

« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. '89 » - Napoli, 4-6 maggio

TEMA A: MATERIALI E TECNICHE SPECIALI NELLA REALIZZAZIONE DI OPERE IN C.A. E C.A.P.

Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in c.a. e c.a.p.: aspetti teorici

Relazione Generale: Prof. Ing. Angelo Di Tommaso (*)

Sino ad alcuni decenni fa la « cultura » del metallo è stata talmente dominante nell'ingegneria che le teorie matematiche di modellazione del comportamento di materiali e strutture sono state sviluppate quasi esclusivamente in riferimento a questo materiale.

Il diagramma sforzo-deformazione per gli acciai è la prima conoscenza acquisita nella cultura tecnica di un allievo ingegnere che studia la « rottura » dei materiali.

Quando nei primi anni del nostro secolo si andò diffondendo la tecnologia del « cemento armato » si dovette operare nel senso di una fusione delle due culture, quella dei materiali metallici (barre di armatura) e quella dei materiali non metallici (conglomerato cementizio).

Per la modellazione del comportamento di un elemento strutturale in cemento armato la posizione basilare fu quella di ritenere nulla la resistenza a trazione del conglomerato cementizio. Questa posizione di grande significatività ingegneristica ha consentito di ottenere una teoria semplice ed efficace per la « previsione » del comportamento di un elemento in « cemento armato » dando origine alla ben nota « teoria statica del cemento armato ».

In realtà era stato eliminato uno scoglio notevole, cioè quello del *comportamento in trazione dei materiali lapidei*. E tale comportamento è oggi oggetto di studio fra i più avanzati nella meccanica dei materiali.

Infatti la prova di trazione per i materiali lapidei presenta non solo difficoltà esecutive se si vuole rilevare il comportamento oltre la forza di trazione massima (cosiddetto ramo discendente) ma anche ambiguità di natura teorica se si vuole far riferimento al concetto di tensione alla Cauchy e di deformazione in conformità alla teoria linearizzata.

Mentre anche nei più recenti codici di calcolo viene considerato un tratto discendente, è ancora aperta la questione della sua significatività sia dal punto di vista della dipendenza di esso dalle condizioni di sperimentazione (rigidezza della macchina di prova, dimensione e forma del provino, etc.), sia dal punto di vista della corretta lettura concettuale in termini di tensione e deformazione.

La necessità di approfondimento di questo aspetto in relazione alla sua possibile influenza sul comportamento strutturale di un elemento di conglomerato cementizio potrebbe a prima vista sembrare poco importante. Però nel comportamento in fase di rottura l'elemento di cemento armato è una « struttura » molto complessa in cui i trasferimenti di tensioni sono molto marcati a causa dei danni localizzati nel conglomerato (fessure) per cui è in pratica proprio il comportamento « post-picco » della prova di trazione che si attiva a catena in varie parti dell'elemento strutturale che si avvia alla rottura.

2. MATERIALI SPECIALI NELLA REALIZZAZIONE DI OPERE DI C.A. E C.A.P.

Per una gran parte delle memorie presentate a queste Giornate AICAP 89 la problematica centrale consiste nella valutazione dell'impiego di calcestruzzi speciali (calcestruzzi leggeri, calcestruzzi ad alta resistenza, calcestruzzi fibrosi leggeri o calcestruzzi fibrosi ad alta resistenza etc.) in sostituzione dei « calcestruzzi normali ».

La filosofia predominante è quella di « confronto » fra « calcestruzzo speciale » e « calcestruzzo normale », sulla base di alcuni « parametri » ritenuti dagli Autori rappresentativi del comportamento meccanico globale. Se questo confronto così istituito fornisce risultati di similarità viene considerata valida la applicabilità delle metodologie di modellazione previste dalle attuali Normative per *gli elementi strutturali* in cemento armato. Se questa similarità non sussiste si attua un programma sperimentale su elementi strutturali tendente a mettere in luce le differenze dominanti con gli elementi di calcestruzzo normale ai fini di ritoccare le usuali formule delle Normative.

