratta di premere la lastra di acciaio contro il calce-

struzzo in modo da schiacciare il collante (spessore finito 1-2 mm) e a volte si usano dei sistemi di ancoraggio meccanici.

I dubbi più diffusi sono per l'efficacia a lungo termine a causa di:

- effetti dell'invecchiamento sulle colle;
- possibilità di corrosione nelle piastre d'acciaio (specialmente se si impiega acciaio dolce);
- possibili effetti di fatica nelle zone di incollaggio.

E' possibile fare subito una considerazione di tipo pratico: eventuali deterioramenti possono essere scoperti con facilità, vista la posizione esterna di queste piastre.

Le varie prove di laboratorio poi escluderebbero i problemi legati alla fatica se le sollecitazioni di funzionamento sono contenute rispetto a quelle di rottura.

In effetti travi a T sollecitate per 2 milioni di cicli non hanno presentato danni alle armature incollate. Caricate staticamente dopo questa prova si sono rotte per schiacciamento del calcestruzzo in zona compressa dopo che le piastre longitudinali si erano deformate regolarmente senza staccarsi.

Prove di invecchiamento sono in corso in Svizzera previste in un arco di 15 anni. Naturalmente anche tutti i lavori eseguiti servono a questo scopo. La conclusione finale è che questa tecnica è efficiente, naturalmente se condotta con cura particolare, materiali idonei e personale molto specializzato.

5-6-6 *Tecniche di protezione dei calcestruzzi*

Ai diversi interventi di ripristino descritti spesso si fanno seguire delle verniciature o protezioni dei calcestruzzi. Questo procedimento è molto logico in questi casi in quanto normalmente la necessità del ripristino è stata suggerita dalla presenza di un calcestruzzo facilmente aggredibile dall'ambiente e che molto probabilmente continuerà a degradarsi nelle zone non restaurate.

Il processo di protezione però viene anche usato su opere nuove o su opere non restaurate, come intervento preventivo; i trattamenti su strutture nuove o su strutture restaurate non sono in genere diversi tra loro. Un elemento di diversificazione invece esiste a seconda della diversa natura e finalità delle strutture da proteggere, nonché la loro ubicazione nell'ambito del ponte.

Risulta infatti evidente, ad esempio, che le testate delle travi in cemento armato precompresso a cavi scorrevoli richiedono l'adozione di tecnologie e di materiali che consentano la miglior protezione possibile, mentre i margini di sicurezza possono ridursi per strutture massicce quali il corpo delle pile o il paramento di una spalla.

Altra diversificazione viene introdotta dalle qualità e dai costituenti il calcestruzzo da proteggere: un calcestruzzo poroso ed in cemento portland, per esempio, è più aggredibile di un manufatto compatto in cemento pozzolanico.

Per questi motivi in genere esistono due categorie di protezione dei calcestruzzi:

1ª categoria: Protezione al massimo livello per: testate di travi e di impalcati, trasversi di testata, piano dei pulvini, di pile e spalle, cordoli dei coronamenti (fino ai gocciolatoi compresi), zone di appoggio tipo Gerber, strutture sottili in genere.

2ª categoria: Protezione a livello medio corpo travi e trasversi intermedi, pile e spalle a struttura leggera.

Alla prima categoria possono appartenere anche le pile e le spalle dei cavalcavia. Naturalmente può avvenire che, in particolari condizioni climatiche o di presenza o meno di inquinamento atmosferico, alcune strutture appartenenti alla 2ª categoria debbono essere protette al massimo livello.

La protezione superficiale dei calcestruzzi può essere realizzata secondo due principali meccanismi d'azione:

— con prodotti che, impregnando il calcestruzzo (reagendo o meno con i suoi costituenti più attaccabili dalle sostanze aggressive), riducano di molto la porosità superficiale del manufatto e stabilizzino la parte corticale;

— con prodotti, dotati di una forte adesione al calcestruzzo, che realizzino una pellicola continua, abbastanza impermeabile, inattaccabile dagli agenti aggressivi.

Naturalmente le due tecniche di protezione possono essere combinate tra loro. Suddividendo allora i prodotti secondo questi due meccanismi di azione e considerando inoltre i costituenti principali o per lo meno quelli che più contribuiscono a caratterizzare il prodotto stesso, si ha:

A	Prodotti per la impregnazione	1) sali inorganici	2) resine epossidiche diluite	3) altre resine (poliuretliche, acriliche), sempre diluite
B	Prodotti filmogeni	1) resine epossidiche	2) resine poliuretliche	3) gomme clorurate

Vediamo ora quali sono in generale i requisiti che le protezioni debbono avere per risultare efficaci. Si richiedono:

- forte resistenza alle azioni climatiche degli agenti aggressivi;
- forte resistenza all'invecchiamento;
- forte aggrappo al supporto oppure buone caratteristiche di impregnazione dello stesso.

Nel caso di prodotti fortemente impermeabilizzanti si richiede che essi non costituiscano anche una barriera impermeabile all'evaporazione in modo da non avere rigonfiamenti e distacchi delle pellicole, oppure, in caso di impermeabilità totale, che questa caratteristica venga dichiarata per poterne tener conto.

Circa le caratteristiche di elasticità della protezione (in caso di film) si pensa che sia molto difficile poter avere un prodotto di così elevata elasticità, vista l'esiguità degli spessori messi in opera, da poter sopportare senza rompersi le fessure che si possono formare nel calcestruzzo a protezione già stesa; quindi si richiedono solo requisiti di elasticità tali da sopportare i soli movimenti di dilatazione delle strutture o eventualmente i movimenti di microfessure già presenti all'atto della messa in opera della protezione.

Sulla base delle esperienze raccolte risulta che le protezioni migliori da un punto di vista tecnico, secondo le categorie prima descritte, siano le seguenti:

1^a categoria — Per una protezione al massimo livello occorre un doppio ciclo di intervento, con una prima stesa di un prodotto a impregnazione, che può essere del tipo A2 o A3 (resine diluite), per ridurre la porosità superficiale, intasare le eventuali microfessure esistenti e preparare il passaggio della seconda mano.

Occorre prendere in considerazione naturalmente lo stato delle superfici da trattare, che si presumono sane ed esenti da boiacche, vespai ecc., per valutare l'assorbimento del prodotto. Molto importante è a questo fine il tipo di disarmante usato per le casseforme, in caso di protezione di opere nuove; sono da escludere infatti quelli a base di minerali che impregnano già essi stessi la superficie da trattare ed impediscono l'ingresso del prodotto protettivo.

Come secondo ciclo si può usare un trattamento con resine di tipo B2; infatti le resine poliuretatiche sono quelle che più resistono a fenomeni di invecchiamento, molto più di quelle di tipo B1 e B3: le prime sono soggette a sfarinamento e perdita di caratteristiche meccaniche, le ultime a invecchiamento relativamente più rapido.

2^a categoria — Per questa categoria di trattamenti le possibilità sono diverse a seconda della maggiore o minore aggressività dell'ambiente, cioè prodotti di tipo A2-A3 nel primo caso e di A1 nel secondo, in conclusione cioè solo prodotti di impregnazione, con meccanismo di protezione chimico-meccanica (A2-A3) o spiccatamente chimica (A1).

Bibliografia

- G. AGHILONE, *Problemi dell'esercizio di autostrade in terreni montagnosi*, Autostrade, Dicembre 1976.
- G. CAMOMILLA, *Tecniche speciali nella manutenzione di ponti e viadotti*, Autostrade, Dicembre 1981.
- OCSE, *Bridge Maintenance*, Road Research, Settembre 1981 (inglese e francese)
- OCSE, *Evaluation de la capacité portante des ponts routiers existants*, Recherche Routière, Dicembre 1979
- Federal Highway Administration, *Detection of flaws in reinforcing steel in prestressed concrete bridge members*, Report No FHWA/RD-81/087 Aprile 1981
- BRÜEL and KJAER, *Mechanical Vibration and Shocks Measurements*.
- G. CAMOMILLA, *Il giunto a tampone « Autostrade »*, Autostrade, Giugno 1980
- Norme Svizzere sui particolari costruttivi dei ponti.
- N. BOTTURA, E. BOCCATO, G. CAMOMILLA, *I giunti di dilatazione delle opere d'arte autostradali*, Autostrade, Maggio 1975
- Autoroute Trans-Européenne Nord-Sud (TEM) « Normes et Procédures Recommandées ».

SEMINARIO AICAP-MAC: «MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA'»
Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Manutenzione dei ponti, note storiche e prospettive

PROF. ING. FRANCESCO MARTINEZ Y CABRERA

PREMESSE

Negli ultimi anni le reti stradali ed autostradali dei vari paesi hanno avuto uno sviluppo inconsueto e ciò ha conferito una nuova funzione al ponte inteso, in senso classico, come struttura che svolgeva solo la precisa funzione di assicurare la continuità di un tracciato stradale ogni volta che un ostacolo naturale come un corso d'acqua o altro ne impediva il libero e normale sviluppo.

Il ponte, considerato «opera d'arte» e quindi opera speciale, veniva progettato con criteri autonomi dettati dalle esigenze e caratteristiche sia dell'attraversamento che della struttura e successivamente era il tracciato stradale che adattava le sue caratteristiche plano-altimetriche all'opera.

I tracciati stradali, inoltre, tentavano di adattarsi al terreno sacrificando tutte le loro caratteristiche ottimali, scendendo a fondo valle e riprendendo quota, e la struttura da ponte diventava un fatto speciale da affrontare solo quando ogni altra soluzione era inattuabile.

Il ponte inizia a perdere tali sue caratteristiche limitate d'impiego con l'avvento delle Ferrovie per le quali il tracciato, condizionato da prefissate caratteristiche sia altimetriche che planimetriche, presenta vincoli rigidi che con frequenza lo rendono incongruente col piano naturale del terreno. Il rispetto rigoroso delle caratteristiche del tracciato porta automaticamente all'introduzione della struttura da ponte, spesso di tipo ripetitivo, dando l'avvio al viadotto ferroviario.

Prima delle ferrovie le strutture del tipo dei viadotti si erano presentate solo nella realizzazione degli acquedotti.

Inoltre le Ferrovie con la necessità di escludere tutte le intersezioni a livello (a meno di introdurre passaggi a livello) determinano l'esigenza della realizzazione di opere di attraversamento.

La struttura da ponte diventa quindi parte integrante del sistema ferroviario ed il ponte, in sé, viene subordinato, insieme a tutte le sue caratteristiche, al tracciato.

Esigenze analoghe si ripetono con le prime strade a scorrimento veloce e, poi, in misura generalizzata con le autostrade.

Con le autostrade, infatti, studiate per le alte velocità, si ripresentano, come già per le Ferrovie, le necessità dei viadotti per mantenere, indipendentemente dal terreno, le caratteristiche di tracciato. I viadotti stradali, come per le Ferrovie, sono strade pensili aventi però tutte le caratteristiche delle strutture da ponte.

Anche per tracciati a scorrimento veloce e per le autostrade non è ammessa la intersezione a livello, possibile solo con circolazione semaforica, e pertanto nasce la necessità dei manufatti di attraversamento. Percorrendo un'autostrada si incontra una teoria nume-

rosa di opere di tale tipo. Inoltre, sempre per le strade a rapido scorrimento, le esigenze di immissione e di uscita richiamano altre opere, dette di «svincolo», che presentano ancora le caratteristiche del ponte.

Anche la viabilità urbana ed extraurbana, sia per esigenze di spazio che di scorrimento, ha richiesto nelle città tangenziali di vario tipo, strade sopraelevate, spesso a più piani.

Pertanto l'impiego della struttura da ponte si è esteso oltre ogni limite ed è diventata parte integrante dei tracciati e tutte le sue caratteristiche sono subordinate alle esigenze del tracciato.

Si aggiunga poi che la orografia accidentata del nostro Paese ha condotto automaticamente alla realizzazione di una rete stradale ricca di opere d'arte le quali, poi, sono esposte alle più varie e severe aggressioni da parte di agenti esterni, spesso concomitanti: clima marino, inquinamento industriale, clima invernale, intenso traffico.

Il controllo di tali opere è diventato quindi un onere difficile ma irrinunciabile in quanto tutte le opere devono assicurare il libero esercizio continuo delle reti cui sono a servizio e garantire sempre la totale sicurezza.

I primi problemi di manutenzione si sono ovviamente presentati per le Ferrovie ma, ormai, essi sono generalizzati ed estesi alle intere reti stradali ed autostradali nazionali.

In tale intervento si vuole esaminare l'aspetto storico del problema e fornire alcune considerazioni di base sia sotto l'aspetto critico che in prospettiva.

CONSIDERAZIONI SULLE IMPOSTAZIONI PROGETTUALI

La tipologia delle strutture da ponte in calcestruzzo armato realizzate in Italia nell'arco dell'ultimo secolo è varia ed articolata e ne indica gli sviluppi storici.

La manutenzione od il recupero statico di un'opera, ne richiedono la completa conoscenza con riferimento alle impostazioni progettuali ed ipotesi di calcolo, alle valutazioni dei carichi di progetto assunti all'epoca, alle tecnologie e tecniche costruttive, alle caratteristiche dei materiali.

Tali conoscenze, se scontate per le opere dell'ultimo trentennio, possono non essere immediate e, spesso, non semplici da acquisire per le altre.

Il primo impiego del calcestruzzo nella costruzione di ponti si ebbe in Francia nel 1840 con la costruzione di un ponte sul canale Garonne.

Le prime strutture realizzate in calcestruzzo ripresero lo schema ad arco massiccio dei ponti in muratura ed in genere non sono armate.

Per i progettisti, forse, era già un risultato poter disporre di un materiale con caratteristiche di monoliticità rispetto alle murature.

Solo successivamente le strutture ad arco furono limitatamente armate in quelle zone ove i metodi di calcolo dell'epoca, in genere grafici, evidenziano la presenza di sollecitazioni di trazione.

I metodi di getto erano di tipo vario a conci od a rotoli.

I buoni calcestruzzi del primo ventennio del secolo, a parte difetti di omogeneità, avevano, all'origine, tensioni di rottura su provino cubico dell'ordine di $250 \div 300 \text{ kg/cm}^2$ e tassi di lavoro in esercizio non superiori a $30 \div 35 \text{ kg/cm}^2$.

Si può spiegare come tali opere, in genere archi massicci, con alta percentuale di peso proprio e carichi permanenti rispetto ai carichi accidentali, abbiano potuto far fronte a carichi accidentali progressivamente più onerosi.

Il passaggio dal ponte ad arco massiccio al ponte ad arco snello (con archi gemelli o multipli ed impalcato superiore o sospeso) ed al ponte a travata fu molto sofferto.

La generazione di tecnici legati all'arco massiccio in muratura operò una sostituzione della pietra o del mattone col calcestruzzo ma non abbandonò lo schema strutturale.

Il contributo di tecnici come Hennebique (1842-1921) e Maillart (1872-1940) fornì una spinta innovativa.

Il ponte Risorgimento sul Tevere a Roma realizzato per l'esposizione del 1911 (Impresa Ing. G.A. Porcheddu - Corda 100,00 m; freccia 10,00 m) ed i primi ponti ad arco di Robert Maillart (Tavanasa Bridge, 1905 - Svizzera) ne sono una lucida testimonianza.

Per quanto concerne poi i primi ponti a travata, a parte modeste realizzazioni, lo schema corrente adottato fu quello a trave continua, spesso a sezione variabile, con travi e traversi ravvicinati e tale schema si è ripetuto in tutte le realizzazioni di qualche impegno sino agli anni '40.

Sino al 1920, circa, i ponti ad arco in muratura trovarono ancora larga applicazione ed un periodo di lunga coesistenza accompagna lo sviluppo delle opere in calcestruzzo armato.

Quello che colpisce esaminando la documentazione tecnica dell'epoca è la grande cura progettuale ed esecutiva che veniva posta nella realizzazione dei ponti.

Nella gran parte di essi la progettazione si rivela raffinata e si spinge alla definizione di tutti i particolari. Sulla base di opere eseguite vengono redatte tipologie di guida per i tecnici così come mostrano le figg. 1, 2, 3, 4, 5, 6. In fig. 7 è riportato anche lo schema di un ponte in legno.

Gli anni '50 segnano una svolta che coincide con la ricostruzione e con l'avvio operativo del programma autostradale.

A parte realizzazioni varie ed isolate connesse anche alle distruzioni causate dalla guerra praticamente si cambia passo e si impostano nuovi orientamenti legati alle tecniche del calcestruzzo armato precompresso e della prefabbricazione.

L'affermazione di tali tecniche condiziona e limita fortemente le impostazioni progettuali e conduce alla realizzazione estesa ed indiscriminata di ponti e viadotti a travi appoggiate. Le travi precomprese ven-

Fig. 1

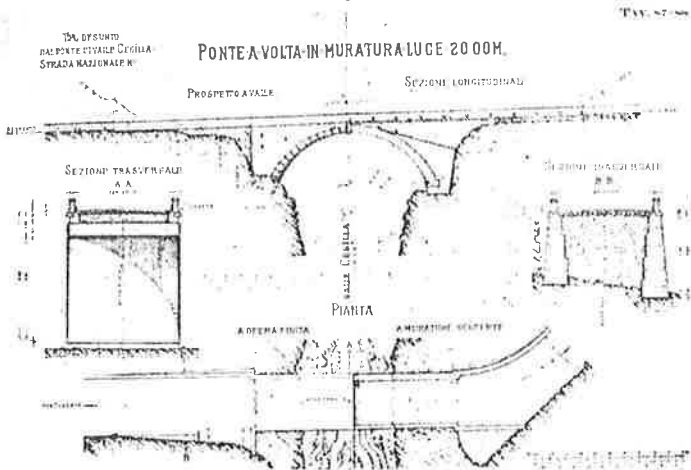


Fig. 3

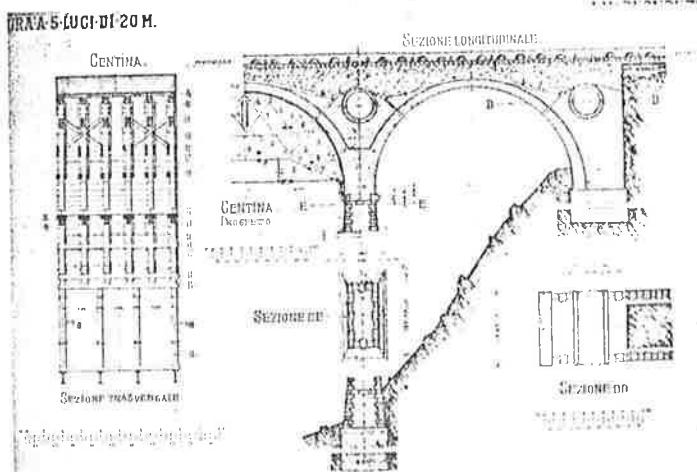


Fig. 2

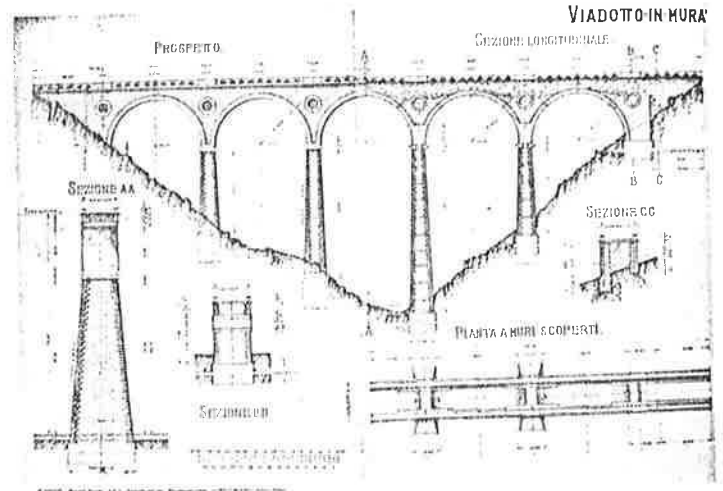
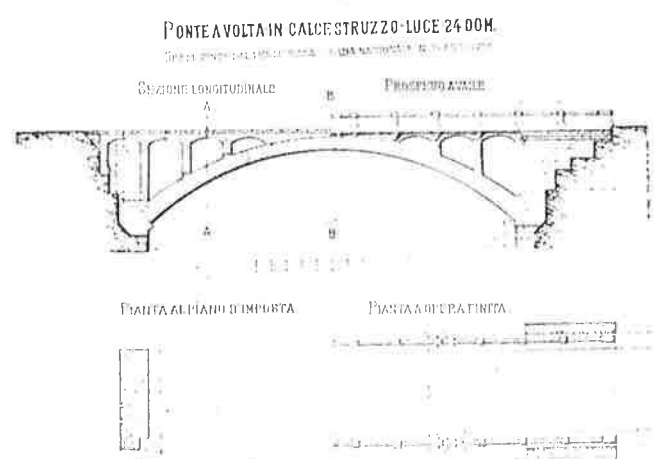


Fig. 4



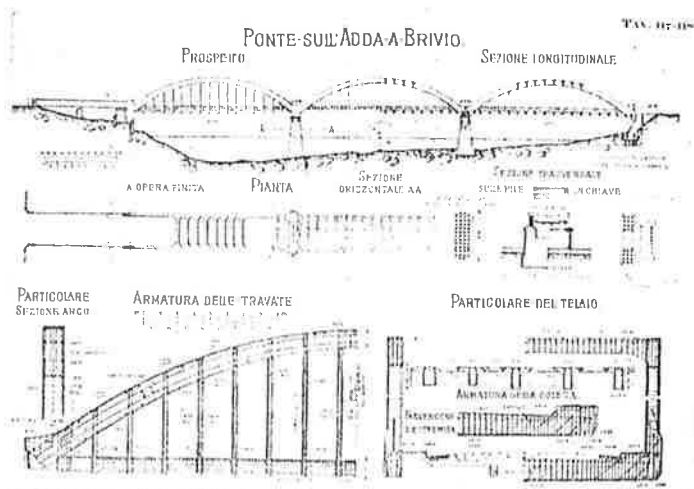


Fig. 5

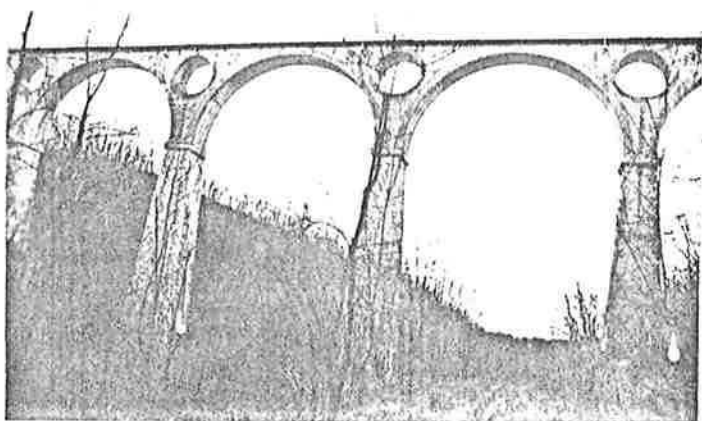


Fig. 6

gono previste ai massimi interessi compatibili con la statica della soletta (a sua volta spesso prefabbricata a campi e poi assemblata alle travi) e/o con la possibilità di montaggio; si riduce oltre ogni limite la presenza dei traversi di campata (non oltre tre).