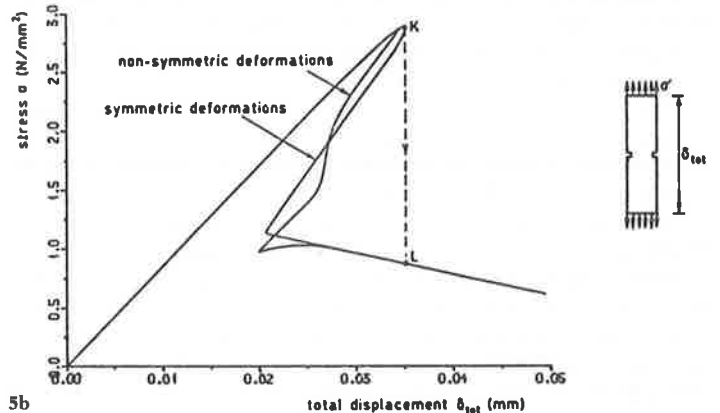
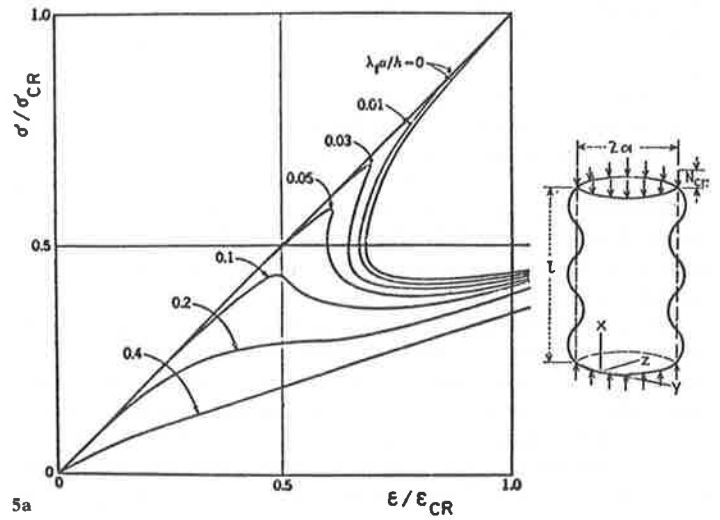
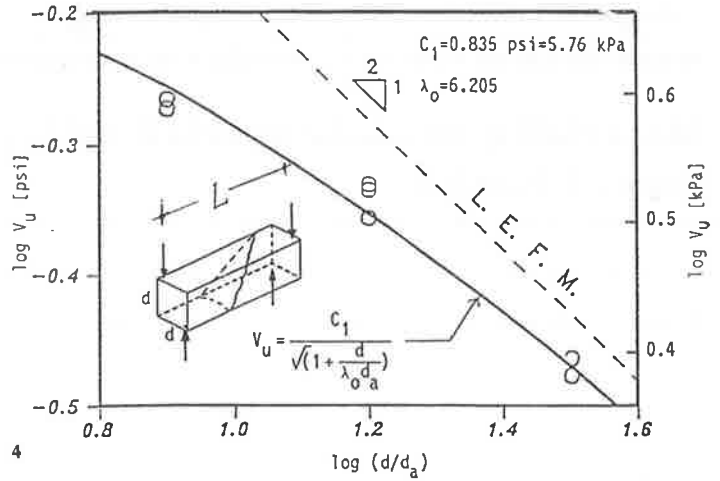
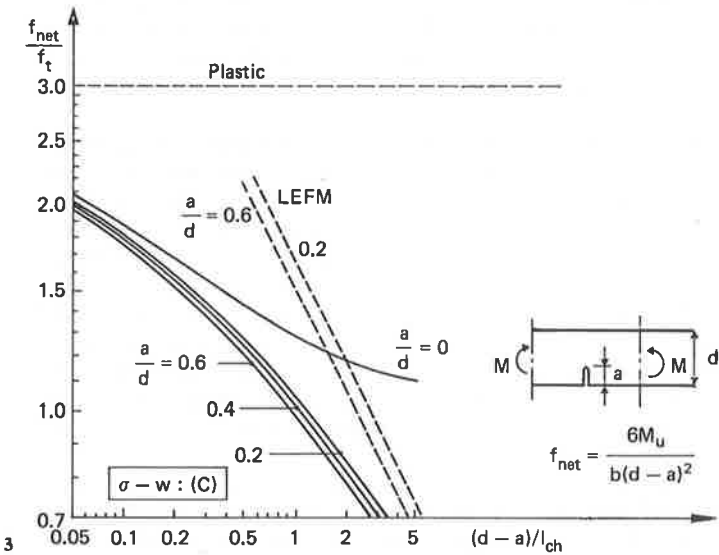
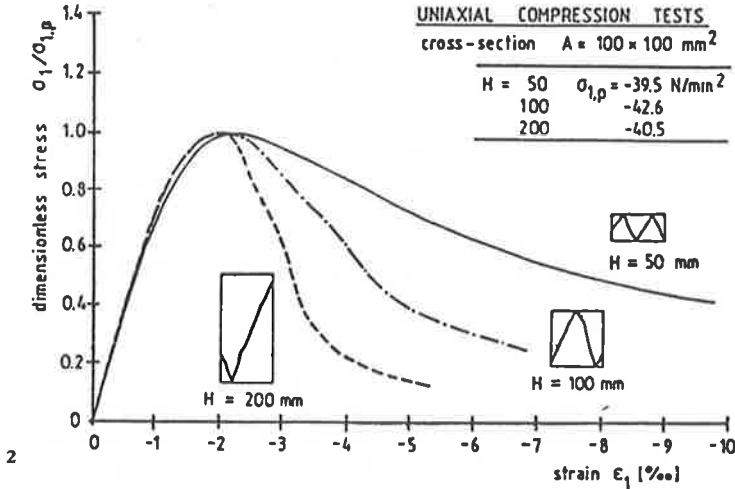
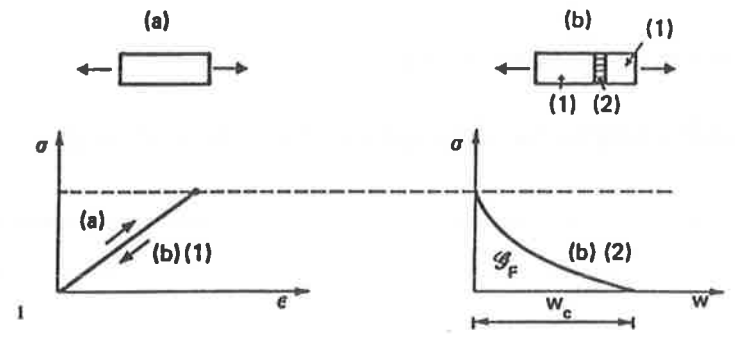
Questa impostazione va accolta con qualche cautela. In primis bisogna osservare che le attuali tendenze delle Normative richiedono un calcolo allo stato limite ultimo dell'elemento strutturale. La necessità di seguire le fasi ultime comporta la utilità di predire fenomeni di instabilità locale, come quelli connessi all'apertura di macro-fessure, attraverso caratterizzazione di bilanci energetici in cui l'energia di fessurazione del calcestruzzo gioca un ruolo primario. A questo va aggiunto il comportamento all'interfaccia acciaio-calcestruzzo che in fase ultima assume importanza fondamentale anche se fortemente dipendente ancora dal comportamento a frattura del calcestruzzo.

La difficoltà concettuale di leggere un diagramma $\sigma-\epsilon$ in trazione del calcestruzzo è nota ed ormai la schematizzazione di Hillerborg viene largamente condivisa; con essa oltre la deformazione corrispondente alla resistenza di picco $\sigma = f_t$ non ha più senso restare nel campo del continuo ma viene considerato il legame tensione-spostamento $\sigma-w$ ad andamento « soft ». Adottando questo approccio perde di significato il ramo discendente in trazione in termini di legame $\sigma-\epsilon$ (ove generalmente la ϵ si valuta su di una base di misura pari alla lunghezza del provino).

Pertanto l'adozione dell'approccio di Hillerborg implica che in trazione i parametri caratterizzanti il materiale sono almeno tre: f_t , ϵ_U , G_F (rispettivamente Resistenza a trazione, corrispondente deformazione ed Energia di frattura). L'energia di frattura è data dall'area sottesa dalla curva tensione-spostamento in fase post-picco (vedi Fig. 1).

L'altro approccio, di Bazant, considera l'intero legame tensione-deformazione in trazione fino al distacco. Dal punto di vista della implementazione in codici di calcolo può risulta-

(*) Ordinario di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria - Università di Bologna.



re conveniente in quanto permane la consueta trattazione al continuo e possono prevedersi le bande di danneggiamento. Dal punto di vista sperimentale, per leggere il legame tensione deformazione completo resta la difficoltà concettuale nel senso che il ramo discendente è fortemente dipendente dalla lunghezza del provino. Ciò a causa del meccanismo di crisi che si presenta localizzato e non investe con omogeneità di danneggiamento tutto il provino.

Pertanto per caratterizzare il comportamento a trazione del calcestruzzo si può far riferimento a tre parametri dominanti f_t , ϵ_u , G_F ; in effetti quando il tratto fino alla tensione di picco è pressoché lineare adottando l'ipotesi di perfetta linearità risulta $f_t = \epsilon_u E$, ove E è il modulo elastico in trazione. Così i parametri dominanti sono tre:

$$E; f_t; G_F.$$

1 - Schema di legame tensione (σ) - deformazione globale (ϵ) e di legame tensione (σ) - allungamento (w). 1) Zona in scarico dopo il raggiungimento della tensione di picco; 2) zona danneggiata; 2 - (da Van Mier). Influenza dell'altezza del provino sulla pendenza della curva di « softening » in compressione; 3 - (da Hillerborg). Effetto dimensionale sulla rottura di prismi intagliati di calcestruzzo a flessione. f_t = resistenza a trazione; 4 - (da Bažant). Effetto dimensionale sulla rottura a torsione di prismi di calcestruzzo. Dimensione max aggregato $d_n = 4.8 \text{ mm}$. $L/d = 8/3$; $V_u = 3T/d^3$; T = Momento torcente di rottura; 5a - (da Timoshenko). Influenza della imperfezione (λ_1) sul carico critico del cilindro compresso; 5b - (da J. Rots). Processo di rottura a trazione di un prisma di calcestruzzo intagliato.

La prova che consente la determinazione contemporanea dei tre parametri è quella di trazione diretta su provino con intagli raccordati ed estremità impediti di ruotare. Questa prova è di difficile attuazione per cui per i calcestruzzi a non elevata energia di frattura (in pratica i calcestruzzi non fibrosi) è preferibile determinare la resistenza a trazione con la prova « brasiliana », l'energia di frattura con la raccomandazione Rilem ed il modulo elastico E con una prova a trazione diretta di semplice esecuzione perché impegna solo il primo tratto del legame sforzo-deformazione.