Lo schema a trave continua praticamente scompare. Le migliorate caratteristiche dei materiali insieme alle esigenze di ridurre i pesi per problemi di trasporto e montaggio portano a spessori progressivamente ridotti ed a strutture elastiche.

La progettazione e l'esecuzione, assumono ritmi ripetitivi ed industriali e diventano spesso carenti nella definizione dei dettagli. Le esigenze economiche e di tempo nella realizzazione delle opere determinano un degrado qualitativo.

Anche i ponti ad arco, congeniali a certe situazioni geografiche, vengono eliminati a meno di qualche isolata realizzazione.

L'architettura delle opere o studi sull'inserimento delle opere nel paesaggio sono considerati problemi superflui.

In questi ultimi anni poi si vanno, parzialmente, affermando i ponti a travata con sezione a cassone, (più congeniali ai tipi di sollecitazione presenti in un ponte) insieme ad una tendenza che ripropone lo schema a trave continua.

Molti ritengono o si chiedono se le opere realizzate posteriormente al 1950 hanno fornito, percentualmente, risultati negativi nei riguardi della rapidità di degrado rispetto, generalmente, a quelle che le hanno precedute. Il discorso non è facile e troppi fattori condizionano una risposta.

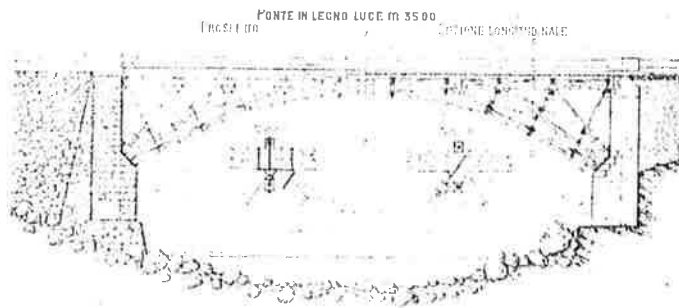


Fig. 7

Ma, come detto, si deve prendere atto che nel 1950 si è cambiata impostazione.

A parte le esigenze di economia, di tempo, per le imposizioni di tecnologie generalizzate molto spesso le scelte strutturali sono state inadeguate ai problemi da risolvere.

Può, infine, essere utile un cenno storico sulla normativa — anche perché, in genere, le strutture da ponte realizzate in epoche diverse non sono state verificate nel quadro delle successive normative.

Sino al 1933 non esistono disposizioni di legge. A parte alcune indicazioni del Ministero della Guerra (oggi della Difesa) i testi dell'epoca si riportano ad una circolare base Francese (fig. 8) del 9 giugno 1877 ed a qualche schema o condizione di carico la cui scelta resta praticamente a discrezione del progettista.

Ad esempio, per il citato Ponte Risorgimento a Roma, la letteratura tecnica precisa che esso è progettato « per un sovraccarico statico, uniformemente distribuito di 500 kg/m² su tutta la superficie del ponte e di un sovraccarico mobile costituito da tre rulli compresori stradali da 15 t ciascuno, percorrenti insieme e sulla medesima fronte la carreggiata con carico contemporaneo dei marciapiedi in ragione di 500 kg/m² ».

Per un ponte ad arco sul Fiume Piave in località « Ponte nelle Alpi » nelle condizioni di carico si parla di « volta sollecitata dal peso permanente più un sovraccarico accidentale di 500 kg/m² su tutto l'arco e più un veicolo di 20 t insistente alle reni di un semi-arco » o, in alternativa, di « rullo compressore insistente alla chiave dell'arco ».

Solo nel 1933, pochi anni dopo la costituzione dell'A.N.A.S., il Ministero dei Lavori Pubblici emette la normale n. 8 del 15 settembre 1933 « Carichi da considerare nel calcolo dei ponti per strade ordinarie » la quale definisce in modo completo i carichi da assumere nei ponti stradali introducendo anche i carichi mili-

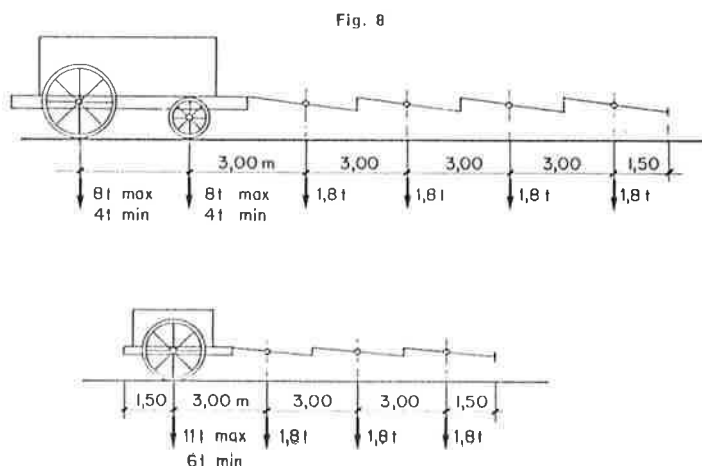


Fig. 8

tari. In tale circolare vengono riportati anche i valori di carichi equivalenti, su schema di trave appoggiata, al fine di facilitare i progettisti.

Va sottolineata, all'epoca, la preoccupazione del Ministero nel fornire precise direttive. Infatti, si può dire con criterio moderno, il Ministero provvede a redigere schemi costruttivi di impalcati di luce variabile da 3,00 m a 15,00 m al fine di fornire una valida guida alle Amministrazioni.

Voglio sottolineare che tali schemi, estremamente curati, di cui uno è riportato in fig. 9, furono redatti dal Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi, all'epoca consulente del Ministero dei Lavori Pubblici ed oggi Presidente dell'A.I.C.A.P. e promotore di questo convegno.

Anche in questi schemi, e se ne dà atto al Prof. Cestelli Guidi, la definizione dei fatti progettuali è completa.

Successivamente il Ministero dei Lavori Pubblici emette le nuove circolari n. 6018 del 9 giugno 1945 e n. 772 del 12 giugno 1946.

La novità è rappresentata dal fatto che in esse non sono più previsti i carichi militari. Ciò è dovuto alle disposizioni anglo-americane durante l'occupazione del nostro territorio le quali vietavano di ricostruire o costruire opere con obiettivi militari.

Tale circolare creò difficoltà e confusione. Successivamente la situazione fu in parte sanata, almeno per le opere di maggior importanza, dal Ministero della Difesa il quale, con la emanazione di disposizioni varie tra cui la circolare n. 2509 del 30 maggio 1952, cercò di ovviare alla carente situazione.

Non si comprende perché il Ministero dei Lavori Pubblici ha atteso fino al 1962 per emettere la nuova circolare n. 384 del 14 febbraio 1962 « Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali » con nuova introduzione dei carichi militari.

La circolare del 1962 sarà sostituita dal Decreto Ministeriale del 2 agosto 1980 (G.U. n. 308 del 10 novembre 1980) « criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali » — la quale ha cambiato i criteri per l'assunzione dei carichi di progetto, sganciandosi dagli schemi reali di carico, e creando una serie di ambiguità nelle interpretazioni facendo rimpiangere la chiarezza della circolare precedente.

Problemi connessi alla incertezza dei carichi non si presentano per i ponti ferroviari. Nei ponti ferroviari i carichi hanno avuto sempre una precisa definizione.


Inoltre le Ferrovie Italiane hanno realizzato le opere con ulteriori autonome norme cautelative.

LA ISPEZIONE E LA MANUTENZIONE NEGLI ASPETTI STORICI

Anche se in questi ultimi anni i problemi connessi alla ispezione e manutenzione dei ponti hanno polarizzato l'attenzione dei tecnici negli Stati dotati di una moderna rete stradale ed autostradale, va sottolineato che tali problemi erano già stati impostati verso la fine del secolo scorso. Inoltre la realizzazione dei ponti sospesi di grande luce, particolarmente negli Stati Uniti, era stata sempre integrata dalla presenza di uffici tec-

Fig. 9

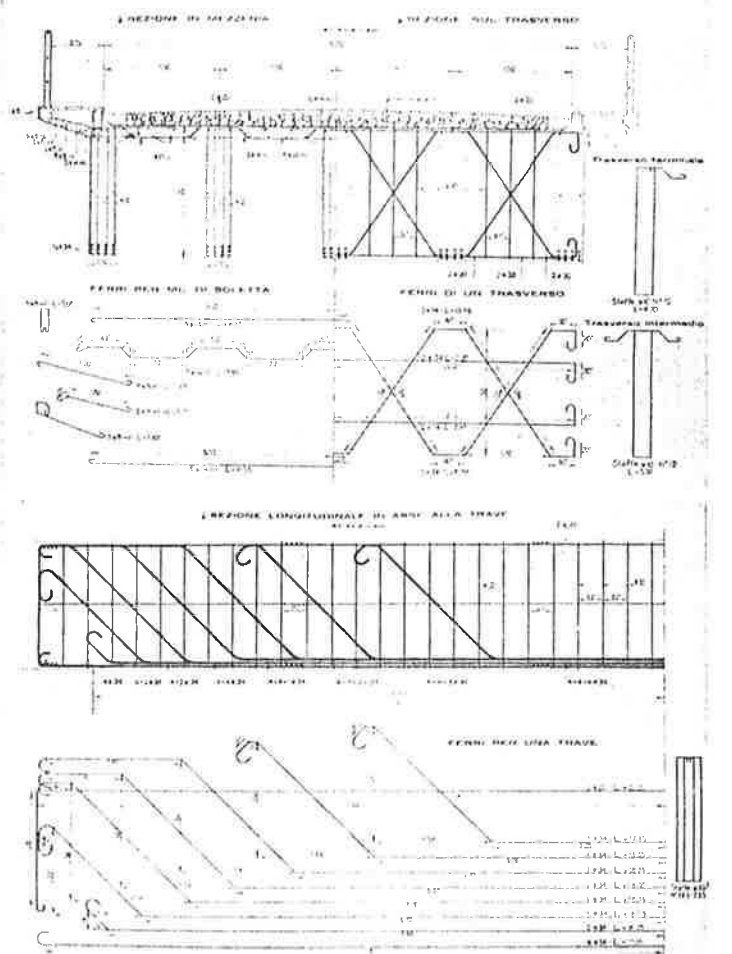
Tab. N. 12-1



MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI
SERVIZIO TECNICO CENTRALE

PONTE IN CEMENTO ARMATO DI LUCE M. 15
a travate rettilinee semplicemente appoggiate per strada ordinaria del Tipo I'

(Norma ministeriale N. 8 del 10 settembre 1933.)



nici preposti, con compiti specifici, alla ispezione e manutenzione delle singole opere. Per il « Golden Gate » a S. Francisco esiste un ufficio tecnico che cura unicamente la manutenzione dell'opera controllata con regolarità sotto l'assetto statico con riferimento a situazioni deformative per l'azione dei carichi esterni e del vento. A volte si provvede anche alla chiusura al traffico dell'opera nei giorni in cui le caratteristiche del vento assumono prefissati valori.

Si può affermare che la ispezione e la manutenzione siano sempre esistite prima come fatti isolati nei ponti in alveo con la difesa e protezione delle pile e delle fondazioni dalle azioni di erosione delle acque e successivamente, con le prime realizzazioni in acciaio, con la conoscenza dei fenomeni di ossidazione e conseguente protezione degli elementi strutturali.

Su vecchi ponti in muratura, ad esempio, e su stampe d'epoca si notano spesso opere protettive delle fondazioni in alveo non contemporanee alla realizzazione dell'opera. Vecchi testi del secolo scorso ne parlano trattando il problema come noto e scontato a meno delle tecniche di intervento che si sono successivamente aggiornate.

Si può dire quindi che il concetto di ispezione e manutenzione dei ponti veniva inteso come procedura di difesa del ponte o dei suoi elementi da attacchi esterni.

Il concetto di ispezione e manutenzione così come iniziamo ad interpretarlo oggi praticamente è nato con i primi ponti in acciaio, per i quali i fenomeni di ossidazione e corrosione erano noti. Esaminando la letteratura tecnica emergono fatti di notevole interesse.

Quesiti come:

- Come può essere definita la vita di un ponte.
- Quale « vita di servizio » si deve prevedere.
- Come può essere organizzata l'ispezione.
- Come può essere giudicata la sicurezza di una struttura esistente.
- Quale costo di manutenzione deve essere affrontato,

erano stati posti più di un secolo fa.

Si ha notizia che nel 1873 la presumibile vita di una struttura in acciaio fu oggetto di un convegno della « Unione degli architetti ed associazione degli ingegneri della Germania ».

In tale convegno fu espressa questa apprensione « Dopo un periodo che va dai 50 ai 100 anni le strutture in ferro mostrano rotture più frequenti di quanto ci si possa aspettare al momento ». Tali tecnici sottolinearono che il collasso di una struttura in ferro può non essere necessariamente provocato da alterazioni molecolari, fatica del metallo come la indichiamo oggi, bensì dalla ossidazione e che questo collasso sarà preceduto da incrementi di deformazione anche per solo peso proprio.

Veniva conseguentemente deciso « Noi raccomandiamo che ripetuti controlli delle strutture in ferro debbano essere intrapresi usando sempre gli stessi metodi e che una forma standard per il confronto di queste informazioni deve essere introdotta ».

Il 3 settembre 1878 fu emanata una regolamentazione sul modo di rilevare o registrare informazioni sul comportamento a flessione dell'opera e su altri aspetti di maggiore importanza (fig. 10).

Lo sviluppo delle Ferrovie alla fine del secolo scorso incrementò la realizzazione di opere in ferro. La gestione più centralizzata di gruppi di opere, accoppiata

Schlussreferat

über muthmaßliche Dauer von Eisenconstruktionen.

Vorgetragen

in der Ingenieur-Abtheilung der III. General-Versammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zu Dresden, am 3. September 1878.

Von Dr. Hermann Frißche, k. s. Bezirksingenieur.

(Abdruck aus dem Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. Neue Folge. XVII. Bd. 1. Heft. 1880.)

Das Thema über muthmaßliche Dauer von Eisenconstruktionen wurde, wie Ihnen bekannt, von der Abgeordneten-Versammlung des Verbandes im Jahre 1873 in Eisenach aufgestellt, zu weiterer Behandlung den Verbandsvereinen mitgetheilt und für die Tagesordnung der I. General-Versammlung des Verbandes, welche im September 1874 in Berlin stattfand, in Aussicht genommen.

Fig. 10

alla disponibilità di prime esperienze sul comportamento dei ponti in acciaio, permise di approfondire le varie problematiche. Fondamentale è l'iniziativa delle Ferrovie dello Stato di Prussia che nel 1895 introducono le « Regole per la supervisione ed ispezione dei ponti con strutture in ferro ». In tale documento vengono, forse per la prima volta, indicati i ritmi delle ispezioni con l'introduzione di ispezioni ordinarie annuali ed ispezioni principali ogni cinque anni.

Viene precisato che tutti i dati rilevati devono essere riportati su un registro insieme a tutti i dati tecnici relativi al ponte ed a tutte le osservazioni avanzate.

Le regole delle Ferrovie Prussiane consigliano inoltre di tenere a parte, per i ponti importanti, campioni di materiale. Esistono cenni sul rilievo dei risultati delle prove di carico al fine di poter valutare, anche in epoche successive, la capacità portante del ponte.

In effetti si può dire che le Ferrovie prussiane affrontano in termini più che moderni, per l'epoca, e direi anche attuale, il grosso problema della buona manutenzione delle opere d'arte.

C'è da osservare che all'epoca solo le Ferrovie potevano sviluppare programmi più completi in quanto erano le uniche Amministrazioni le quali, gestendo tronchi ferroviari sufficientemente estesi, avevano in carico un elevato numero di ponti o viadotti le cui condizioni statiche dovevano sempre presentare caratteristiche di completa efficienza.

Infatti anche le ferrovie italiane seguono la medesima traccia e ciò dopo la loro unificazione che fu portata a termine nel 1905.

L'Ing. Riccardo Bianchi, già direttore delle Strade Ferrate Mediterranee, e primo Direttore Generale delle Ferrovie dello Stato, sia per prendere in esame il patrimonio delle opere d'arte delle Ferrovie riunite sia, forse, per uniformarsi agli standards europei (certamente più avanzati anche per le vicende politiche italiane e la costituzione dello Stato a seguito della Unità d'Italia), prese iniziative del tipo di quelle delle Ferrovie prussiane. Su tali basi si impostarono i criteri di ispezione e manutenzione delle opere d'arte delle nostre Ferrovie i quali sono stati progressivamente aggiornati ed hanno sempre rappresentato un fatto tecnico di notevole rilievo sia per il patrimonio di conoscenze delle strutture stesse sia per le possibilità di intervenire in tempi e nei modi adeguati ogni volta che un'opera evidenziava esigenze o necessità di interventi.

Senza entrare nel merito e nei dettagli delle varie circolari emesse tutti conoscono la cautela delle nostre Ferrovie in tema di opere d'arte. Le Ferrovie hanno sempre emesso proprie norme a volte anche in contrasto con le norme ufficiali vigenti. Tutti sono al corrente delle limitazioni che le Ferrovie impongono ai tassi di lavoro delle armature in elementi strutturali a contatto col terreno, del veto per le travi Gerber, delle prescrizioni relative all'ampiezza delle zone di appoggio, delle disposizioni per l'isolamento delle strutture nei riguardi delle correnti vaganti, delle cautele e perplessità nei riguardi delle strutture in calcestruzzo armato precompresso, delle limitazioni nei riguardi dei fenomeni deformativi.

Molte di queste limitazioni o veti specifici provengono dai risultati maturati da esperienze di vari decenni acquisite con rigidi programmi di ispezioni e di manutenzione.

Nel campo delle strutture a servizio della rete stradale sino agli anni cinquanta non si è fatto nulla.

Una centralizzazione dei problemi inerenti le opere d'arte della rete stradale statale è diventata possibile solo nel 1928 con la costituzione dell'A.N.A.S.

Ma con assestamenti politici, guerre varie e distruzioni di opere d'arte si arriva al 1945. L'A.N.A.S. viene sciolta e successivamente ricostituita. Nei quindici anni successivi, sino al 1960, le Amministrazioni sono impegnate nella ricostruzione e nell'avvio del programma autostradale. Le nuove opere realizzate si succedono a ritmo intensissimo. Con la realizzazione di tutte le nuove opere la percentuale di quelle esistenti si riduce progressivamente. Sembra che l'Italia stia rinnovando l'intero suo parco strutturale.

Sui ponti esistenti si interviene solo in tema di manutenzione straordinaria. Una delle cause più frequenti di dissesto statico, a parte problemi connessi all'età di alcune opere, è determinata dalla erosione delle pile dovuta anche alle variazioni del regime idraulico dei fiumi, causato da prelievi di materiale dall'alveo, spesso autorizzati. Ma non si è, quindi, nell'ambito di una normale manutenzione o regolamentazione.

Voglio ricordare l'opera svolta a suo tempo dal Prof. Luigi Stabilini, ordinario di Tecnica delle Costruzioni e Direttore dell'Istituto di Costruzioni e Ponti del Politecnico di Milano, il quale fu tra i pochi, e sin dal 1950, ad avere una visione organica di tale ordine di problemi. Il contributo del Prof. Stabilini è documentato da varie pubblicazioni a riguardo, dalle quali emergono considerazioni attuali sulla necessità di impostare tecniche di difesa dell'importante patrimonio dei ponti per una nazione.

La carenza di ispezioni e manutenzione nei riguardi dei ponti è recepita dall'A.N.A.S. che emette tre successive circolari e precisamente:

- circolare n. 7226 del 10 dicembre 1959;
- circolare n. 1894 del 14 dicembre 1962;
- circolare n. 2834 del 20 gennaio 1964.

La circolare n. 1894, che pochi conoscono, definisce una chiara svolta nella problematica che trattiamo. E' opportuno riportarne uno stralcio che pone in evidenza l'assenza di una precisa sensibilizzazione sulla gravità del tema da parte di tutti gli uffici interessati.

Il testo della circolare recita:

« Con circolare n. 7226 del 10 dicembre 1959, venivano impartite precise disposizioni affinché venissero

effettuate visite periodiche non solo alle strutture delle opere d'arte, onde accertarne le perfette condizioni statiche, ma, anche, alla configurazione degli alvei dei corsi d'acqua in corrispondenza dei relativi manufatti, onde accertare che cause naturali ovvero indiscriminate detrazioni di materiali non avessero sostanzialmente modificato il regime idraulico della corrente ».

E prosegue:

« Poiché si è purtroppo constatato che, nonostante le disposizioni impartite, il prelievo di materiali ghiaiosi, o sabbiosi, dal greto dei fiumi, nell'attuale fervore di realizzazione delle numerose opere pubbliche e private, è dovunque esorbitante ed avviene anche nelle aree interdette, è indispensabile che le SS.LL. intervengano con la massima energia e tempestività, onde infrenare queste infrazioni che, in dispregio di tutto quanto la tecnica e l'esperienza insegnano, mettono, inevitabilmente, i manufatti in condizioni di stabilità precaria, con irrimediabili conseguenze non solo per il patrimonio nazionale, ma con grave pregiudizio per l'incolumità del traffico. Il prelievo di inerti dall'alveo dei corsi d'acqua nelle adiacenze dei manufatti è sempre dannoso, perché il conseguente aumento della pendenza porta sempre ad un accrescimento della velocità dei filetti fluidi conferendo ad essi una maggiore forza erosiva e di trasporto che in genere inficia la stabilità delle fondazioni col loro scalzamento nel tempo ».

E' un testo che deve fare riflettere ed è un testo che pone l'A.N.A.S. in posizione di chiaro prestigio per aver posto a tempo opportuno il problema. L'A.N.A.S., inoltre, a tre anni di distanza è costretta a ripetersi con una nuova circolare poiché la precedente è stata disattesa.

Oggi, dalla circolare del 1959, son trascorsi quasi 25 anni.

In questo periodo, sino ad oggi, il problema della ispezione e manutenzione dei ponti si è presentato in forma varia e comunque grave nei paesi più industrializzati — che hanno realizzato anche reti autostradali negli ultimi anni, o che hanno completato quelle che avevano.

A parte l'Italia, cito gli Stati Uniti, la Germania ovest, la Danimarca, la Francia, il Giappone.

A parte quel che è stato fatto nei vari paesi europei negli ultimi anni, farò riferimento ora agli sviluppi italiani e per confronto a quanto è stato fatto negli Stati Uniti d'America.

Due crolli segnano l'inizio di una svolta e di una nuova politica nella difesa del patrimonio dei ponti e della pubblica incolumità.

Nel dicembre 1967 crolla negli Stati Uniti il Silver Bridge sul fiume Ohio tra gli Stati della West Virginia e dell'Ohio.

Il crollo causa quarantasei vittime e la successiva inchiesta mostra che molti Stati non erano a conoscenza neanche dell'esatto numero di ponti appartenenti al loro territorio e soprattutto che non esistevano disposizioni statali inerenti la loro ispezione e manutenzione.

Con l'efficienza e le caratteristiche di recupero che, a volte, caratterizzano gli Stati Uniti, ed anche perché il disastro del Silver Bridge fu di enorme dimensione, nel 1968, cioè pochi mesi dopo, il Congresso emanò una legge che demandò ai competenti uffici di redarre norme (National Bridge Inspection Standard) per l'inventario, l'ispezione e la manutenzione dei ponti. Tale legge, inoltre, imponeva a tutti gli Stati della Confede-

razione di procedere ad un inventario di tutti i ponti delle strade Federali.

Nel 1970 fu stabilito di classificare i ponti in funzione del loro impiego e furono fissati criteri di priorità di interventi.

Il 27 aprile 1971 il Federal-Aid Highway Act pubblicò le « National Bridge Inspection Standard » (N.B.I.S.) soddisfacendo il mandato del Congresso.

Entro la fine del 1973 molti Stati avevano inventariato gran parte delle più importanti opere d'arte.

Nel 1978 il Congresso fece estendere il programma di inventario anche alle reti secondarie.

L'inventario globale negli Stati Uniti di America si ritenne completato il 31 dicembre 1980.

Come risultato di tale ingente sforzo furono inventariati 260.000 ponti del Federal-Aid Highway System e 314.000 ponti per tutte le altre arterie. Inoltre venne stabilito, per i ponti su strade pubbliche, una ispezione biennale sotto la direzione dei governi locali.

I ponti con capacità portante inferiore alle 3,0 t furono chiusi al traffico.

Furono stabiliti limiti superiori a livello nazionale.

Gli Stati, però, nell'ambito dei loro poteri discrezionali possono introdurre ulteriori limitazioni ed ogni restrizione ritenuta necessaria.

Senza entrare nel merito e nella tecnica di conduzione delle ispezioni e della impostazione dei programmi di manutenzione si fa presente che gli Stati Uniti hanno provveduto ad istruire ed abilitare tecnici, anche non appartenenti ad amministrazioni statali, al fine di sviluppare in modo sufficientemente omogeneo tale programma.

Altra notizia degna di nota è che nello sviluppo del precedente programma 3.400 ponti furono ritenuti non agibili e chiusi al traffico e 150.000 hanno avuto restrizioni di carico.

In Italia, invece, si registra nel 1966 il crollo del ponte di Ariccina, nei pressi di Roma. Sulla spinta emotiva determinata da tale crollo, che ebbe eco Nazionale, il Ministero dei LL.PP. il 19 luglio 1967 emana la circolare n. 6736/61 dal titolo « Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali ».

La circolare così introduce il problema:

« Recenti gravi avvenimenti interessanti la stabilità di opere d'arte e manufatti stradali ripropongono la considerazione della necessità di organizzare nel modo più efficiente il necessario controllo periodico delle condizioni statiche delle opere stesse. Controlli intesi nel senso più completo: accertamenti periodici delle condizioni di stabilità delle varie strutture, ed in particolare di quelle portanti, e controllo dello stato di conservazione, ai fini del mantenimento in efficienza delle stesse e delle altre parti accessorie. I controlli debbono investire anche le pertinenze dei manufatti... zona di posa delle fondazioni, letto ed alveo dei corsi d'acqua, scarpate e terreno latistante... ».

La circolare affronta i problemi in modo completo sotto l'aspetto tecnico, giuridico, esecutivo e si interessa anche della diffusione del documento. Si dà incarico all'A.N.A.S. di darne comunicazione ai Compartimenti Regionali, alle Prefetture per la diffusione presso le Province ed i Comuni, alla Cassa per il Mezzogiorno per la diffusione presso gli Enti concessionari, al Ministero dell'Agricoltura e Foreste per la diffusione presso gli enti di bonifica, riforma fondiaria e di sviluppo nel cui comprensorio ricadano opere d'arte

te stradali, l'A.I.S.C.A.T. presso le Società concessionarie di Autostrade e di tunnels associate.

Trattasi di una circolare più che completa in materia ed è stata la più disattesa.

Pochissimi enti, provincie e comuni, hanno provveduto ad affrontare i temi della circolare ma mai in modo completo.

Nel corso di esperienze professionali ho preso atto dei testi originali, di note, inviate dal Genio Civile ad enti, di solleciti. Gli enti non rispondevano per l'impossibilità tecnica ed economica di far fronte ad una indagine di tali dimensioni.

C'è da dire che alla circolare non seguì un piano di finanziamento specifico e ciò pose in difficoltà praticamente tutte le Amministrazioni.

L'A.N.A.S. ancora nel 1967 emette una circolare per l'ispezione e manutenzione degli appoggi.

Infine nel 1978 l'A.N.A.S. mette a punto il progetto di un poderoso piano manutentorio. Afferma l'A.N.A.S. « Per ottemperare a quanto richiesto dalla circolare n. 6736 del 19 luglio 1967 del ministero dei LL.PP. e con l'obiettivo finale della conservazione e del miglioramento del patrimonio, nonché per la salvaguardia della sicurezza degli utenti, il programma manutentorio delle opere d'arte assume aspetti di primaria importanza ».

In tale piano è contemplata per ogni struttura da ponte la redazione di una scheda tecnica. Vengono precisati i tipi di ispezione:

- Ispezione di « routine » (prove di classe I).
- Ispezioni principali (prove di classe II).
- Ispezioni speciali (prove di classe III).
- Ispezione per opere eccezionali.

Fig. 11

SCHEDA TECNICA 1. DATA DI REALIZZAZIONE 2. DATA DI ISPEZIONE 3. TIPO DI STRUTTURA 4. CATEGORIA DI STRUTTURA		DATI STRUTTURA 1. ANNO DI COSTRUZIONE 2. CATEGORIA DI STRUTTURA 3. CATEGORIA DI STRUTTURA 4. CATEGORIA DI STRUTTURA 5. CATEGORIA DI STRUTTURA 6. CATEGORIA DI STRUTTURA 7. CATEGORIA DI STRUTTURA 8. CATEGORIA DI STRUTTURA 9. CATEGORIA DI STRUTTURA 10. CATEGORIA DI STRUTTURA 11. CATEGORIA DI STRUTTURA 12. CATEGORIA DI STRUTTURA 13. CATEGORIA DI STRUTTURA 14. CATEGORIA DI STRUTTURA 15. CATEGORIA DI STRUTTURA 16. CATEGORIA DI STRUTTURA 17. CATEGORIA DI STRUTTURA 18. CATEGORIA DI STRUTTURA 19. CATEGORIA DI STRUTTURA 20. CATEGORIA DI STRUTTURA 21. CATEGORIA DI STRUTTURA 22. CATEGORIA DI STRUTTURA	
STATO DELLA STRUTTURA 1. STATO DELLA STRUTTURA 2. STATO DELLA STRUTTURA 3. STATO DELLA STRUTTURA 4. STATO DELLA STRUTTURA 5. STATO DELLA STRUTTURA 6. STATO DELLA STRUTTURA 7. STATO DELLA STRUTTURA 8. STATO DELLA STRUTTURA 9. STATO DELLA STRUTTURA 10. STATO DELLA STRUTTURA 11. STATO DELLA STRUTTURA 12. STATO DELLA STRUTTURA 13. STATO DELLA STRUTTURA 14. STATO DELLA STRUTTURA 15. STATO DELLA STRUTTURA 16. STATO DELLA STRUTTURA 17. STATO DELLA STRUTTURA 18. STATO DELLA STRUTTURA 19. STATO DELLA STRUTTURA 20. STATO DELLA STRUTTURA 21. STATO DELLA STRUTTURA 22. STATO DELLA STRUTTURA		MATERIALI 1. MATERIALI 2. MATERIALI 3. MATERIALI 4. MATERIALI 5. MATERIALI 6. MATERIALI 7. MATERIALI 8. MATERIALI 9. MATERIALI 10. MATERIALI 11. MATERIALI 12. MATERIALI 13. MATERIALI 14. MATERIALI 15. MATERIALI 16. MATERIALI 17. MATERIALI 18. MATERIALI 19. MATERIALI 20. MATERIALI 21. MATERIALI 22. MATERIALI	
DATI STRUTTURA 1. DATI STRUTTURA 2. DATI STRUTTURA 3. DATI STRUTTURA 4. DATI STRUTTURA 5. DATI STRUTTURA 6. DATI STRUTTURA 7. DATI STRUTTURA 8. DATI STRUTTURA 9. DATI STRUTTURA 10. DATI STRUTTURA 11. DATI STRUTTURA 12. DATI STRUTTURA 13. DATI STRUTTURA 14. DATI STRUTTURA 15. DATI STRUTTURA 16. DATI STRUTTURA 17. DATI STRUTTURA 18. DATI STRUTTURA 19. DATI STRUTTURA 20. DATI STRUTTURA 21. DATI STRUTTURA 22. DATI STRUTTURA		STATO GENERALE 1. STATO GENERALE 2. STATO GENERALE 3. STATO GENERALE 4. STATO GENERALE 5. STATO GENERALE 6. STATO GENERALE 7. STATO GENERALE 8. STATO GENERALE 9. STATO GENERALE 10. STATO GENERALE 11. STATO GENERALE 12. STATO GENERALE 13. STATO GENERALE 14. STATO GENERALE 15. STATO GENERALE 16. STATO GENERALE 17. STATO GENERALE 18. STATO GENERALE 19. STATO GENERALE 20. STATO GENERALE 21. STATO GENERALE 22. STATO GENERALE	
STATO GENERALE 1. STATO GENERALE 2. STATO GENERALE 3. STATO GENERALE 4. STATO GENERALE 5. STATO GENERALE 6. STATO GENERALE 7. STATO GENERALE 8. STATO GENERALE 9. STATO GENERALE 10. STATO GENERALE 11. STATO GENERALE 12. STATO GENERALE 13. STATO GENERALE 14. STATO GENERALE 15. STATO GENERALE 16. STATO GENERALE 17. STATO GENERALE 18. STATO GENERALE 19. STATO GENERALE 20. STATO GENERALE 21. STATO GENERALE 22. STATO GENERALE		GIUDIZIO 1. GIUDIZIO 2. GIUDIZIO 3. GIUDIZIO 4. GIUDIZIO 5. GIUDIZIO 6. GIUDIZIO 7. GIUDIZIO 8. GIUDIZIO 9. GIUDIZIO 10. GIUDIZIO 11. GIUDIZIO 12. GIUDIZIO 13. GIUDIZIO 14. GIUDIZIO 15. GIUDIZIO 16. GIUDIZIO 17. GIUDIZIO 18. GIUDIZIO 19. GIUDIZIO 20. GIUDIZIO 21. GIUDIZIO 22. GIUDIZIO	
VALUTAZIONE TECNICA 1. VALUTAZIONE TECNICA 2. VALUTAZIONE TECNICA 3. VALUTAZIONE TECNICA 4. VALUTAZIONE TECNICA 5. VALUTAZIONE TECNICA 6. VALUTAZIONE TECNICA 7. VALUTAZIONE TECNICA 8. VALUTAZIONE TECNICA 9. VALUTAZIONE TECNICA 10. VALUTAZIONE TECNICA 11. VALUTAZIONE TECNICA 12. VALUTAZIONE TECNICA 13. VALUTAZIONE TECNICA 14. VALUTAZIONE TECNICA 15. VALUTAZIONE TECNICA 16. VALUTAZIONE TECNICA 17. VALUTAZIONE TECNICA 18. VALUTAZIONE TECNICA 19. VALUTAZIONE TECNICA 20. VALUTAZIONE TECNICA 21. VALUTAZIONE TECNICA 22. VALUTAZIONE TECNICA		GIUDIZIO 1. GIUDIZIO 2. GIUDIZIO 3. GIUDIZIO 4. GIUDIZIO 5. GIUDIZIO 6. GIUDIZIO 7. GIUDIZIO 8. GIUDIZIO 9. GIUDIZIO 10. GIUDIZIO 11. GIUDIZIO 12. GIUDIZIO 13. GIUDIZIO 14. GIUDIZIO 15. GIUDIZIO 16. GIUDIZIO 17. GIUDIZIO 18. GIUDIZIO 19. GIUDIZIO 20. GIUDIZIO 21. GIUDIZIO 22. GIUDIZIO	
NOTE 1. NOTE 2. NOTE 3. NOTE 4. NOTE 5. NOTE 6. NOTE 7. NOTE 8. NOTE 9. NOTE 10. NOTE 11. NOTE 12. NOTE 13. NOTE 14. NOTE 15. NOTE 16. NOTE 17. NOTE 18. NOTE 19. NOTE 20. NOTE 21. NOTE 22. NOTE		NOTE 1. NOTE 2. NOTE 3. NOTE 4. NOTE 5. NOTE 6. NOTE 7. NOTE 8. NOTE 9. NOTE 10. NOTE 11. NOTE 12. NOTE 13. NOTE 14. NOTE 15. NOTE 16. NOTE 17. NOTE 18. NOTE 19. NOTE 20. NOTE 21. NOTE 22. NOTE	

Si riporta integralmente il modello della scheda tecnica proposta dall'A.N.A.S. e riportata anche nell'articolo dell'Ing. Massimo Perotti, allora Direttore Generale dell'A.N.A.S. e dell'Ing. Medardo Macori, pubblicato sulla Rivista Autostrade nel 1978 (fig. 11).

Anche il piano manutentorio dell'A.N.A.S. è rimasto allo stadio di progetto.

Il Ministero dei LL.PP. infine, in appoggio alla normativa pubblicata come detto sulla G.U. n. 308 del 10 novembre 1980, in data 11 novembre 1980 emette alcune « Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali ».

In tali istruzioni a pag. 3 si fa riferimento, a norme C.N.R., sulle caratteristiche delle strade del 1973 già superate all'epoca da analoghe norme pubblicate sul Bollettino C.N.R. n. 78 parte (i) del 28 luglio 1980, le quali prevedono peraltro anche particolari prescrizioni per le opere d'arte.

Purtroppo in tali istruzioni, pur se è inserito un breve paragrafo (n. 9) sulla manutenzione ed ispezione dei ponti, non viene assolutamente citata la circolare n. 6736/61 del 19 luglio 1967.

Ciò ha creato varie incertezze ma tale circolare, a mio parere, deve ritenersi ancora valida.

Emerge quindi che il problema tecnico relativo alla ispezione e manutenzione dei ponti è anche in Italia ben noto sotto l'aspetto tecnico ma manca ancora in modo assoluto una politica di avvio ed un piano economico per svilupparne l'esecuzione.

Il problema della ispezione e della manutenzione fu trattato in una tavola rotonda organizzata nel quadro

di un corso di aggiornamento sui « Problemi dei ponti a travata », da me diretto presso il Politecnico di Milano, nel giugno 1979.

Dopo quanto precisato si può dire che in Italia le varie Amministrazioni affrontano con politica unilaterale solo i problemi legati alle varie emergenze immediate.

Pertanto manca del tutto la possibilità di avere una visione globale anche in termini quantitativi e pertanto di operare anche a livello economico con un piano generale di intervento.

Si riportano (figg. 12-13) alcuni diagrammi, presi dal lavoro di Ahlskog « Bridge Inspection Program » presentato al Symposium IABSE del 1982 dai quali emergono alcuni orientamenti sulla possibilità di disporre di un quadro della situazione, magari per ogni regione o provincia, che indichi in forma sintetica lo stato di fatto dei ponti o con riferimento all'epoca di costruzione o con riferimento allo stato di degrado.

Il problema oggi non è più dilazionabile in quanto mentre 20 anni fa si aveva la sicurezza di disporre di un nuovo patrimonio di opere d'arte oggi ci sconvolge la constatazione che molte, gran parte, delle opere realizzate con il programma autostradale e con tutte le iniziative a livello locale presentano inconvenienti di varia natura. Alcune di tali opere hanno quasi trenta anni e quindi il problema ci aggredisce con caratteristiche qualitative e quantitative inusuali.

PROPOSTE E CONCLUSIONI

Da quanto esposto emerge che gli enti preposti all'esercizio della rete stradale sono sensibilizzati al problema della ispezione e manutenzione delle opere d'arte e ciò rappresenta una affermazione di un fondamentale principio. Il problema della manutenzione, oltre a garantire una sicurezza all'esercizio delle opere, assume l'aspetto di tutela e conservazione di un patrimonio pubblico che va salvaguardato sotto ogni aspetto.

Ma l'attuale impostazione che si dà anche all'estero ed in Italia, al problema della manutenzione, anche nel quadro di quel che abbiamo detto, presenta aspetti carenti e tenta variamente di porre in evidenza la necessità dei censimenti, degli interventi periodici, la natura degli interventi e problematiche varie.