Per il comportamento a compressione le più recenti ricerche (Van Mier) hanno messo in luce la forte dipendenza del ramo discendente della curva tensione-deformazione dalla altezza del provino, oltre che dalle caratteristiche di rigidità della macchina di prova. Ciò discende dal fatto che la crisi non è un fenomeno di danneggiamento omogeneo del provino ma si sviluppa, anche se la applicazione del carico è effettuata eliminando al massimo gli attriti con i piatti della pressa, secondo meccanismi che evidenziano danneggiamenti localizzati in bande molto strette. Questi meccanismi sono dipendenti geometricamente dalla altezza del provino e richiamano gli aspetti di dissipazione localizzata di energia in modo I e modo II di frattura. Pertanto può essere illusoria una definizione accurata del ramo discendente della curva tensione-deformazione la quale non è una proprietà del materiale ma una proprietà « strutturale ». In definitiva può essere sufficiente caratterizzare il calcestruzzo in compressione con i soli due parametri dominanti f_c ; E_c (rispettivamente Resistenza a compressione e modulo elastico all'origine). In molti recenti e accurati lavori sperimentali se si fa riferimento ai valori all'origine non sembra esserci apprezzabile differenza fra modulo elastico in trazione e in compressione, anche se spesso si annoverano opinioni diverse.

In definitiva per caratterizzare un calcestruzzo attraverso parametri meccanici dominanti, per deformazioni di breve durata, possono bastare quattro parametri essenziali: E, f_t , f_c ; G_F ovvero, riferendoci a rapporti significativi:

$$f_t; (E/f_t) \cong 1/\epsilon_u; f_c/f_t; (EG_F/f_t^2) = I_{ch}$$

Questo ovviamente trascura altre puntualizzazioni e caratteristiche, ma può essere un criterio semplificativo che considera gli aspetti essenziali del materiale, incluso l'aspetto della rottura. In effetti, a parte la ambiguità della definizione di un modulo elastico per un materiale « non elastico » come il conglomerato cementizio, balza evidente la presenza del parametro G_F di certo inusuale. La differenza fra un calcestruzzo « normale » ed un altro ottenuto da questo aggiungendo fibre è irrilevante se si valutano i parametri usuali E; f_t ; f_c mentre diventa macroscopico se si valuta il parametro Energia di frattura. Infatti quest'ultimo nel confronto aumenta di 20-30 volte a vantaggio del calcestruzzo fibroso.

Facendo poi riferimento alle trattazioni di Carpinteri [1] e di Hillerborg [2] si può anche dire che a parità di dimensioni strutturali, l'elemento strutturale sarà tanto più fragile quanto più è piccolo il rapporto:

$$(EG_F) / f_t^2 = I_{ch}$$

Quindi valutato il rapporto anzidetto per calcestruzzi « normali », il nuovo materiale dovrà definirsi più fragile se lo stesso rapporto per esso risulta minore.

Con questo si propone un criterio di comparazione fra materiali lapidei. In particolare si può supporre che se il valore del detto rapporto per i « nuovi » calcestruzzi non si riduce in comparazione a quello che si ottiene per i calcestruzzi « normali » ed inoltre i restanti tre parametri f_t ; E/f_t ; f_c/f_t si discostano di poco, non dovrebbero apparire fenomenologie diverse quando questi vengono impiegati per la realizzazione di elementi strutturali di pratica corrente. In altre parole le formule di calcolo strutturale incluse nelle Normative esistenti sarebbero valide anche per strutture di codesto nuovo materiale.

Nel caso che EG_F/f_t^2 è sensibilmente ridotto rispetto al valore pertinente ai calcestruzzi « normali », l'effetto dimensionale, in fase ultima, diventa rilevante. La letteratura è piena di studi sperimentali e teorici che mettono in risalto questo effetto (cfr. figg. 3 e 4 in cui sono riportati alcuni esempi significativi).

In quest'ultimo caso è evidente che la sperimentazione dovrà esser condotta variando le dimensioni dell'elemento strutturale.

Una ulteriore riflessione si intende proporre mostrando le figure 5a e 5b: da esse si ha la conferma che il fenomeno dell'inizio e propagazione della fessurazione ha degli effetti simili a quelli del « buckling and post-buckling » che si verifica nel caso dei tubi elastici compressi assialmente. Questo evidenzia il carattere di fenomeno di instabilità dell'equilibrio che caratterizza la apertura di una fessura in un materiale dotato di softening. Quest'ultimo è solo un accenno che meriterebbe una trattazione specifica che qui non può trovar posto, però sottolinea ancora una volta la dipendenza delle modalità di propagazione delle fessure in materiali tipo calcestruzzo dalle dimensioni dell'elemento strutturale.