E' fondamentale però che tale analisi assuma anche risvolti critici per impostare il futuro. La ispezione deve fornire un preciso resoconto tecnico del tipo di degrado che l'opera presenta e delle sue origini, della frequenza con cui si presenta anche in opere analoghe.

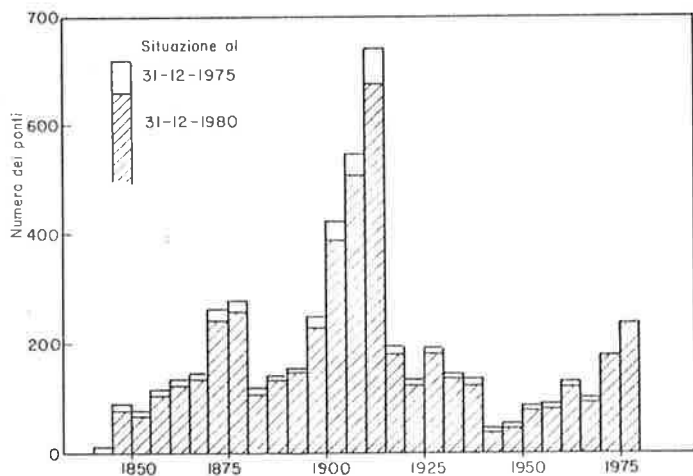
Il resoconto tecnico si deve esprimere sulla professionalità e cura con cui l'Impresa ha eseguito l'opera e sull'operato della Direzione dei Lavori.

Ciò, naturalmente ed, in modo particolare, con riferimento alle opere degli ultimi trenta anni, con particolare riferimento alle strutture in conglomerato armato precompresso.

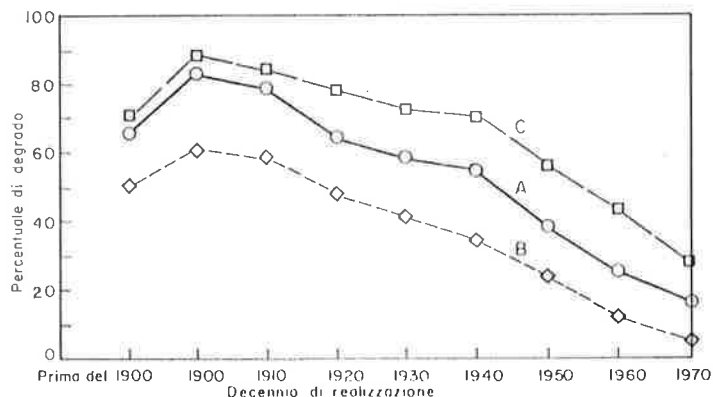
Come degrado si deve intendere un fenomeno di inevitabile usura dovuto all'esercizio, alle condizioni climatiche, a fenomeni non sufficientemente noti all'epoca della costruzione.

Ma non si possono considerare degrado quelli che sono « difetti costruttivi » dovuti ad inefficienze varie.

Cito, ad esempio, il problema delle iniezioni dei cavi di precompressione nelle strutture post-tese che si stanno evidenziando incomplete e difettose su larga scala. Trattasi, in questo caso, di un reale difetto



12 - Età dei ponti delle ferrovie tedesche.



13 - Percentuali di degrado dei ponti alla decade di costruzione: A - tutti i ponti; B - ponti con sistema di controllo federale; C - ponti fuori dal sistema di controllo.

costruttivo che nulla ha da vedere con i tipi di degrado per usura.

Però, se l'inconveniente, a seguito di ispezioni, risulta di vaste proporzioni allora è da porsi qualche domanda d'altro tipo.

Infatti se si dimostra che anche Imprese di alta professionalità e Direzioni dei lavori efficienti sono incorse in simili inconvenienti allora è necessario rivolgere l'attenzione, per l'impostazione delle opere da realizzare, al sistema costruttivo che può presentare deficienze e pratica impossibilità di esecuzione a regola d'arte — e come tale va variato (ad esempio potrebbero essere imposti cavi con guaine di maggior diametro o speciali distanziatori).

Un altro aspetto importante che le ispezioni comparate devono porre in evidenza è quello delle scelte progettuali.

Negli ultimi anni, per una serie di ragioni di cui fondamentali sono quelle economiche, si è assistito a realizzazioni con scelte progettuali inadeguate. Negli attraversamenti dei corsi d'acqua spesso le luci sono state fissate in funzione dei sistemi costruttivi a disposizione senza alcuna preoccupazione del regime idraulico e della conseguente dislocazione delle pile. Si è cercato di impiegare elementi prefabbricati in condizioni inadeguate, in manufatti in pendenza longitudinale e trasversale, in obliquo, in curva per i quali il getto in opera avrebbe risolto, con ovvio incremento economico, in modo completo i vari problemi.

Moltissime critiche vanno mosse ai sistemi di prefabbricazione delle solette. Gli elementi di campo di solette prefabbricate involuppano l'estradosso curvo delle travi in c.a.p. con una poligonale e sarebbe necessaria almeno una malta di allettamento per sanare le discontinuità. I dislivelli tra le varie travi fanno sì che il campo di soletta poggi su tre punti.

Con i campi di soletta continui trasversalmente gli estradossi delle travi, non allineati, alterano le luci e gli schemi statici trasversali.

Inoltre c'è da tener conto che se la soletta di impalcato è precompressa si elimina ogni possibilità di successivi interventi senza alterare anche la statica globale dell'opera.

I manufatti esposti all'urto di veicoli fuori sagoma devono avere particolari prescrizioni — con particolare riferimento ai traversi e alle ali inferiori delle travi.

La ispezione e la manutenzione devono fornire quindi indirizzi per il futuro.

C'è da chiedersi se l'adozione di sezioni che non permettono un controllo visivo non sia da vietare quando l'altezza delle stesse non permette ispezionabilità dall'interno (caso delle travi ad ala larga inferiore).

Infine si vuole sottolineare che la funzione del collaudatore deve essere interpretata in chiave più moderna. Il collaudo, in effetti, deve rappresentare la prima completa ispezione all'opera e nel caso di strutture da

ponte sarebbe necessario introdurre la figura del collaudatore in corso dell'opera.

Il collaudo deve prevedere una completa descrizione ed un rilievo geometrico dell'opera con le indicazioni di eventuali difformità dal progetto, errori di subverticalità delle pile, fessure esistenti all'atto della costruzione per ragioni di vario tipo, rilievo dello stato di deformazione degli elementi strutturali per effetto dei carichi permanenti. Il collaudo deve recepire i fatti più significativi della costruzione dell'opera. Oltre alle prove sui materiali sarebbe opportuno che il certificato di collaudo recepisca elementi relativi al tiro dei cavi, alle perdite registrate, alle operazioni di iniezione.

In altri termini il certificato di collaudo deve diventare un atto di nascita dell'opera cui si possa far costante riferimento nelle ispezioni lungo la vita della struttura per ogni utile confronto con la situazione iniziale ogni volta che viene rilevato un fatto anomalo durante la vita dell'opera.

Anche per le prove di carico il discorso dovrebbe essere più attento ed approfondito.

Le prove statiche dovrebbero essere integrate anche da opportuni tests dinamici e tutti i risultati dovrebbero essere discussi e commentati in modo sufficientemente ampio in modo da avere documentazione di rigoroso confronto con altre prove di carico simili da ripetere sull'opera a scadenza, ad esempio, di 10 anni, o quando l'opera manifesta qualche forma di degrado.

Questo incontro di Treviso organizzato dall'A.I.C.A.P., oltre l'esame approfondito delle metodologie di rilievo delle situazioni di degrado e di quelle di intervento, deve fornire qualche traccia chiara per il futuro.

E' necessario trasferire a coloro che ci seguiranno le esperienze maturate in trent'anni irripetibili di realizzazione di ponti e viadotti attraverso una analisi critica delle scelte operate e proposte per il futuro.

Senza di ciò un convegno sulla ispezione e manutenzione dei ponti si disperde in infiniti filoni di fatti specifici che tolgono generalità ad uno dei più grossi problemi che ci ha già cooptati e che ci aggredirà nel futuro con dimensioni di cui è difficile valutare l'entità.

Infine auspico che a conclusione di questo convegno di tecnici del settore possa essere approvata una mozione agli organi dello Stato, Ministero dei LL.PP. ed A.N.A.S. nella quale, pur riconoscendo l'opera già svolta a vari livelli, si faccia presente l'urgenza di impostare una attiva politica sulla ispezione e manutenzione dei ponti allineandoci ai Paesi più avanzati in materia e l'urgenza di studiare norme generali di progettazione, collaudo ed anche di criteri di giudizio in gare di appalto, le quali possano meglio indirizzare enti e tecnici nella scelta e realizzazione di opere più aderenti alle varie situazioni geografiche ed ambientali, predisposte per la manutenzione, con criteri intesi ad assicurare quella durabilità che l'impegno economico e di sicurezza richiedono.

BIBLIOGRAFIA

- [1] J. AHLSSKOG - Bridge Inspection Program: a vital bridge planning Program aid - IABSE Symposium, Washington, 1982.
- [2] R. CAPRA, F. MARTINEZ - Proposte di normativa per ponti prefabbricati - Convegno C.T.E., Siena, 1976.
- [3] F. MARTINEZ, P. GIOVANNONZI - Manutenzione dei ponti a travata. Problemi delle strutture dei ponti a travata - Milano, 1979.
- [4] M. PEROTTI, M.M. MACORI - Il piano nazionale manutentorio - Autostrade, marzo 1978.
- [5] F. SCIBILIA - Manutenzione dei ponti ferroviari. Problemi delle strutture dei ponti a travata - Milano, 1979.
- [6] H. SIEBKE - Supervision and Inspection of the structures of the German Federal Railway - IABSE Symposium, Washington, 1982.

SEMINARIO A.I.C.A.P. - M A C: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Alcuni aspetti della attività internazionale in tema di comportamento in servizio e manutenzione dei ponti in cemento armato, sia normale che precompresso

PROF. ING. E.F. RADOGNA

CONSIDERAZIONI GENERALI

Nella sua accezione più generale, il termine di « manutenzione » (franc.: *entretien*; ingl.: *maintenance*; ted.: *Instandhaltung*) indica l'azione diretta a conservare in buono stato un dato oggetto, che, durante la sua vita di utilizzazione, è suscettibile di deterioramento.

Approfondendo l'esame della definizione, si possono riconoscere alcune implicazioni, che giova richiamare, come introduzione di carattere metodologico ai problemi più specifici della manutenzione dei ponti di cemento armato, normale o precompresso, e precisamente:

a) l'esistenza di cause deterioranti, che non sono separabili dalle condizioni di utilizzazione e che in parte derivano dall'ambiente circostante ed in parte dalle modalità d'uso;

b) la predisposizione dell'oggetto a subire alterazioni, ciò che dipende in parte dai materiali costitutivi, in parte dalle caratteristiche morfologiche e dimensionali e che è comunque notevolmente esaltata dalla presenza di difetti;

c) la evoluzione nel tempo dei fenomeni di deterioramento, che normalmente è graduale e progressiva sia per il carattere cumulativo dei danni, sia per l'azione sinergica di cause contemporanee o comunque interagenti. Dopo una fase iniziale di incubazione, le alterazioni si evidenziano, si accentuano ed, in assenza di adeguate contromisure, possono raggiungere livelli di gravità tali da limitare prima e da precludere poi il regolare svolgimento delle operazioni di utilizzazione;

d) la distinzione fra la « durata intrinseca » dell'oggetto e la « durata della vita di servizio ». La prima corrisponde alla capacità di conservarsi in buono stato in sé e per sé, senza aiuti dall'esterno, e può essere considerata come una ulteriore proprietà fisica, globale, dell'oggetto analoga alla durabilità. La seconda è determinata da considerazioni sia tecniche che economiche che richiedono spesso il prolungamento della durata di utilizzazione rispetto a quella intrinseca. A tale scopo si rendono necessari interventi conservativi, da attuarsi durante la vita di servizio, secondo un programma temporale, che è tanto più articolato quanto maggiore è il numero di componenti non omogenei che costituiscono l'oggetto considerato e che presentano quindi, differenti resistenze al deterioramento;

e) la esigenza di controllare lo stato dell'oggetto durante la vita di utilizzazione, per adeguare le misure di conservazione alle modalità ed alla evoluzione dei fenomeni di degrado.

La ispezionabilità di un'opera, intesa come attitudine all'accesso in tutte le sue parti, in condizioni non pericolose e non disagiate per il personale incaricato di effettuare i controlli, costituisce un requisito impor-

tante ai fini della sicurezza e della conservazione nel tempo e, quindi, della buona qualità in generale.

La periodicità delle ispezioni dipende dalla rapidità con cui avviene il deterioramento e, quindi, dal corso della aggressività dell'ambiente e della gravosità dell'esercizio con la predisposizione individuale dell'opera a subire alterazioni;

f) la disponibilità di criteri di comparazione, che consentano di esprimere una valutazione graduata sullo stato di deterioramento riscontrato. Lo scopo di tali criteri è quello di oggettivizzare l'apprezzamento della situazione, effettuato dal personale che per primo esamina le alterazioni, in modo che la eventuale rilevanza del fenomeno sia segnalata tempestivamente ai centri decisionali competenti;

g) la disponibilità di tecniche di intervento, capaci di assicurare la continuità della utilizzazione, tenuto conto dei vincoli imposti alle operazioni manutentive dalla situazione ambientale e dalla esigenza di turbare il meno possibile le condizioni di servizio.

I molteplici aspetti messi in evidenza, pur non completando il panorama dei problemi relativi alla manutenzione, danno un'idea della complessità e delicatezza del processo manutentivo e della necessità di un inquadramento sistematico dei problemi stessi nell'ambito dei metodi di analisi della sicurezza strutturale.

Nella ingegneria civile, gli edifici ed i ponti costituiscono organismi formati da molteplici elementi, sia portanti che portati, caratterizzati da durate intrinseche differenti, anche in misura notevole. Negli edifici, dove le strutture sono generalmente protette, la manutenzione riguarda principalmente gli elementi portati e gli impianti. Nei ponti, sia stradali che ferroviari, la manutenzione riguarda tanto la sovrastruttura — pavimentazione, armamento dei binari — quanto le strutture portanti, che risultano esposte alle azioni concomitanti delle intemperie, dei sali antigelo, del transito frequente di veicoli anche molto pesanti e veloci, a cui si aggiunge, non di rado, una certa predisposizione al deterioramento, per difetti di progetto e/o di esecuzione.

Per quanto riguarda la terminologia, nel caso dei componenti non portanti si parla spesso genericamente di riparazione dei guasti, per indicare i diversi tipi di interventi di manutenzione.

Nel caso delle strutture portanti la nomenclatura è più articolata: « riparazione », quando l'intervento sulla struttura danneggiata ha la finalità di ripristinare, in tutto o in parte, le caratteristiche di prestazione preesistenti al danneggiamento.

Si parla poi di « rafforzamento », quando si interviene su una struttura non necessariamente danneggiata, allo scopo di aumentarne la capacità portante rispetto alla situazione precedente. Nel caso dei ponti, ciò si verifica quando si debba abilitare un manufatto

al transito di sovraccarichi, relativi alla categoria superiore a quella per cui l'opera è stata progettata.

Con « adeguamento antisismico » si intende il rafforzamento preventivo di una struttura, situata in una zona classificata come sismica, dopo la sua costruzione.

Per quanto riguarda il termine « sostituzione », il suo significato è ovvio. La sostituzione può rappresentare una operazione programmata, quando riguarda elementi strutturali aventi durata intrinseca minore della durata della vita di servizio, come è il caso di certi tipi di appoggi, realizzati con elastomeri sintetici. Nel caso invece di componenti portanti realizzati con materiali aventi una durata intrinseca dello stesso ordine di grandezza della durata della vita utile, come, per esempio, una trave prefabbricata in cemento armato pre-compresso, la sostituzione costituisce un provvedimento eccezionale, che potrebbe essere motivato da un incidente raro, quale la collisione del sovraccarico fuori sagoma di un autocarro con l'intradosso di una delle nervature, facente parte dell'impalcato di un sovrappasso.

Un esame preliminare dei concetti più frequentemente ricorrenti nei problemi di comportamento in servizio e di manutenzione non può considerarsi completo senza un riferimento alla durabilità ed alla affidabilità. Il termine durabilità viene oggi impiegato sempre più estesamente, riferendolo tanto ai materiali costitutivi quanto alle costruzioni nel loro complesso, per indicare, sostanzialmente, la stabilità nel tempo di quelle caratteristiche fisiche, chimiche, meccaniche, che influiscono sulle condizioni di servizio. Non manca la possibilità di qualche confusione nell'uso promiscuo di tale termine. Un contribuente chiarificatore si ottiene associando la durabilità di un materiale alla sua durata intrinseca e la durabilità di una costruzione alla durata della vita di servizio.

A sua volta il concetto di durabilità di un'opera, inteso come conservazione nel tempo delle sue caratteristiche, in virtù anche di interventi di manutenzione, si correla a quello di affidabilità, quando si voglia sottolineare gli aspetti della sicurezza ed, in particolare, la garanzia che una specifica funzione sia svolta in condizioni assegnate durante un dato periodo di tempo.

La durabilità dell'opera appare dunque come una condizione necessaria ai fini della affidabilità; di conseguenza la manutenzione, che assicura il raggiungimento della durata della vita di servizio attesa, acquista un ruolo esplicito nell'ambito più generale della analisi della sicurezza strutturale, sia per quanto riguarda la fase preliminare della ispezione che quella successiva della conservazione.

Nel caso delle ispezioni si ha l'opportunità di esaminare il comportamento delle costruzioni in servizio ottenendo delle informazioni di notevole interesse.

Se il comportamento è scervo da difetti, viene confermata la validità delle previsioni di progetto e la buona qualità dei materiali e delle tecnologie esecutive; se emergono aspetti patologici, l'analisi delle loro cause fornisce utili suggerimenti per evitare che essi si ripetano nelle nuove costruzioni, oltre che, naturalmente, per individuare i rimedi più idonei caso per caso.

E' interessante rilevare che le indagini sul comportamento in servizio delle costruzioni in cemento armato, e specialmente di quelle esposte direttamente alle azioni ambientali esterne, come è il caso dei ponti,

compaiono con sempre maggiore ricorrenza fra i temi di studio delle Associazioni internazionali, che operano nel campo della ingegneria strutturale. Scorrendo gli atti dei Congressi e dei Seminari degli ultimi trent'anni si trae l'impressione che le ragioni di tale crescente interesse siano sostanzialmente due:

— la prima è connessa con la evoluzione e la divulgazione del metodo agli stati limite, adottato, per la prima volta, dalla normativa sovietica nel 1955. Tale metodo rivolge una specifica attenzione alle condizioni di utilizzazione e definisce appositi stati limite, legati alle esigenze di funzionamento corretto e di durabilità, cioè alla affidabilità;

— la seconda deriva dalla oggettiva constatazione della esistenza di difetti, documentati nel corso di inchieste svolte da prima a livello nazionale e quindi estese nell'ambito internazionale.

La presenza di difetti ha posto a sua volta il problema dell'accertamento delle cause, in modo da predisporre rimedi per le costruzioni esistenti, e da svolgere azione di prevenzione, nei confronti delle nuove costruzioni.

L'osservazione sistematica delle opere eseguite, inizialmente sviluppata nel corso di indagini sulla durabilità dei materiali, in particolare sulla corrosione delle armature, e sulla fessurazione del calcestruzzo, è andata progressivamente acquistando un ruolo specifico nella analisi della sicurezza, come fase essenziale di un processo di controllo a controeazione, ben noto in altri campi della ingegneria, in base al quale il flusso delle informazioni, acquisite sul comportamento delle costruzioni esistenti ed organicamente elaborate da apposite commissioni di studio, fornisce criteri per il miglioramento della qualità delle costruzioni future.

Il problema di dare la massima divulgazione a tali criteri è aperto: una prima proposta operativa è quella di citarli nelle normative tecniche, nel corso dei loro aggiornamenti periodici.

Va peraltro segnalato che l'osservazione sistematica delle costruzioni esistenti e la raccolta dei dati sui difetti eventualmente riscontrati hanno incontrato nel passato, ed incontrano tuttora, incomprensioni ed ostacoli, che possono ricondursi a due motivi principali:

— l'opinione, largamente diffusa, che le opere realizzate in conglomerato cementizio abbiano durata pressoché illimitata, almeno in condizioni ambientali considerate « normali », ciò che conduce a ritenere, in certi casi, superflue le ispezioni sistematiche e non necessari, nelle previsioni economiche iniziali, gli oneri della manutenzione;

— la tendenza a non divulgare informazioni sui casi di deterioramento, nel timore che ne risulti compromessa la reputazione del progettista e del costruttore.

Malgrado tali difficoltà, testimoniate, specie nel passato, dalla limitata partecipazione alle inchieste promosse dalle Associazioni nazionali ed internazionali, grazie all'azione perseverante e benemerita di tali Associazioni, si dispone all'ora attuale di una massa cospicua di informazioni, che permettono di formulare due osservazioni di carattere generale, relative ai ponti:

— si sono riscontrati deterioramenti, inattesi per qualità e per quantità, in ponti di costruzione relativamente recente, aventi un'età dell'ordine di vent'anni;

— i fenomeni di degrado sono stati segnalati pressoché dovunque, anche nei Paesi a più avanzato sviluppo tecnologico, dove sono disponibili tutte le risorse di materiali e di mezzi d'opera, che dovrebbero

rendere possibile la realizzazione di opere esenti da difetti.

Tutto ciò appare a prima vista abbastanza sorprendente e contrasta, in modo decisamente fastidioso, con il convincimento rassicurante di poter realizzare opere compiutamente affidabili, in virtù dei grandi progressi conseguiti dalla tecnologia dei materiali e dei metodi di analisi delle strutture.

D'altra parte, poiché è un dato indiscutibile che molti ponti, anche recenti, hanno mostrato sintomi di deterioramento, si è riconosciuta in sede internazionale la necessità di affrontare organicamente tale realtà, per accertare le cause e proporre i rimedi.

A tale scopo una Associazione internazionale, il C.E.B. ha costituito una apposita Commissione di studio, la Commissione IX, sui temi « Comportamento in servizio, manutenzione e riparazione », che in brevissimo tempo, ha svolto un lavoro di inchiesta veramente cospicuo di cui i primi risultati sono stati pubblicati nel bollettino di informazione n. 138, nell'agosto 1980, e che contribuisce in modo sostanziale, sia dal punto di vista metodologico che da quello pratico, alla soluzione del problema della affidabilità delle costruzioni in c.a. e c.a.p.

Con la presente relazione ci si propone di esaminare alcuni aspetti della attività di ricerca sul problema del comportamento in servizio dei ponti, attingendo prevalentemente ai documenti della A.I.P.C. (Associazione Internazionale dei Ponti e grandi Strutture), della R.I.L.E.M. (Riunione Internazionale dei Laboratori di prove sui materiali), del CEB e della FIP.

Tali aspetti riguardano sia alcune questioni generali relative alla tipologia e classificazione dei difetti, alle relazioni fra difetti e stati limite, e a quelle fra durabilità generalizzata e sicurezza strutturale, sia i risultati più significativi delle inchieste svolte sul comportamento dei ponti, con particolare riguardo agli insegnamenti che se ne possono trarre per la prevenzione dei danni.

TIPOLOGIA E CRITERI DI CLASSIFICAZIONE DEI DANNEGGIAMENTI LOCALI

L'elencazione dei difetti costituisce una guida molto utile sia ai fini della ispezione delle opere e della messa a punto delle tecniche di auscultazione atti a rivelarli, sia in fase di progettazione, per evitare la predisposizione congenita dell'opera a subire danneggiamenti.

I difetti localizzati possono riguardare sia il calcestruzzo che le armature, ordinarie e pretese.

Nel calcestruzzo i difetti possono essere visibili dall'esterno, sotto forma di fessure, di vuoti fra gli inerti, di degradazione della pasta e/o degli inerti, ovvero possono non essere visibili, se riguardano la porosità o sono localizzati in zone interne.

Nelle armature i difetti possono essere preesistenti, come cricche di fusione, ovvero possono derivare da lavorazioni improprie, all'atto della piegatura delle barre o di operazioni di saldatura, o, infine, possono essere causati da alterazioni alla protezione offerta dal calcestruzzo, grazie all'azione passivante nei confronti della corrosione, indotta dall'elevato valore del pH.

La RILEM ha proposto una classificazione dei difetti del calcestruzzo di tipo descrittivo, utilizzando

una dettagliata nomenclatura in lingua francese (*).

I difetti sono divisi in tre categorie:

- 1) fessurazione;
- 2) degradazione;
- 3) difetti strutturali.

Per la fessurazione vengono distinti undici tipi di manifestazione, che vanno dai casi meno gravi di screpolature superficiali alle fessure propriamente dette, distinguendo fra esse quelle passanti e quelle isolate di grande ampiezza.

Per il degrado si considerano diciotto casi, dalla scagliatura superficiale ai distacchi di elementi lenticolari, alle presenze di efflorescenze, di stalattiti e stalagmiti, di incrostazioni, scalzamento degli aggregati, alterazione chimica degli aggregati, dilavamento della pasta.

Vengono classificati come difetti strutturali quelli causati dalle operazioni di miscelatura, la messa in opera e l'indurimento del calcestruzzo.

Essi sono sei:

- canali di essudazione;
- tasche di acqua;
- esfoliazione;
- nidi di ghiaia;
- tasche di sabbia;
- segregazione.

La Commissione IX del CEB, nel promuovere una raccolta di informazioni su casi individuali significativi di danneggiamento, ha proposto una classificazione tipologica dei danni, articolata in sei categorie principali:

1. Deterioramento del calcestruzzo.
2. Deterioramento dell'acciaio.
3. Deterioramento dei materiali accessori.
4. Deformazione o movimenti anomali.
5. Fessurazione.
6. Messa fuori servizio.

Nell'ambito di ciascuna categoria vengono introdotte ulteriori distinzioni; a titolo esemplificativo si citano quelle relative al calcestruzzo e quelle relative alla fessurazione.

Per quanto riguarda il calcestruzzo si considera:

1.1. Disgregazione locale:

- nidi di ghiaia;
- scagliature.

1.2. Difetti di impermeabilità:

- efflorescenze, stalattiti;
- infiltrazioni d'acqua.

1.3. Attacco chimico e fisico:

- eventualmente legato alla qualità del cemento.

Per quanto riguarda la fessurazione, ai fini della descrizione si distingue fra:

- 5.1. Lesioni fini, inferiori a 1/10 di mm.
- 5.2. Lesioni medie, comprese fra 1/10 e 3/10 di mm.
- 5.3. Lesioni larghe, superiori a 3/10 di mm.
- 5.4. Si richiede inoltre di esaminare le variazioni delle ampiezze delle lesioni in presenza di sovraccarichi ed in presenza di variazioni termiche.

5.5. Si considera il caso di fenomeni di fessurazione concentrata in zone ristrette — per i quali si adotta il termine di fratturazione — che possono modificare il sistema meccanico della struttura.

La lista dei deterioramenti allegata al questionario

(*) Vedi Allegato 2 del Rapporto sulla corrosione di R. Baus e K. Brenneisen, pubblicato dall'AIPC nel 1970.

del CEB considera situazioni di gravità molto differenziata che vanno dagli stati limite di servizio a quelli ultimi. Sulla correlazione fra danneggiamenti e stati limite si possono fare alcune ulteriori considerazioni.

DANNEGGIAMENTI E STATI LIMITE

Come è noto, si definisce « stato limite » una condizione particolare, in corrispondenza della quale una struttura o una sua parte viola uno dei criteri che condizionano il suo comportamento o la sua utilizzazione. Lo stato limite è situato dunque alla frontiera di un dominio che contiene stati ammissibili o dal punto di vista della utilizzazione o dal punto di vista della integrità del sistema resistente.

Nel caso degli stati limite ultimi di resistenza o di instabilità, la correlazione fra gli stati limite ed i fenomeni di crisi che ad essi corrispondono è chiara, per la evidenza con cui i fenomeni stessi si manifestano.

Gli stati limite di esercizio sono definiti invece dal raggiungimento di valori critici di certi parametri, quali l'ampiezza delle lesioni o lo spostamento in una prefissata direzione del baricentro di una data sezione, valori fissati in modo da garantire corrette condizioni di impiego, sia dal punto di vista della protezione delle armature, sia da quello dei requisiti di prestazione.

Una considerazione particolare va fatta per lo stato limite ultimo di fatica, che, a differenza degli altri, si manifesta sotto carichi di servizio, purché ripetuto un gran numero di volte.

Pertanto tutta una serie di fenomeni, descritti come screpolature superficiali o lesioni capillari, pur rientrando nella categoria dei difetti del calcestruzzo, possono non essere determinanti ai fini del raggiungimento dello stato limite di fessurazione.

Allo stesso modo, la definizione di spostamento critico ai fini dello stato limite di deformazione deve essere fatta caso per caso, in relazione alla natura dei prevedibili sovraccarichi fissi e mobili ed alla destinazione della struttura.

Nelle Regole unificate comuni ai differenti tipi di opere e di materiali, che precedono il Model Code 78, al punto 2.3, dedicato agli stati limite di utilizzazione, per quanto riguarda i danneggiamenti locali viene precisato quanto segue:

« I danneggiamenti che possono prodursi in certe parti ben determinate della struttura e suscettibili della necessità di una manutenzione, i quali possono avere come conseguenza una corrosione e, quindi, una degradazione dell'aspetto o della possibilità di utilizzazione dell'opera, devono essere limitati ».

A parte considerazioni estetiche, il danneggiamento locale del materiale, provocato da fenomeni fisici e chimici, influisce in senso negativo sulle caratteristiche di resistenza delle sezioni, alterando i materiali, riducendo le sezioni, provocando discontinuità, determinando concentrazioni di tensioni, diminuendo la capacità di rispondere alle richieste di prestazione.

I fenomeni di degrado dei materiali vengono inclusi negli stati limite di servizio, quando, nell'ambito della durata della vita prevista per la costruzione, non comportano riduzione della capacità portante; in caso contrario la loro influenza, non rivelata tempestivamente e non contrastata con opportune misure di protezione, può dar luogo, alla lunga, a fenomeni propri della categoria degli stati limite ultimi.

Resta dunque confermata la necessità di controllare

periodicamente lo stato di conservazione dei ponti con ispezioni affidate a personale esperto, dotato di apparecchiature adatte a rivelare la presenza di discontinuità e di difetti anche all'interno delle strutture ed in particolare nelle guaine dei cavi post-tesi.

DURABILITÀ GENERALIZZATA E SICUREZZA STRUTTURALE

Storicamente il concetto di durabilità nasce con riferimento ai materiali da costruzione. Vitruvio, nel II libro della sua opera sull'Architettura, si sofferma dettagliatamente sui materiali dell'epoca, considerandone il comportamento agli agenti atmosferici. Per quanto riguarda le pietre naturali, egli suggerisce di effettuare controlli preliminari sulla loro durabilità, estraendone campioni della cava durante l'estate e lasciandoli esposti per due anni alle intemperie, prima di accettarne l'impiego nelle opere in elevazione, che sono quelle più esposte agli agenti atmosferici.

L'impiego generalizzato del calcestruzzo in tutti i campi delle costruzioni civili e industriali nelle condizioni climatiche più varie, a partire dalla invenzione del cemento Portland da parte dell'Aspdin nel 1824, ha reso necessario estendere le indagini sulla durabilità non solo alla resistenza alle intemperie, seguendo la tradizione del passato, ma anche a quella contro il deterioramento chimico, contro le alternanze del gelo e disgelo, contro il fuoco, contro l'abrasione e la cavitazione.

Oltre alla durabilità del calcestruzzo non armato si è poi indagato su quella del cemento armato, considerato come materiale composito, il cui comportamento a certe azioni esterne, per esempio quelle dell'acqua di mare, può risultare meno soddisfacente di quello del solo conglomerato.

In tempi più recenti si nota la tendenza ad estendere il termine di durabilità dai materiali costitutivi alla struttura nel suo complesso.

Non mancano critiche a tale estensione: si ritiene che il termine di durabilità debba mantenere il suo significato originario, che è riferito ai materiali e che per le strutture il concetto di conservazione delle caratteristiche iniziali debba invece essere espresso in termini di efficienza per tutta la durata della vita di servizio. Nel caso di un ponte, la durata della vita di servizio è influenzata non solo dalla durabilità del conglomerato, che, d'altro canto, può risultare variabile da una zona all'altra del manufatto per effetto della essudazione del calcestruzzo, delle riprese di getto, dell'effetto parete, della disposizione e della densità delle armature, dello spessore del copriferro, ma anche in relazione alle caratteristiche dei giunti, di quelle degli apparecchi di appoggio, del comportamento del terreno di fondazione, delle azioni impulsive anormali dei veicoli dovute a difetti della pavimentazione, dei gradienti termici impressi alla struttura nel corso delle operazioni di maturazione accelerata condotte con modalità non appropriate, della efficacia protettiva della cappa di impermeabilizzazione sull'impalcato, della capacità di smaltimento delle acque del sistema fognario.

I fattori della estensione del termine di durabilità alla struttura rimuovono la critica precedente proponendone una definizione generalizzata:

per durabilità di una costruzione si intende la attitudine a conservare la propria integrità in condizioni normali di esercizio e di manutenzione, durante l'intera vita di servizio prevista.

In ogni caso, nel campo della ingegneria civile resta

tuttora delicata la definizione di durata della vita utile di una costruzione. Nel Bollettino CEB n. 106 (gennaio 1975) vengono riportati, a titolo indicativo, i seguenti valori:

- 10 anni per edifici di modesta importanza quali i capannoni agricoli;
- 50 anni per le costruzioni ordinarie;
- 100 anni per gli edifici di importanza particolare (di grandi dimensioni, edifici pubblici, ospedali);
- 100 o 120 anni per i ponti.

Nel caso di un ponte l'impiego di apparecchi di appoggio della durata effettiva di venti anni, richiede che ne sia prevista la sostituzione quattro o cinque volte nel corso della vita di servizio.

D'altro canto una vita di servizio troppo prolungata può comportare l'inconveniente che il ponte non sia adatto a sostenere carichi più pesanti, più veloci e di ingombro diverso da quelli attuali.

Ciò premesso sono evidenti i legami fra durabilità generalizzata e sicurezza strutturale. L'analisi della sicurezza strutturale è effettuata in fase di progetto, quando ancora la costruzione non esiste, operando su modelli matematici dei materiali e delle strutture. Sono prescritte le caratteristiche di materiali e, nella ipotesi di esecuzione corretta, la costruzione, appena realizzata, è dotata dei margini di sicurezza calcolati.

Col trascorrere del tempo la struttura può subire una serie di alterazioni, che modificano sia le capacità di prestazioni in servizio, sia quella di resistenza alle azioni esterne, riducendo i margini di sicurezza, cioè aumentando la probabilità di raggiungimento degli stati limite sia di esercizio che ultimi.

La conservazione dei margini di sicurezza iniziali durante tutta la durata della vita della costruzione richiede che la costruzione conservi la sua integrità. Ciò può essere espresso, in modo equivalente, prescrivendo che la struttura sia durevole in senso generalizzato che, cioè, i materiali siano durevoli in senso stretto, e che eventuali difetti siano eliminati, che possibili guasti siano riparati.

Perché la durabilità generalizzata sia assicurata, la struttura deve essere sottoposta a sorveglianza e devono essere effettuate le necessarie riparazioni e sostituzioni. La manutenzione acquista anch'essa un significato estensivo, quando con essa si voglia intendere il complesso delle operazioni che assicurano la durabilità generalizzata.

Il tema dei legami fra durabilità e sicurezza è stato trattato per la prima volta dal Prof. Levi in una relazione introduttiva tenuta al Congresso Interassociazioni di Liegi nel 1977, nel corso della quale è stato presentato un esempio molto significativo di progressione ed interazione di difetti, legati sia al progetto che alla esecuzione e che hanno condotto nell'arco di quindici anni a mettere fuori servizio l'edificio.

L'insorgere di danneggiamenti, che corrisponde alla riduzione della durabilità, dovrebbe essere messa in relazione in termini quantitativi con l'aumento delle probabilità di raggiungere uno o più stati limite. Si tratta di un problema delicato, tuttora oggetto di ricerche, che richiede in primo luogo la modellazione di difetti e quella della loro evoluzione nel tempo.

Si potrebbe in tal modo prevedere l'entità e l'epoca delle riparazioni o delle sostituzioni e rendere più precise le valutazioni del costo totale, per la parte che riguarda la stima degli oneri di manutenzione e la loro capitalizzazione.

In altri campi dell'ingegneria, in particolare in quella dei componenti elettronici, tali modelli sono già stati messi a punto e consentono di impostare una strategia di riparazioni di guasti e di sostituzione, in modo da ottimizzare il costo totale. L'estensione di tali metodi alla ingegneria strutturale non è agevole, per le diverse caratteristiche dei sistemi statici, per la complessità del loro comportamento, spesso non lineare, per la molteplicità delle manifestazioni di deterioramento, per la difficoltà di tipizzare certi interventi di riparazione e di sostituzione.

Nella 3^a conferenza sulla Sicurezza strutturale e la affidabilità (Trondheim, 1981) il problema della sicurezza ed affidabilità delle strutture esistenti è stato oggetto di una relazione del Prof. Yao (U.S.A.) nella quale sono stati discussi i temi delle funzioni di danneggiamento e di affidabilità ed è stato fatto il punto delle conoscenze. Nella stessa conferenza il Prof. Schneider (Zurigo) ha svolto una relazione sulla organizzazione e gestione della sicurezza strutturale durante il progetto, la costruzione ed il funzionamento della struttura, nel quale è stato considerato il ruolo del programma di ispezione e manutenzione nel quadro generale delle esigenze di affidabilità e di sicurezza.

CONSIDERAZIONI SUL COMPORTAMENTO IN SERVIZIO DEI PONTI

Dal punto di vista della loro impostazione, i lavori reperibili nella bibliografia delle Associazioni internazionali, che riguardano il comportamento dei ponti, possono dividersi in due categorie:

— quelli che indagano sul comportamento dei materiali costitutivi — calcestruzzo ed acciaio — quando essi vengano sottoposti ad azioni aggressive fisiche e chimiche e che esaminano il comportamento delle costruzioni esistenti, per studiare in situ le manifestazioni di degrado e la loro evoluzione;

— quelli che fissano la loro attenzione in modo globale sul comportamento delle strutture nel corso della durata della vita di servizio, per accertare se sopravvengono alterazioni alle capacità di prestazioni e di resistenza, conseguenti sia al degrado dei materiali sia ad altre cause, che possano interagire in modo avverso, riducendo la durata della vita della costruzione.

I lavori che possono essere attribuiti alla prima categoria sono a tutt'oggi i più numerosi, perché la seconda impostazione è venuta delineandosi in tempi più recenti, come frutto della evoluzione delle idee sulla affidabilità strutturale e delle osservazioni sempre più numerose ed organiche sul comportamento delle opere esistenti. Tali osservazioni hanno portato a distinguere fra la durabilità in senso stretto dei materiali e la durabilità generalizzata delle costruzioni secondo quanto è stato illustrato nelle considerazioni precedenti.

Nel 1952, in occasione del IV Congresso dell'AIPC, due ingegneri ferroviari francesi, L. Séméac ed N. Boutron, hanno presentato un rapporto sul danneggiamento da loro osservato nelle strutture in c.a. di sovrappassi ferroviari e di rimesse per locomotive, che risalivano all'epoca della trazione a vapore e che quindi erano stati esposti ad atmosfere eminentemente aggressive, a causa dei prodotti della combustione del carbone coke, in particolare dell'attacco acido dell'anidride solforosa e dell'anidride carbonica in ambienti umidi.

Gli Autori riferiscono su un certo numero di dan-

neggiamenti, anche gravi ed estesi, delle armature e del calcestruzzo, da loro osservati.

Una testimonianza, invece, positiva è stata riferita nel 1961, nel corso del Simposio Internazionale della RILEM sulla durabilità del calcestruzzo tenuto a Praga, dal Prof. Ciganek, che ha presentato i risultati di una indagine eseguita su un ponte ad arco a spinta eliminata in servizio da trentasei anni su una ferrovia, da cui era emerso l'ottimo stato di conservazione sia del calcestruzzo che delle armature, malgrado la esposizione ai fumi delle locomotive.

Nel 1964, in occasione del 7° Congresso dell'AIPC di Rio de Janeiro, è stato discusso il tema della corrosione delle armature delle opere in c.a. e c.a.p. e sono stati comunicati i primi risultati di una inchiesta internazionale, intrapresa nel 1960 da una Commissione di studio dell'AIPC, e che ha interessato nove Paesi: Australia, Austria, Belgio, Danimarca, Francia, Germania Federale, India, Portogallo, Svezia.

Sono stati segnalati 51 casi di opere in c.a. normale di cui 29 riguardanti ponti.

L'età media delle costruzioni è risultata di 35 anni e l'età media dell'inizio del deterioramento è stata di 8 anni. Le condizioni ambientali sono state classificate in quattro categorie:

— atmosfere normali considerate come non aggressive	13 casi
— atmosfere umide	21 casi
— atmosfere aggressive	10 casi
— strutture a contatto con l'acqua	7 casi

Per quanto riguarda la ubicazione delle degradazioni si è trovato che le zone in cui le armature sono risultate più esposte alla corrosione sono gli angoli, gli spigoli, le zone vicino ai giunti, le zone di raccordo fra più elementi strutturali, le zone in cui la densità delle armature è molto elevata.

Per quanto riguarda le caratteristiche delle manifestazioni di degrado si sono constatate sia aperture anormale di lesioni longitudinali e trasversali, con ampiezze fino a 3 mm, sia distacchi, scagliature, scollamenti del conglomerato, talvolta tali da mettere allo scoperto le barre delle armature.

Circa il grado di ossidazione delle armature si è passati da stati di ossidazione appena visibili a riduzioni notevoli delle sezioni delle barre, fino al 25% delle sezioni iniziali. In alcuni casi sono state trovate barre rotte.

Per quanto riguarda l'analisi delle cause, in 19 casi è stato accertato che lo spessore del copriferro era insufficiente e che in 17 casi il calcestruzzo era poco compatto e poroso. Nel Rapporto è segnalato che per 8 casi non si è potuta trovare alcuna spiegazione dei fenomeni di degradazione.

Nell'ambito dei ponti, dei 29 casi esaminati, 21 riguardano ponti a travi multiple, 1 la soletta in calcestruzzo di un ponte a travi di acciaio, 3 solettoni, 1 trave Vierendeel e 3 ponti ad arco.

Un supplemento di inchiesta ha consentito di ricevere altre 59 segnalazioni di casi di corrosione, di cui 33 relativi a ponti. La presentazione generale di risultati delle due inchieste è dovuta al Prof. Baus ed alla Dottorssa Brenneisen in un rapporto dell'AIPC pubblicato nel 1970. Nelle conclusioni gli Autori scrivono:

«L'inchiesta ha messo soprattutto in evidenza la necessità di assicurare un buon ricoprimento tanto delle staffe quanto delle armature principali. La impermeabilità del calcestruzzo è un fattore più importante che

non la sua resistenza; la sua composizione deve dunque essere ben studiata e la sua messa in opera deve essere seriamente controllata».

Pur non trattandosi di un congresso internazionale è doveroso ricordare, per il suo carattere innovativo e per l'ampia risonanza avuta in campo internazionale, il rapporto presentato dall'Ing. Diego Vanoni nel 1965 alle Giornate AICAP di Ravello sul comportamento nel tempo di opere eseguite nell'Autostrada del Sole, nonché la relazione del Prof. Rinaldi, presentata nella stessa occasione, dal titolo:

« Osservazioni e considerazioni sulle strutture in c.a.p. per ponti autostradali ».

Tra il 1967 ed il 1970 la FIP ha promosso un'inchiesta sulla costruzione in precompresso che ha dato luogo ad un ampio rapporto dell'Ing. Dumas, Presidente della Commissione Durabilità.

Nel 1975 ha avuto luogo a Liegi un Colloquio Interassociazione AIPC-FIP-CEB-RILEM-IASS sul comportamento in servizio delle opere in calcestruzzo, nel corso del quale sono stati discussi otto temi di sintesi e cinque temi specifici.

Gli otto temi di sintesi riguardavano:

- 1) il comportamento delle opere sotto l'azione di acque aggressive;
- 2) il comportamento delle opere sotto carichi variabili ripetuti;
- 3) il comportamento delle opere sotto cicli di gelo e disgelo;
- 4) il comportamento delle opere dopo l'incendio;
- 5) influenza dei sismi;
- 6) comportamento dei giunti;
- 7) deformazioni limiti ammissibili;
- 8) durabilità delle opere sommerse.

I cinque temi specifici trattavano:

- controllo del comportamento in servizio delle costruzioni;
- aspetto ed invecchiamento dei paramenti a faccia vista in calcestruzzo;
- fessurazione;
- corrosione del calcestruzzo e delle armature;
- tecniche di riparazione.

Sul tema della influenza dei difetti sul comportamento delle costruzioni in c.a. il Prof. Markov (Bulgaria) ha presentato i risultati di osservazioni eseguite tra il 1966 ed il 1975, su 251 casi.

La maggior parte degli inconvenienti è stata attribuita a difetti di esecuzione.

Nella lista dei difetti di esecuzione il primo posto è occupato, per il numero di casi osservati, dalla insufficiente resistenza del calcestruzzo, il secondo dalla insufficienza di controlli da parte del costruttore e la terza a difetti nella lavorazione delle armature.

Nel 1976 al X Congresso AIPC tenuto a Tokio compare esplicitamente il tema di studio « Comportamento in servizio e manutenzione ».

T.R. Kuesel ha presentato un rapporto sul consolidamento del ponte sul fiume James, lungo 7 km, costruito nel 1928 nello Stato della Virginia (USA) e risultato fortemente deteriorato, con corrosione delle armature.

Nel giugno 1979 il CEB ha costituito nel corso della Assemblea plenaria tenuta a Roma una Commissione permanente, detta Commissione IX per lo studio del comportamento in servizio, la manutenzione e le riparazioni, presieduta dall'Ingegnere Generale Mogaray (Francia), che promuoveva immediatamente una in-

chiesta internazionale sul comportamento dei ponti e degli edifici, a cui hanno aderito Belgio, Danimarca, Germania occidentale, Grecia, Inghilterra, Italia, Spagna, Svezia.

Dopo un anno, nel giugno 1980, la Commissione era in grado di presentare alla 21^a assemblea del CEB a Budapest un rapporto, pubblicato sul Bollettino n. 138 e sul Bollettino 138 bis, relativo ai primi risultati dell'inchiesta.

Dato il particolare interesse di tale documentazione, converrà soffermarsi su di essa più oltre, dopo aver proseguito il panorama dei contributi internazionali con la segnalazione del Simposio AIPC sui Ponti, tenuto a Zurigo nel 1979, nel corso del quale l'Ing. Rey dell'Ufficio federale delle strade ha presentato un dettagliato rapporto sul comportamento in servizio dei ponti nelle Alpi Svizzere ed il Prof. Morandi ha riferito sul comportamento a lungo termine di viadotti sottoposti ad un forte traffico e situati in ambienti aggressivi. Il caso del viadotto del Polcevera a Genova è stato esaminato in modo particolareggiato.

Nel suo rapporto l'Ing. Rey attribuisce le cause degli inconvenienti riscontrati:

- a difetti di concezione del progetto;
- a difetti dei materiali;
- a difetti di esecuzione.

Fra i difetti di concezione del progetto l'Autore segnala la scelta di fondazioni non adatte agli spostamenti ammissibili della sovrastruttura, la esecuzione di pavimentazioni senza una protezione stagna dell'impalcato contro le infiltrazioni dell'acqua e gli effetti della corrosione dei sali antigelo, le cattive disposizioni costruttive.

Per quanto riguarda i difetti dei materiali, nelle regioni alpine si riscontra spesso negli inerti la presenza di rocce tenere — scistose e micacee — che nuociono alla resistenza del calcestruzzo.

Per quanto riguarda i difetti di esecuzione vengono ricordati:

- i difetti di ordine dimensionale, cioè scarti superiori alle tolleranze;
- la presenza di nidi di ghiaia;
- fessure in corrispondenza di cattivi giunti di ripresa;
- difetti di posa in opera degli apparecchi di appoggio metallici, con conseguente bloccaggio delle parti mobili o martellamento dei giunti;
- difetti nel sistema di evacuazione delle acque dell'impalcato, con accumulo di acqua all'interno dei cassoni;
- difetti della cappa di impermeabilizzazione.

Nel 1982 viene pubblicato il Bollettino CEB n. 148 sulla durabilità delle costruzioni in calcestruzzo, che presenta uno stato dell'arte del problema, nel quale vengono analizzate sia le condizioni per le quali si verifica la durabilità dei materiali che quella generalizzata delle strutture.

Il rapporto è completato da una ampia bibliografia, della quale si segnalano tre rapporti dell'OECD Road Research Group del 1976 sulla ispezione dei ponti, del 1979 sulla valutazione della capacità portante dei ponti, del 1981 sulla manutenzione dei ponti. Si cita infine il recentissimo Simposio sulla manutenzione e riparazione dei ponti, organizzato ai primi di settembre dall'AIPC a New York, i cui atti forniranno certamente importanti ed utili argomenti di riflessione.

CONSIDERAZIONI SULL'INCHIESTA CEB SUI PONTI

Nel Bollettino 138 sono riportate le schede relative a dissesti osservati in 38 ponti stradali ed in due ponti ferroviari.

Per 27 ponti sono indicate le date di costruzione:

- 1 è del 1924
- 4 fra il 1945 ed il 1949
- 4 fra il 1950 ed il 1959
- 15 fra il 1960 ed il 1969
- 3 fra il 1970 ed il 1972.

Le schede forniscono:

- le caratteristiche del ponte;
- i difetti osservati;
- l'analisi delle cause;
- i rimedi adottati;
- i suggerimenti per evitare il ripetersi dei danneggiamenti.

Dal punto di vista metodologico, l'impostazione delle schede è molto interessante, perché sintetizza i problemi ed i contenuti di una vera e propria relazione tecnica, esamina in modo globale la interazione dei vari fenomeni di degrado, presenta le caratteristiche degli interventi di ripristino ed affronta il problema della prevenzione.

Non potendo esaminare i contenuti di tutte le schede, si considerano alcuni schemi strutturali classici, l'arco, la trave appoggiata in c.a.p., la trave continua in c.a.p.

L'arco risale al 1924, ha 140 m di luce, fu progettato da Considère e Caquot.

Nelle travi dell'impalcato si è constatata l'ossidazione delle armature, nonché fessurazioni verticali e oblique.

Nell'arco si è notato il danneggiamento del calcestruzzo ed in particolare all'intradosso:

- degradazione del calcestruzzo;
- acciaio in vista;
- riprese di getto fessurate;
- scollamento del calcestruzzo.

Le cause dei difetti sono state ricercate nell'azione dell'acqua e del gelo, nella scarsa compattezza del calcestruzzo, nello spessore insufficiente del copriferro, nell'assenza di armature di pelle.

Le riparazioni sono state eseguite con resine eposidiche, getti di malta, armature integrative nell'impalcato, vernici impermeabilizzanti, drenaggio.

Passando al caso di travi appoggiate in c.a.p. aventi luce di 33,20 m, costruite nel 1962, sono state segnalate fessure longitudinali e rigonfiamenti nel calcestruzzo del bulbo inferiore. Indagini gammagrafiche eseguite su 9 cavi dei 10 di ciascuna trave, per complessivi 144 cavi (4 campate da 4 travi ciascuna) hanno mostrato:

- la rottura di 10 cavi;
- l'assenza di malta da iniezione nel 62,5% dei cavi;
- la parziale iniezione nel 26,4%.

Le cause dei disordini derivano dalla associazione di una cattiva iniezione delle guaine e della scadente impermeabilità della cappa, cosicché le acque dall'impalcato sono penetrate nelle guaine dei cavi curvi ancorati nella soletta.

Sono stati studiati 3 tipi di intervento:

- modifica della struttura: trasformazione in ponte in c.a. mediante incollaggio di placche di acciaio;
- rinforzo della struttura con una precompressione aggiunta;

— sostituzione della struttura con un'opera dello stesso tipo.

E' risultata più sicura e più economica la demolizione e ricostruzione del ponte.

Il terzo caso è quello di una travata continua a tre campate 29,55 + 59,10 + 29,55 ad altezza variabile, con sezione a cassone, costruita tra il 1961 ed il 1962.

La campata centrale è stata costruita a sbalzo mentre quelle di riva sono state gettate in opera in cassafirme sostenute da ponti Bailey.

Dopo circa 12 anni sono state constatate fessure nella sola campata centrale quasi sempre in coincidenza con i giunti dei conci dietro gli ancoraggi dei cavi di continuità.

Controlli gammagrafici non hanno rivelato difetti nei cavi.

Peraltro la misura delle reazioni nelle pile e nelle spalle con apposite attrezzature dinamometriche ha messo in evidenza valori effettivi superiori del 15% rispetto a quelli di calcolo.

Le cause dei difetti sono state attribuite in parte alla concentrazione degli sforzi nelle zone di ancoraggio dei cavi dei singoli conci, ma soprattutto a valutazioni per difetto dei pesi propri, della precompressione e degli effetti del fluage e del ritiro. La riparazione è consistita nella aggiunta di nuovi cavi all'interno dei cassoni e nella iniezione con resine delle fessure.

CONCLUSIONI

Dall'esame dei lavori pubblicati dalle Associazioni internazionali sugli ultimi trent'anni, si è constatato un crescente interesse per l'osservazione del comportamento dei ponti.

Tali osservazioni, ripetute nel corso della vita utile dei ponti, forniscono precise informazioni sullo stato di conservazione delle opere e sull'insorgere, eventualmente, di fenomeni di deterioramento.

L'impiego di tali osservazioni è duplice:

— in primo luogo permettono di operare tempestivi interventi di conservazione e/o di riparazione dei ponti, in modo da mantenere pressoché invariate le capacità di prestazione ed i livelli di sicurezza dell'opera durante la sua vita di utilizzazione;

— in secondo luogo permettono di attuare un processo di perfezionamento delle norme tecniche, relative sia alla progettazione che alla costruzione, così

da ridurre gli oneri della manutenzione per le nuove costruzioni.

Poiché tali osservazioni vengono svolte normalmente dai servizi tecnici di manutenzione degli Enti che gestiscono, direttamente o in concessione, la viabilità, è auspicabile che le informazioni da essi raccolte possano essere sottoposte ad un processo di analisi e di elaborazione da parte di appositi centri di studio e che questi a loro volta trasmettano i loro rapporti agli organismi nazionali ed internazionali che operano nel campo della normativa tecnica e del controllo di qualità perché la preziosa esperienza acquisita sia utilizzata a favore di tutti.

Seguendo questa procedura, si garantirebbe la trasmissione delle informazioni a tutti coloro che intervengono nel processo di realizzazione di un'opera e che possono quindi influire, in un modo o nell'altro, sulle caratteristiche intrinseche di qualità dei manufatti.

Dal complesso dei dati acquisiti sul comportamento in servizio dei ponti, è risultato, infatti, che la predisposizione al danneggiamento deriva in buona parte da difetti, dovuti a decisioni improprie assunte nella fase di progetto, a procedure non corrette adottate nel corso della esecuzione, a metodi di costruzione innovativi, non sufficientemente sperimentati. E' anche emerso che disposizioni erronee relative ad elementi non strutturali, quali la cappa di impermeabilizzazione delle solette, le pendenze della pavimentazione, i dispositivi per la evacuazione delle acque dagli impalcati, possono avere rilevanti ripercussioni negative sulla conservazione nel tempo dei componenti strutturali.

La divulgazione di criteri corretti di concezione e di costruzione, integrative rispetto a quelle esistenti attualmente, costituisce dunque un compito rilevante, ma che va necessariamente affrontato e portato a buon fine, perché coinvolge la sicurezza e l'affidabilità dei ponti e dei viadotti, che rappresentano una parte notevole e preziosa del patrimonio di infrastrutture di ogni Paese.

E' auspicabile che l'odierno Seminario sulla manutenzione e sul consolidamento dei ponti possa portare un contributo incisivo a tale problema, sia al livello di impostazione metodologica delle procedure di controllo che a quello della definizione di criteri operativi validi per la fase di progetto, di esecuzione e di esercizio.

SEMINARIO AICAP-MAC: « MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA' »

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Méthodes expérimentales de suivi et d'auscultation d'ouvrages

MICHEL KAVYRCHINE

1. INTERET ET OBJECTIF DES METHODES EXPERIMENTALES

Une structure porteuse (bâtiments d'habitation, construction de Génie Civil, Ouvrage d'Art, etc....) subit pendant sa durée d'utilisation des sollicitations et agressions diverses qui amènent des modifications, plus ou moins importantes. La nature de ces altérations est plus ou moins bien connue a priori dans des conditions normales, et peut être parfois approximativement apprécié par un examen visuel. Une maturation (augmentation de résistance du béton) existe également. Des circonstances imprévues peuvent en outre apporter des changements supplémentaires.

Si une bonne connaissance de l'état de l'ouvrage est nécessaire dans un but de diagnostic avant réparation ou renforcement, des méthodes de mesures et d'auscultation doivent être employées?

Rappelons que l'application et l'interprétation de toute étude expérimentale est facilitée par une bonne documentation sur l'ouvrage étudié: plans, notes de calcul, observations faites pendant le contrôle de qualité, la réception, l'entretien antérieur.

Les méthodes expérimentales employées sont fondées sur l'observation, la mesure géométrique directe avec des instruments étalonnés, sur des mesures de comportement physique ayant une corrélation avec des propriétés utiles à connaître; elles sont faites soit sous les sollicitations et charges naturelles ou de service, soit sous des sollicitations spécialement créées (essais de charge) et souvent sous une combinaison de charges connues et d'actions naturelles qui doivent elles-mêmes faire l'objet de mesures.

Nous donnons ci-après une présentation des méthodes employées, avec quelques exemples d'application.

2. OBSERVATIONS VISUELLES

Un examen visuel par un observateur averti apporte un certain nombre d'informations importantes:

Trace de corrosion, rouille et diminution de section dans des éléments métalliques, rouille provenant d'armatures corrodées dans du béton, éclats et efflorescence dans du béton ou de la maçonnerie, pourriture du bois. Déformations apparentes exagérées: flèches importantes, connections très déformées.

Présence de fissures: fissure de fatigue partant d'un trou percé dans du métal, fissure de rupture mécanique, éclatement sous corrosion d'armatures, fissures de la maçonnerie, du bois. Dans le cas de structures en béton, les fissures existent normalement (les armatures ne se mettent en traction qu'après fissuration du béton); ces fissures doivent correspondre à un schéma statique connu et présenter des ouvertures admissibles pour la protection des armatures et l'usage de la structure; un schéma différent de celui du fonctionnement normal, des ouvertures exagérées, donnent

des informations sur la nature probable des sollicitations (par ex. une fissure le long d'une armature, des fissures d'éclatement en compression, constituent des signaux de danger de corrosion (ou de ruine).

Les traces de circulation d'eau sont particulièrement importantes à observer.

Les observations visuelles peuvent être enregistrées par des croquis ou des photographies à joindre à un rapport.

3. MESURES DE PROPRIETES PHYSIQUES

3.1. Intérêt et objectif des mesures

L'étude de la force portante d'un ouvrage, compte tenu de son état réel peut être entreprise à partir de mesures de propriétés physiques et de la géométrie de la structure. Les mesures de dimensions font intervenir des appareils et procédés classiques (ruban gradué, appareils topographiques) et peuvent également faire appel à des méthodes particulières citées plus bas à propos de mesures non destructives.

Le calcul de l'ouvrage est fait à partir des dimensions réelles (compte tenu des mouvements éventuels des fondations) de la résistance et de la déformabilité des matériaux, déduites des études expérimentales. Ces dernières se font à partir d'échantillons prélevés dans la structure ou à l'aide de méthodes d'auscultation non destructives.

3.2. Mesures sur échantillons

Des mesures sont faites couramment sur des échantillons de matériaux prélevés dans l'ouvrage. On peut ainsi identifier la nature du matériau, faire une analyse chimique, faire un essai de résistance en traction ou en compression. Ainsi on prélèvera un échantillon de bois pour vérifier sa résistance, on procédera à une étude de la granulométrie et de la teneur en ciment sur une carotte forcée dans du béton, on fera un essai de résistance en traction sur un échantillon d'acier pris dans une charpente métallique.

Les mesures sur échantillons sont nécessaires pour étalonner des méthodes de mesure non destructives, elles peuvent porter sur plusieurs propriétés intéressantes (densité, résistance, déformabilité, perméabilité, présence de produits nocifs, etc....).

3.3. Mesures non destructives de propriétés physiques

Les mesures non destructives ont pour base des corrélations entre des comportements des matériaux: un comportement mesurable, et un comportement à connaître lié au premier par une corrélation physique.

Des relations ont été ainsi montrées entre la dureté superficielle (appréciée par une déformation résiduelle

imposée par un poinçonnement par une bille, par exemple, ou le cas du béton par rebond d'une bille projetée contre la surface (sclérométrie) et la déformabilité, et entre la déformabilité et la résistance. Cette technique ne donne toutefois d'information que sur la qualité de la couche superficielle ce qui dans le cas du béton (matériau hétérogène et dont la peau est différente du reste) limite l'intérêt de la méthode aux cas où l'on est certain d'une certaine uniformité du béton et où le parement de celui-ci est effectivement accessible.

Une autre technique consiste à mesurer l'effort nécessaire pour arracher un goujon ancré dans le béton. Si on exerce un certain effort limite qui correspond à l'arrachement dans un béton de résistance donnée, et si l'arrachement n'est pas obtenu, on peut considérer que la résistance du béton essayé est supérieure à celle du béton de référence.

Dans le béton, la mesure de vitesse du son permet de pénétrer à l'intérieur du matériau sans le détruire: un marteau produit des chocs sur une enclume fixée au béton, et un récepteur donne l'instant d'arrivée de l'onde de choc à un autre emplacement, après traversée du béton sur une longueur à mesurer. On peut ainsi mesurer la vitesse de propagation du son, soit à travers un élément, soit le long d'une surface.

Il existe des corrélations entre vitesse du son et module d'élasticité dynamique et entre module et résistance. La relation entre mesure de la vitesse du son et la résistance est obtenue expérimentalement par mesures sur éprouvettes. La corrélation est telle qu'il est difficile de distinguer par cette méthode entre deux bétons de haute résistance, mais que la présence de béton de faible résistance est facilement détectée. Une étude sur des poteaux sur des chantiers de bâtiments a ainsi montré que la résistance en tête était systématiquement plus basse que dans le reste du poteau. Une méthode plus précise sur du béton de composition connue, consiste à combiner mesure de vitesse du son et mesures sclérométriques.

Cette méthode donne ainsi de bons résultats pour l'auscultation de la pierre.

Les mesures de vitesse du son sont employées pour aider la mesure de l'épaisseur d'une paroi ou dalle sans la percer. Elles sont également utilisées pour l'examen du bois.

La présence de barres d'armature peut être détectée par la mesure du champ magnétique (avec un pachomètre). On peut ainsi situer la barre, et déterminer soit le recouvrement si on connaît le diamètre, soit le diamètre si on connaît le recouvrement.

Les mesures de vitesse du son sont employées efficacement depuis longtemps dans l'acier pour détecter des fissures.

Les examens de structures métalliques peuvent comporter des mesures de variation de champ magnétique pour détecter des fissures, des mesures de courant de Foucault (câbles de ponts suspendus) des examens métallographiques sur des répliques de surface.

Des études expérimentales portent directement sur des états de matériaux: présence d'humidité dans du béton, des pierres, des enduits, isolation acoustique, etc....

L'état de corrosion des armatures est étudié par mesure du potentiel électrique entre les aciers et le parement du béton.

4. MESURES GLOBALES

4.1. Intérêt d'étude globale

Le comportement d'un ensemble d'éléments structuraux peut être étudié par des mesures de comportement global sous chargement imposé et leur interprétation. On doit disposer dans ce but d'un schéma de fonctionnement de la structure (quitte à le corriger après essais) de mesures de la géométrie de l'ouvrage, de déplacement, de déformation, de variation de réaction d'appui pendant un essai sous charge. Le relevé des fissures, s'il en existe, est également nécessaire. Il faut connaître les sollicitations supportées par l'ouvrage. Des essais dynamiques apportent des informations précieuses dans certains cas.

Des mesures globales peuvent être faites également sur d'autres propriétés intéressantes de l'ouvrage: étanchéité à l'eau, à l'air, par ex.

4.2. Mesures géométriques, de déformation et déplacement de forces

Les dimensions exactes des sections accessibles d'un ouvrage à examiner sont mesurées comme exposé plus haut par des méthodes classiques faisant appel à des instruments étalonnés (mètres, appareils topographiques).

Les mesures de déplacement se font à l'aide d'appareils optiques ou au rayon laser, où la liaison entre le point à mesurer et l'appareil enregistreur se fait à l'aide d'un rayon lumineux. Il est important d'être certain de la stabilité de l'appareil de mesure et d'avoir une base de référence. Dans un certain cas, des mesures de tassement ont fait croire à un relèvement du bâtiment alors que c'était le repère de niveau qui tassait.

Ces mesures de déplacement se font aussi avec des appareils reliés à un point fixe à l'aide d'un fil invar: la stabilité de la mesure dépend alors de la réponse de l'équipement à une excitation, si les chargements sont rapides. La mesure est faite alors suivant une direction donnée.

On fait également des mesures de rotation en un point (clinomètre dont la position de référence est donnée par la gravité). Le risque de mise en vibration de l'appareil est à vérifier.

Il est souvent très utile et même indispensable de faire des mesures de variations d'ouvertures de fissures sous variation de charge.

Les déformations locales sont mesurées mécaniquement à l'aide de déformètre sur des bases de mesure formées de plots collés ou scellés, à l'aide d'extensomètres à résistance élastique collés ou moyés dans le matériau de la structure, à l'aide de cordes vibrantes. Des mesures associées de température sont souvent nécessaires: une variation de température a un effet local sur la base de mesure. On utilise souvent des jauges à fil résistant compensées qui donnent pour un matériau donné une mesure correspondant à la variation de contrainte et non de dimension. Considérons par exemple sur une même base de mesure deux plots espacés de la distance L et une jauge compensée. La variation dimensionnelle relative, entre le début et la fin de l'essai, est égale à $\Delta L/L = \varepsilon_1$. La température relative indiquée par la jauge est égale à ε_2 . La variation de température est égale à $\Delta \theta$. On doit avoir pour

un matériau à comportement élastique de module E:

$$\frac{\Delta L}{L} = \varepsilon_1 = \varepsilon_2 + \alpha \Delta \vartheta$$

α étant le coefficient de dilatation du matériau. La variation de contrainte si le module élastique du matériau est E, est alors égale à:

$$\Delta \sigma = E \varepsilon_2 = \left(\frac{\Delta L}{L} - \alpha \Delta \vartheta \right) E$$

Cela est valable si le matériau utilisé a bien le coefficient α pour lequel la jauge a été compensée, si le champ de contrainte est uniforme, et s'il existe effectivement un module élastique constant.

Des déformations, dans le cas de maçonnerie ou de béton en particulier, proviennent du retrait et du fluage. Il faut disposer d'informations précises sur le comportement des matériaux pour traduire en contrainte les valeurs mesurées de déformations relatives.

Les mesures faites par jauges à fil résistant concernent surtout des essais à court terme comme à long terme.

Sur des ouvrages anciens, non équipés à l'origine d'extensomètre, on utilise fréquemment ce type d'instrumentation pour contrôler et piloter des opérations de réparation ou renforcement (on a ainsi vérifié les redistributions de charge produites par les derniers travaux de renforcement de la Tour Eiffel).

Rappelons que la mesure des réactions d'appui est réalisée par différentes méthodes: vérins hydrauliques étalonnés, dynamomètres associés à des vérins, contrainemètre placé à demeure. On peut mesurer ainsi l'évolution dans le temps des réactions d'appui de tabliers hyperstatiques, suivre les variations de réactions pendant la construction. La variation d'effort tranchant peut aussi être mesurée à l'aide de rosettes d'extensométric.

4.3. Connaissance des sollicitations

Il est essentiel de bien connaître les sollicitations subies par la structure en cours d'essai, pour pouvoir tirer des conclusions valables de cet essai.

La détermination du poids propre peut nécessiter les mesures des dimensions et de poids spécifiques.

La connaissance des surcharges appliquées peut dériver de celle des poids des éléments de chargement mis en place (éléments pesés avant mise en place, chargement par eau dans un réservoir, etc...). Elle peut provenir d'une mesure directe du poids de véhicules roulants. Dans le cas de véhicules routiers, on peut les peser avant de les faire rouler sur l'ouvrage. Dans le cas de trains, on réalise une pesée de chaque essieu à l'aide de jauges collées sur les rails et donnant la variation d'effort tranchant au moment du passage de l'essieu. On peut avoir ainsi une corrélation entre la flèche et la répartition des charges par essieux d'un train. La vitesse des véhicules fait l'objet de mesures si nécessaires.

Des sollicitations provoquées par des actions naturelles peuvent se superposer à des surcharges appliquées et parfois masquer les efforts recherchés. Par exemple des variations de sollicitations peuvent être créées par des variations de température: une variation d'ensemble sur une structure bloquée à ses extrémités correspond à une extension ou une compression d'ensemble, un gradient thermique sur une dalle ou une

poutre dont la déformation est gênée, provoque des flexions et des variations de réaction d'appui. Prenons par exemple une barre fixe à ses deux extrémités et subissant une variation de température $\Delta \vartheta$. La variation de longueur sera nulle, et l'équation citée plus haut donne:

$$\frac{\Delta L}{L} = \varepsilon_1 = 0 = \varepsilon_2 + \alpha \Delta \vartheta$$

d'où $\Delta \sigma = -E \alpha \Delta \vartheta$.

Une jauge autocompensée montrera dans ces conditions une variation ε_2 correspondant non à une variation de déformation locale mais à une contrainte due à la variation de température. Il sera également possible de mesurer ainsi des contraintes de traction et compression dans une poutre soumise à gradient thermique et dont la variation de courbure est rendue impossible par des liaisons (cas d'un dallage sur sol par exemple).

La connaissance des effets naturels existant simultanément avec des surcharges connues est donc nécessaire. Donc des mesures sur place (mesures de température ambiante, de température en divers points de l'ouvrage, ou encore d'autres actions comme celle du vent) sont alors à prévoir.

Les tassements ou déversements d'appuis et de murs de soutènement font l'objet de mesures.

Les enregistrements, la présentation et l'interprétation des résultats de mesure peuvent être faits automatiquement, à l'aide de programmes informatiques. Cela est utile dans les cas où le déroulement de l'essai dépend des premiers résultats de mesures, où certaines limites de contrainte, de déformation ou déplacement ne doivent pas être dépassées, où les observations faites servent à piloter une phase de l'exécution.

La connaissance du fonctionnement structurel probable de l'ouvrage permet de situer convenablement des points de mesures et la nature de celles-ci, ainsi qu'une interprétation correcte des résultats (qui peuvent imposer une révision des précisions de comportement).

4.4. Etudes expérimentales dynamiques

Des mesures globales dynamiques sont faites à l'aide d'excitateurs rotatifs. On réalise des mises en résonance, les déplacements correspondants étant déduits de mesures par accéléromètres. On peut ainsi déterminer les modes de vibration du système structurel étudié, les fréquences des modes fondamentaux et l'amortissement. Des essais moins riches en informations, peuvent être faits à partir d'excitations naturelles ou de variations de charges provoquées (essais de lâcher).

La mise en résonance de poutres et tabliers en béton précontraint est proposée pour l'étude du développement de la fissuration et de la variation de la force de précontrainte.

Des mesures de mise en résonance avant et après travaux sur l'ouvrage permettent de quantifier la variation de rigidité apportée.

5. FONDATIONS ET OUVRAGES SOUTERRAINS

Les méthodes citées plus haut sont applicables aux ouvrages souterrains, mais avec des conditions particulières d'application.

La mesure de la vitesse du son peut être utilisée

pour contrôler la qualité d'un béton d'un pieu ou puits (carottage sonique, utilisant des tubes noyés dans la pièce). Elle peut être utilisée pour déterminer la fiche d'un pieu ou d'un rideau de palplanches (des sons émis par ces éléments sont enregistrés par un appareil descendant dans un tube de forage).

L'examen de la propagation d'ondes de choc dans une pièce donne des informations, sur la qualité et l'intégrité du pieu.

Les mesures en excitation sont utilisées en tête de pieu pour mesurer sa rigidité en place (ce qui permet d'étudier la réaction du sol, la continuité du pieu).

Des mesures de déformation locale d'étais, ou blindage permettent de contrôler la progression de fouilles de fondation et de piloter des opérations de décintrement d'ouvrages souterrains.

6. UTILISATION DES METHODES EXPERIMENTALES D'EXAMEN D'OUVRAGES

Les méthodes expérimentales décrites peuvent être utilisées pour vérifier périodiquement l'état d'un ouvrage, pour faire une étude approfondie d'un ouvrage avant réparation ou renforcement, ou avant changement dans l'utilisation (vérifier par ex. si l'ouvrage étudié correspond aux prescriptions d'un nouveau règlement).

Elles doivent être choisies avec discernement, en fonction en particulier de la nature des désordres à

craindre. L'observation visuelle, quelques mesures pré-alables, peuvent aider à déceler les causes probables des dommages et orienter vers des études expérimentales et théoriques significatives.

Il est souvent intéressant de combiner des mesures de propriétés physiques et des essais globaux: par ex. établir sur échantillon et par auscultation non destructive les valeurs des résistances et déformabilité des matériaux d'un ouvrage faisant l'objet d'un essai de chargement.

Les conclusions, après l'examen expérimental d'un ouvrage, peuvent être de différentes sortes:

- 1 - maintien de l'ouvrage en service;
- 2 - réduction des surcharges d'utilisation;
- 3 - renforcement d'un ouvrage en bon état pour lui permettre de résister à des surcharges non prévues initialement;
- 4 - réparation et renforcement d'un ouvrage endommagé de manière à lui permettre:
 - a) de retrouver sa durée de vie initialement prévue;
 - b) de retrouver son état initial et donc allonger la durée de vie finale;
 - c) de résister à de nouvelles surcharges.

Les méthodes expérimentales d'auscultation peuvent être employées pour suivre l'évolution ultérieure de l'ouvrage, pour contrôler l'efficacité de la réparation et du renforcement.

SEMINARIO AICAP-MAC: «MANUTENZIONE E RIPARAZIONE DEI PONTI: CRITERI PER LA DURABILITA'»

Treviso, 30 Settembre - 2 Ottobre 1982

Mezzi di impiego negli interventi

ING. G. LAMBERTINI

Gentili Signore, Egregi Signori,

desidero innanzitutto ringraziare il Prof. Cestelli Guidi e l'intero Consiglio Direttivo dell'AICAP per avermi concesso l'onore di parlare ad un uditorio così qualificato, e desidero inoltre precisare lo spirito di questo mio intervento: mi è ben presente il fatto di non avere né la competenza né l'autorevolezza necessaria per commentare degnamente il quesito che mi è stato proposto.

Tanto meno ritengo di avere qualcosa da insegnare agli altri, cosicché la mia presenza al di qua di questo tavolo deve considerarsi del tutto frutto di una cortese considerazione, che non dell'effettivo possesso da parte mia di titoli sufficienti a farVi sperare che io possa dirVi cose importanti e nuove che già per conto Vostro non abbiate pensato.

Allo scopo di meglio interpretare lo spirito dell'incarico che mi è stato affidato e cioè quali sono stati i mezzi di impiego adoperati per la manutenzione e riparazione di ponti-viadotti, penso sia opportuno e forse più efficace che io descriva sommariamente i lavori che sono stati eseguiti dall'impresa di costruzioni di cui sono titolare per la riparazione delle opere riguardanti l'autostrada Bologna-Firenze - Tratto Vado-Firenze avute in appalto dalla Società Autostrade, senza soluzione di continuità, dal maggio 1970 all'aprile 1979.

Gli interventi di riparazione hanno avuto luogo su 23 ponti-viadotti corrispondenti a n. 46 carreggiate autostradali della larghezza di 12 m cadauna.

Premetto, che gli inconvenienti maggiori che si sono verificati sulle opere eseguite a suo tempo per la realizzazione dell'autostrada Bologna-Firenze sono derivati dal fatto di non aver eseguito, durante la costruzione delle opere stesse, l'impermeabilizzazione dell'estradosso dei relativi impalcati, nonché la canalizzazione e lo smaltimento delle acque piovane per cui specialmente l'acqua fortemente salata che per sei mesi all'anno scorre sulle pavimentazioni autostradali ha avuto facile esca per penetrare nei calcestruzzi sottostanti determinando di conseguenza il deterioramento degli estradossi delle solette, travi sottostanti e sommità delle pile ed in molti casi lungo i fusti di queste richiedendo anche lavori di incamiciatura delle stesse pile.

Passando ora alla sommaria descrizione dei rispettivi lavori eseguiti preciserò:

A) OPERE IN CEMENTO ARMATO

Viadotto Quercia Setta

Lavori eseguiti:

1 - Asportazione della pavimentazione di conglomerato bituminoso.

2 - Demolizione della soletta spartitraffico per isolare le due carreggiate.

3 - Sollevamento dal basso con martinetti idraulici in serie delle campate mobili previo montaggio di strutture speciali tubolari poggianti su fondazioni in calcestruzzo.

4 - Montaggio di ponti di servizio con strutture tubolari e su centine per i lavori da eseguire alle superfici dell'intradosso degli impalcati.

5 - Demolizione e ricostruzione di un tratto di circa due metri alle estremità delle travi in c.a., con armatura supplementare di acciaio tondo Fe B 44 K, delle campate fisse e delle campate mobili.

6 - Rinforzo delle travi delle campate mobili mediante l'aggiunta di tre cavi composti con trefoli da 1/2" di acciaio armonico, e ricoperti dopo la tesatura con rete a manto di betoncino spruzzato.

7 - Sostituzione degli apparecchi di appoggio esistenti con nuovi in neoprene o del tipo a strisciamento con guarnizioni in teflon, previo lavori di ripristino dei pulvini e la rettifica dell'appoggio delle travi, sulle pile, con malta di resina epossidica.

8 - Getti di calcestruzzo con additivi antiritiro e posa in opera di acciaio in barre Fe B 44, previa chiodatura per l'aggancio del nuovo e vecchio calcestruzzo della parte di soletta rimasta, per il rafforzamento, risanamento, allargamento di 50 cm degli impalcati, previa asportazione del calcestruzzo ammalorato eseguita mediante scalpellatura meccanica; l'allargamento è stato eseguito per l'adattamento a 3ª corsia delle carreggiate.

9 - Formazione in calcestruzzo di c.a. di nuovi cordoli longitudinali sull'intradosso degli impalcati.

10 - Posa in opera per lo scarico delle acque degli impalcati, di tubazioni in PVC, ancorate alle strutture con collari e staffoni di acciaio inossidabile.

11 - Riprese con malta di cemento additivate e con malte di resina, previa scalpellatura delle superfici ammalorate di travi e solette dell'intradosso degli impalcati.

12 - Incamiciature con calcestruzzo e riprese con malta delle superfici esterne delle spalle del viadotto.

13 - Smontaggio e rimontaggio di sicurvia.

14 - Verniciatura dei cordoli laterali.

Inoltre sono stati eseguiti da altre Ditte specializzate i seguenti lavori:

1 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

2 - Formazione di nuovi giunti di dilatazione con sottostante scossalina a tenuta per evitare infiltrazioni di acqua.

3 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

Viadotto Sambro*Lavori eseguiti:*

1 - Asportazione della pavimentazione di conglomerato bituminoso.

2 - Demolizione della soletta spartitraffico per isolare le due carreggiate.

3 - Sollevamento dall'alto, con serie di martinetti idraulici centralizzati e travi di ferro con tiranti in acciaio, degli impalcati in corrispondenza dei giunti, per la sostituzione degli apparecchi d'appoggio.

4 - Montaggio di ponteggi tubolari per formazione di ponti di servizio per l'esecuzione dei lavori.

5 - Rifacimento in calcestruzzo di traversi e velette colleganti le testate delle travi in corrispondenza dei giunti.

6 - Demolizione e ricostruzione con calcestruzzo per c.a. dei pilastri insistenti sopra la chiave degli arconi.

7 - Demolizione dei cordoli laterali.

8 - Sistemazione degli apparecchi di appoggio esistenti, con rettifica dei rulli e delle piastre di acciaio e sostituzione di quelli esistenti sulle spalle con nuovi appoggi in acciaio del tipo strisciante con guarnizioni di teflon e neoprene Vasafilon.

9 - Risanamento e rifacimento dei pulvini delle spalle lato FI e BO mediante asportazione del calcestruzzo ammalorato, posa in opera di nuova armatura in acciaio e getto di calcestruzzo.

10 - Demolizione e rifacimento dei muri paraghiaia delle spalle, in quanto gli esistenti erano a diretto contatto con le testate delle travi dell'impalcato.

11 - Getti di calcestruzzo con additivi antiritiro, posa in opera di nuova armatura di acciaio per c.a. Fe B 44 K, previa chiodatura per l'aggancio del nuovo ed il vecchio calcestruzzo della parte di soletta rimasta, per il rafforzamento, risanamento e allargamento di 50 cm degli impalcati, previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato eseguita mediante scalpellatura meccanica; l'allargamento è stato eseguito per consentire l'adattamento delle carreggiate a 3 corsie.

12 - Formazione in calcestruzzo di c.a. di nuovi cordoli longitudinali sull'intradosso degli impalcati.

13 - Posa in opera per lo scarico delle acque dagli impalcati, di bocchettoni di piombo, curve acciaio inox e di tubazioni in PVC ancorate alle strutture con collari e staffoni di acciaio inossidabile.

14 - Costruzione di passerelle per ispezione degli appoggi, mediante struttura mista in profilati di acciaio e calcestruzzo, con scale di accesso dal piano viabile autostradale.

15 - Risanamento dei plinti di fondazione degli archi, previa demolizione dello strato di calcestruzzo ammalorato, e successiva posa in opera di rete elettrosaldata ed esecuzione di betoncino spruzzato.

16 - Risanamento della superficie di estradosso degli arconi, previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato, e rifacimento di un nuovo strato dello spessore di circa 10 cm di calcestruzzo per c.a.

17 - Sistemazione idraulica della zona sottostante il viadotto.

18 - Smontaggio e rimontaggio di sicurvia.

19 - Verniciatura dei cordoli laterali con prodotti speciali.

20 - Riprese con malte additivate e con malta di resina previa scalpellatura delle superfici ammalorate di travi e solette eseguite sull'intradosso degli impalcati.

Inoltre sono stati eseguiti da altre Ditte specializzate i seguenti lavori:

1 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

2 - Formazione di nuovi giunti di dilatazione.

3 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

Viadotto Gamberi - Viadotto Merizzano - Viadotto Lora - Viadotto Marinella - Viadotto Torracchia - Viadotto Rio Torto - Viadotto Madonnina - Viadotto Olmeta - Viadotto Crocette - Viadotto Cavallette - Viadotto Pattano - Viadotto Belvedere - Viadotto Rovine

Lavori eseguiti:

1 - Asportazione della pavimentazione in conglomerato bituminoso.

2 - Demolizione soletta spartitraffico in calcestruzzo di c.a. per isolare le due carreggiate.

3 - Montaggio di ponteggio tubolari per ponti di servizio fissi e mobili.

4 - Sollevamento dal basso di impalcati con serie di martinetti da 25 tonn cadauno centralizzati per sostituzione dei vecchi apparecchi di appoggio in piombo con nuovi in neoprene, previa posa in opera di piastre di acciaio sulle campate in calcestruzzo.

5 - Getti di calcestruzzo con additivi antiritiro e posa in opera nuova armatura di acciaio tondo Fe B 44 K, previa chiodatura per l'aggancio del vecchio con nuovo calcestruzzo, per il rafforzamento, risanamento e allargamento di 50 cm degli impalcati, e previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato e in qualche tratto demolizioni complete; l'allargamento è stato eseguito per l'adattamento a 3 corsie delle carreggiate.

6 - Formazione di nuovi cordoli longitudinali in calcestruzzo di c.a., ai bordi esterni degli impalcati.

7 - Lavori di incamiciatura dei pilastri dei traversi e delle spalle consistenti in: scalpellatura dello strato ammalorato del calcestruzzo, soffiatura, spazzolatura, posa in opera di chiodi in acciaio, nuova armatura in fondo di acciaio e getto di uno strato di calcestruzzo antiritiro dello spessore medio di 12 cm.

8 - Sopraelevazione cordoli muri andatori.

9 - Rifacimento travi in corrispondenza dei giunti e cordoli sui paraghiaia.

10 - Incamiciatura dei pulvini, previa scalpellatura, armatura con tondo di acciaio e getto di calcestruzzo antiritiro.

11 - Rifacimento dei baggioli per appoggi travi.

12 - Sistemazione con malte additivate e di resina delle parti ammalorate di travi e solette all'intradosso degli impalcati.

13 - Posa in opera per lo scarico delle acque meteoriche degli impalcati, di bocchettoni di piombo, di lamiera di zinco, di curve in acciaio inox e tubazioni in PVC ancorate alle strutture con collari e staffoni in acciaio inossidabile.

14 - Sistemazione idraulica della zona sottostante ai viadotti.

15 - Smontaggio e montaggio sicurvia.

16 - Verniciatura cordoli longitudinali e pulvini con prodotti speciali.

Inoltre sono stati eseguiti da altre Ditte specializzate i seguenti lavori:

- 1 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.
- 2 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.
- 3 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

B) OPERE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

Viadotto Ca' Pugliese I e II

Ca' Pugliese I - n. 8 luci da 25 m - altezza + 10/20 m
Ca' Pugliese II - n. 3 luci da 25 m - altezza + 10/15 m
 Strutture a travi appoggiate in c.a.p.

Da prove eseguite, a mezzo carotaggi e scalpellature, si è riscontrato un eccessivo deterioramento dei fili armonici per strutture in c.a.p.

Le guaine metalliche dove erano raccolti i fili di acciaio, non erano state iniettate, di conseguenza l'eccessivo deterioramento subito dall'acciaio a causa di acqua stagnante nelle guaine, ha causato una forte diminuzione nella precompressione delle strutture, per cui la D.L. ha stabilito di demolire tutti gli impalcati e rifare nuove travi e nuove solette.

Durante la demolizione delle travi, alcune sono state sottoposte a prove di carico, che hanno confermato la validità del provvedimento preso di demolire completamente gli impalcati.

Per le costruzioni delle travi nuove in c.a.p., nei pressi dei viadotti è stato attrezzato un campo travi, con attrezzature atte a costruire una trave in c.a.p. a fili aderenti pronta per la posa in opera con autogru a carro ponte da 100 tonn ogni 24 ore.

Lavori eseguiti:

1 - Demolizione integrale degli impalcati: in una prima fase veniva demolita la soletta e successivamente con carro-ponte venivano smontate e allontanate le vecchie travi.

Il lavoro era stato programmato in modo tale che il carro-ponte portava a destinazione una nuova trave e nel ritorno al campo travi trasportava a rifiuto la vecchia trave, che successivamente veniva demolita.

2 - Lavori di incamiciatura delle pile, e dei traversi consistenti in: scalpellatura delle superfici di calcestruzzo ammalorate, soffiatura, sabbiatura, posa in opera di nuove armature di acciaio, chiodatura, montaggio cassaforme metalliche e getti di calcestruzzo con additivi antiritiro.

3 - Asportazione della pavimentazione in conglomerato bituminoso.

4 - Incamiciatura con calcestruzzo di c.a. dei pulvini, previi lavori preparatori di spicconatura e soffiatura delle superfici di calcestruzzo ammalorate e posa di nuova armatura in acciaio e cassaforme.

5 - Posa in opera di baggioli prefabbricati per l'appoggio delle travi.

6 - Posa in opera dei nuovi apparecchi di appoggio in neoprene.

7 - Posa in opera delle travi; getto dei traversi di testata e intermedi; posa in opera delle coppelle in c.a. tipo Bausta, per il contenimento dei getti delle solette e posa in opera di armatura di sostegno e cassaforme per il getto degli sbalzi laterali e dei cordoli.

8 - Posa in opera di armatura in acciaio tondo Fe B 44 K, e getti delle solette con calcestruzzo per c.a.p.

9 - Posa in opera per lo scarico delle acque meteoriche degli impalcati, di bocchettoni di piombo, di curve in acciaio inox e tubazioni in PVC ancorate alle strutture con collarini e staffoni in acciaio inossidabile.

10 - Demolizione e ricostruzione in calcestruzzo di c.a. dei muri paraghiaia.

11 - Incamiciatura, previa scalpellatura delle zone ammalorate e posa di armatura in acciaio supplementare delle spalle.

12 - Montaggio e smontaggio ponteggi tubolari per ponti di servizio, fissi e a sospensione.

13 - Smontaggio e montaggio di sicurvia.

14 - Verniciatura cordoli longitudinali con prodotti protettivi.

15 - Sistemazione idraulica della zona sottostante il viadotto.

Inoltre sono stati eseguiti da altre Ditte specializzate i seguenti lavori:

1 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

2 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

3 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

Viadotti Goccioloni I e II

Goccioloni I

Viadotto a 11 luci di 30 m cadauna: altezza + 10/30 m

Goccioloni II

Viadotto a 7 luci di 30 m cadauna: altezza + 15/40 m

Struttura a travi appoggiate in c.a.p.

Lavori eseguiti:

1 - Asportazione della pavimentazione in conglomerato bituminoso.

2 - Demolizione soletta spartitraffico in calcestruzzo di c.a., per isolare le due carreggiate.

3 - Montaggio di ponteggi metallici con tubi e centine, per ponti di servizio fissi ed in sospensione, per esecuzione lavori.

4 - Aperture di passi d'uomo nei portali sopra le pile, armature in acciaio e getti di rifinitura delle aperture.

5 - Demolizione e rifacimento dei baggioli per apparecchi di appoggio.

6 - Sollevamento dal basso degli impalcati con martinetti idraulici e appoggi provvisori su scatole a sabbia.

7 - Posa in opera degli apparecchi d'appoggio mobili, previa muratura di due piastre di acciaio sul baggiolo e sulla base della trave, fissate con malta di resina e ripristino e collocamento in opera degli apparecchi di appoggio fissi.

8 - Apertura nicchie in soletta per scoprire le testate di ancoraggio dei cavi in acciaio armonico.

9 - Risanamento con calcestruzzo di c.a. del solettone in sommità delle pile, previa asportazione del calcestruzzo ammalorato e aggiunta supplementare di armatura di acciaio.

10 - Incamiciatura delle pile e dei mensoloni alla sommità delle stesse, eseguite in calcestruzzo di c.a., previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato, posa in opera di armatura di acciaio supplementare e formazione delle cassaforme.

11 - Getti in calcestruzzo con additivi antiritiro, posa in opera di nuova armatura supplementare in acciaio

tondo Fe B 44 K, chiodatura per l'aggancio del vecchio con il nuovo calcestruzzo per il rafforzamento e risanamento degli impalcati, previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato.

12 - Rifacimento parziale dei portali sopra le pile, con aggiunta supplementare di armature di acciaio.

13 - Demolizione e rifacimento dei muri paraghiaia e dei cordoli longitudinali interni.

14 - Risanamento delle testate delle travi, predisponendo i fori per l'iniezione con resina dei cavi.

15 - Chiusura delle nicchie in soletta con armatura in ferro supplementare e predisponendo i fori nelle testate di ancoraggio per l'iniezione dei cavi.

16 - Sopraelevazione in calcestruzzo di c.a. dei cordoli sui muri andatori delle spalle.

17 - Costruzione di passerelle in c.a., parapetti e scale in profilati di acciaio per controllo degli apparecchi d'appoggio.

18 - Posa in opera per lo scarico delle acque meteoriche degli impalcati, di bocchettoni di piombo, curve in acciaio Inox e tubazioni in PVC, ancorate alle strutture con collarini e staffoni in acciaio inossidabile.

19 - Montaggio e smontaggio di sicurvia.

20 - Sistemazione idraulica della zona sottostante i viadotti.

Inoltre sono stati eseguiti da altre Ditte specializzate i seguenti lavori:

1 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

2 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

3 - Incamiciatura con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

4 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

Viadotto Mulinaccia - Viadotto Poggiolino - Viadotto Piazza

Lavori eseguiti:

1 - Asportazione della pavimentazione in conglomerato bituminoso.

2 - Demolizione soletta spartitraffico in calcestruzzo di c.a., per isolare le due carreggiate.

3 - Montaggio di ponteggi metallici con tubi e centine, per ponti di servizio fissi ed in sospensione, per esecuzione lavori.

4 - Aperture di passi d'uomo nei portali sopra le pile, armatura in acciaio e getti di rifinitura delle aperture.

5 - Demolizione e rifacimento dei baggioli per apparecchi di appoggio.

6 - Sollevamento dal basso degli impalcati con martinetti idraulici e appoggi provvisori su scatole a sabbia.

7 - Posa in opera degli apparecchi d'appoggio mobili, previa muratura di due piastre di acciaio sul baggiolo e sulla base della trave, fissate con malta di resina e ripristino e collocamento in opera degli apparecchi di appoggio fissi.

8 - Apertura nicchie in soletta, per scoprire le testate di ancoraggio dei cavi in acciaio armonico.

9 - Risanamento in calcestruzzo di c.a. del solettone in sommità delle pile previa asportazione del calcestruzzo ammalorato e aggiunta supplementare di armature di acciaio.

10 - Incamiciatura delle pile e dei mensoloni alla sommità delle stesse, eseguite in calcestruzzo di c.a., previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato, posa in opera di armatura di acciaio supplementare e formazione delle cassaforme.

11 - Getti in calcestruzzo con additivi antiritiro, posa in opera di nuova armatura supplementare in acciaio tondo Fe B 44 K, chiodatura per l'aggancio del vecchio con il nuovo calcestruzzo per il rafforzamento, risanamento e allargamento di 50 cm degli impalcati, previa asportazione dello strato di calcestruzzo ammalorato; l'allargamento è stato eseguito per l'adattamento a tre corsie delle carreggiate.

12 - Rifacimento parziale dei portali sopra le pile con aggiunta supplementare di armatura di acciaio.

13 - Demolizione e rifacimento dei muri paraghiaia e dei cordoli longitudinali interni.

14 - Risanamento delle testate delle travi, predisponendo i fori per l'iniezione con resina dei cavi.

15 - Chiusura delle nicchie in soletta con armatura in ferro supplementare e predisponendo i fori nelle testate di ancoraggio per l'iniezione dei cavi.

16 - Sopraelevazione in calcestruzzo di c.a. dei cordoli sui muri andatori delle spalle.

17 - Costruzione di passerelle in c.a., parapetti e scale in profilati di acciaio per il controllo degli apparecchi d'appoggio.

18 - Posa in opera per lo scarico delle acque meteoriche degli impalcati, di bocchettoni di piombo, curve in acciaio Inox e tubazioni in PVC, ancorate alle strutture con collarini e staffoni in acciaio inossidabile.

19 - Montaggio e smontaggio di sicurvia.

20 - Sistemazione idraulica della zona sottostante il viadotto.

Inoltre sono stati eseguiti da altre Ditte specializzate i seguenti lavori:

1 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

2 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

3 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

4 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

5 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

6 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

7 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

8 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

9 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

10 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

11 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

12 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

13 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

14 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

15 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

16 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

17 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

18 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

19 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

20 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

21 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

22 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

23 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

24 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

25 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

26 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

27 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

28 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

29 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

30 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

31 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

32 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

33 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

34 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

35 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

36 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

37 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

38 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

39 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

40 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

41 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

42 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

43 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

44 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

45 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

46 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

47 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

48 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

49 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

50 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

51 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

52 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

53 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

54 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

55 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

56 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

57 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

58 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

59 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

60 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

61 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

62 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

63 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

64 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

65 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

66 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

67 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

68 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

69 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

70 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

71 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

72 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

73 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

74 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

75 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

76 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

77 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

78 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

79 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

80 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

81 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

82 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

83 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

84 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

85 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

86 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

87 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

88 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

89 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

90 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

91 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

92 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

93 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

94 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

95 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

96 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

97 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

98 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

99 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

100 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

101 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

102 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

103 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

104 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

105 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

106 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

107 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

108 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

109 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

110 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

111 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

112 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

113 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

114 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

115 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

116 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

117 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

118 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

119 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

120 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

121 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

122 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

123 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

124 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

125 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

126 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

127 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

128 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

129 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

130 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

131 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

132 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

133 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

134 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

135 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

136 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

137 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

138 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

139 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

140 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

141 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

142 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

143 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

144 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

145 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

146 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

147 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

148 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

149 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

150 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

151 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

152 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

153 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

154 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

155 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

156 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

157 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

158 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

159 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

160 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

161 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

162 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

163 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

164 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

165 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

166 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

167 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

168 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

169 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

170 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

171 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

172 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

173 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

174 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

175 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

176 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

177 - Impermeabilizzazione delle superfici dell'estradosso degli impalcati.

178 - Posa in opera di nuovi giunti di dilatazione.

179 - Iniezione con resina dei cavi delle travi dell'impalcato.

180 - Pavimentazione in conglomerato bituminoso.

</

f) Tettoia con piazzale per preparazione meccanica di cassaforme, in legno e metalliche.

g) Officina meccanica per riparazione automezzi e preparazione attrezzature meccaniche, attrezzata per ogni tipo di lavoro da eseguire.

h) Magazzini per deposito attrezzature e materiali vari.

i) Cabina elettrica da 250 KWA.

l) Piazzole per parcheggio automezzi e macchine edili.

m) Baraccamenti ad uso ufficio - mensa - dormitorio e servizi operai.

n) Deposito carburanti e lubrificanti.

2) *Macchine impiegate* nei vari cantieri di lavoro e per il rifornimento contemporaneo dei materiali necessari all'esecuzione dei lavori in sei cantieri:

- n. 6 pulmini per trasporto operai
- n. 8 autobetoniere da 6 m³
- n. 1 autopompa per calcestruzzo tipo « Putzmeister »
- n. 5 autocarri
- n. 1 autotreno
- n. 2 autobotti da 5000 lt
- n. 2 autogru da 25 tonn
- n. 2 autogru da 16 tonn
- n. 1 autogru da 35 tonn
- n. 1 autogru da 5 tonn
- n. 1 autogru da 2 tonn
- n. 2 gru elettriche tipo « Edilmac »
- n. 3 escavatori-gru O & K
- n. 1 escavatore-gru Fiorentini tipo 120
- n. 1 escavatore idraulico O & K - R.H.5 con martellone demol. Brs da 450 kg
- n. 1 carro-ponte Ficet da 100 tonn per varo travi
- n. 2 pale gommate « Caterpillar 944 »
- n. 2 pale gommate Weatherill
- n. 2 pale cingolate Fiat FL-8
- n. 2 apripista Fiat AD-7
- n. 14 motocompressori Jenbach
- n. 6 elettrocompressori
- n. 4 gruppi elettrogeni
- n. 2 cabine elettriche mobili
- n. 2 motoseghe « Clipper » per taglio conglomerati
- n. 2 seghe circolari elettriche
- n. 2 motoseghe circolari
- n. 25 vibratori a scoppio, elettrici e ad aria compressa per calcestruzzo
- n. 100 martelli demolitori da 3-5-10-16-24-36 kg
- n. 15 martelli perforatori
- n. 5 smerigliatrici ad aria
- n. 1 carotiere con motore ad aria compressa per fori da 30" a 200"
- n. 2 motopompe per acqua
- n. 3 pompe elettriche
- n. 2 nastri trasportatori
- n. 1 generatore di vapore
- n. 1 rullo vibrante di 20 tonn « Vibro Verken »
- n. 1 rullo statico da 16 tonn
- n. 6 dumper da 1 m³
- n. 1 fresatrice a scoppio per calcestruzzo
- n. 1 bacciardatrice pneumatica a 7 martelli
- n. 3 sabbiatrici pneumatiche
- n. 6 gruppi ossiacetilene per tagli
- n. 1 spianatrice per calcestruzzo a scoppio
- n. 3 cesoie elettriche

— n. 5 piegatrici elettriche

— n. 1 randatrice elettrica.

3) *Attrezzature e materiali:*

- 350.000 m di tubi per ponteggi tubolari
- n. 230.000 giunti per ponteggi tubolari
- n. 10.000 spinotti per ponteggi tubolari
- n. 20.000 giunti speciali per ponteggi tubolari
- n. 600 squadri per getti a sbalzo da 2 m
- n. 250 scatole a sabbia per appoggi provvisori
- n. 20 attrezzature per sollevamento contemporaneo di 20 impalcati dall'alto, ognuna composta da: travi di ferro NP. 400-500-600 da 4-5-6 m, traversoni di quercia, tiranti in acciaio Ø 45, 50, 60 da 4-5-6 m, traverse in ferro per imbragare le travi, serie di martinetti idraulici da 25 tonn (n. 14), 50 tonn (n. 12), 100 tonn (n. 10), 200 tonn (n. 4) con pompe, raccordi e tubazioni per il collegamento in serie
- n. 15 attrezzature per sollevamento contemporaneo dal piano del terreno sottostante i viadotti di altezza di 25 m, di n. 15 impalcati; l'attrezzatura è composta da:
 - n. 60 puntoni a traliccio di 6 m cadauno
 - n. 60 puntoni a traliccio di 8 m cadauno
 - n. 1000 elementi di piedritti Dalmine da 0,75-1,50-2,00-3,00 m
 - n. 100 dispositivi di disarmo inferiore
 - n. 100 dispositivi di regolazione superiore
 - n. 60 travi in ferro HEB 360 da 12 m
 - Appoggi provvisori, seggiole, culle, staffoni, bulloneria e piastre di ferro, il tutto nella quantità richiesta per la predisposizione dei sostegni
 - Martinetti idraulici di cui al precedente capoverso.

Materiale per ponteggi e armature di sostegno:

- n. 121 elementi di centine da 3,25 m
- n. 162 elementi di centine da 2,24 m
- n. 54 elementi di centine da 2,04 m
- n. 91 elementi di centine da 1,85 m
- n. 18 travi a traliccio da 6 m
- 1.200 m³ tavoloni per ponti di servizio
- materiale per linee e impianti elettrici
- materiale per tubazione per aria compressa e acqua
- 700 m³ legname in travi U.T. e sottomisure per cassaforme
- 600 m² cassaforme metalliche
- tettoie su ruote per coperture impalcati per l'esecuzione di lavori nelle stagioni autunnali o invernali
- impianti di riscaldamento all'interno delle tettoie, durante i periodi di gelo.

I cantieri dislocati nei posti di esecuzione dei lavori, venivano riforniti in base alle necessità, dal cantiere base, di tutte le attrezzature e materiali occorrenti affinché i lavori procedessero sempre secondo il programma stabilito di comune accordo tra l'Impresa e la Società Autostrade.

In ogni cantiere venivano installati i baraccamenti necessari per il personale e per uso magazzini. Dove era possibile si installavano anche cabine elettriche per il funzionamento delle attrezzature ivi dislocate.

Va senza dire che le sopraelenate opere riparate come alle rispettive descrizioni non hanno più offerto motivi di inconvenienti di sorta ed hanno ripreso a funzionare egregiamente con piena soddisfazione dei dirigenti della Società Autostrade.