3. RELAZIONE SULLE MEMORIE PRESENTATE

Da una analisi dei contenuti delle memorie pertinenti al presente tema si ritiene proponibile una suddivisione in quattro « categorie »:

- I) Materiali (cls) speciali: caratterizzazione
- II) Materiali speciali: caratterizzazione interfaccia
- III) Elementi strutturali di materiale speciale: caratterizzazione
- IV) Tecnologie costruttive speciali.

Questa suddivisione comporta inevitabilmente alcune incongruenze, ma risulta utile per una visione globale dei problemi che emergono alla attenzione dei Tecnici nella attuale fase di sviluppo tecnologico.

La presentazione delle memorie che verrà fatta seguirà la prospettiva già delineata nella precedente sezione 2 che ricalca il punto di vista del Relatore.

3.1. Materiali (cls) speciali: caratterizzazione I categoria

In questa categoria vengono raggruppate dieci memorie i cui aspetti rilevanti vengono esaminati nel seguito.

La memoria: « *Influenza dell'aggiunta di nitrito di calcio al calcestruzzo sul comportamento alla corrosione della armatura* », di R. Cigna, G. Familiari, G. Peroni e R. Turriziani contiene una interpretazione del meccanismo dell'azione protettiva degli ioni nitrito ed i primi risultati desunti dal monitoraggio di un'opera autostradale.

Il lavoro si inquadra nella linea dell'utilizzazione di « inibitori di corrosione » come additivi nell'impasto cementizio. Il nitrito di calcio è infatti da qualche anno considerato fra i più efficaci « inibitori ».

L'aspetto positivo di questo additivo è riconosciuto anche nella pratica statunitense ove sono annoverate varie applicazioni sin dal 1979 (Wallitt, A.L. - « Calcium nitrite offers long-term corrosion prevention » in *Concrete Construction*, 336-61, Aprile 1985).

Alcuni Autori riferiscono anche di un aumento di resistenza a compressione dovuto al nitrito di calcio (es. Clarke, J.L. - « Modified Concrete for Use in Bridge Structures » in *Concrete Bridge Engineering*, ed. COPE, R.J. - Elsevier A.S. - 1987).

Il lavoro potrà fornire dei dati preziosi sul comportamento a lungo termine di strutture in servizio realizzate con calcestruzzi al nitrito di calcio.

Essendo la sperimentazione in corso penso che gli Autori potrebbero esporre, nella sessione degli interventi liberi, gli ultimi dati e un commento sulla efficacia del sistema di monitoraggio adottato.

La memoria: « *Progressi nella tecnologia delle malte da restauro a ritiro compensato* » di M. Collepari, S. Monosi e M. Valente esamina la problematica della fessurazione delle malte applicate a supporti consolidati e il modo per poter evitare l'insorgere di tali discontinuità. Viene fatto riferimento al « ritiro plastico » ed al « ritiro igrometrico » ed alle conseguenze di tali fenomeni sulla continuità del mezzo. L'aspetto legato alla costituzione di un « materiale speciale » consiste nella proposta di inclusione nella malta di « fibre polimeriche » e di « polimero ritentore di acqua ». Gli Autori confermano, secondo le loro esperienze, l'utilità degli ingredienti citati ai fini del controllo della fessurazione, in linea con i risultati della ricerca internazionale.

Il problema della modellazione meccanica dei fenomeni che intervengono è di sconcertante complessità per la grande quantità di parametri in gioco. Le condizioni igrometriche ambientali, l'effetto dimensionale, lo stato di interfaccia, la variabilità delle proprietà viscosse nel tempo rendono poco consistente il semplice riferimento alla legge di Hooke per valutare la fenomenologia. Comunque i dati sulle variazioni volumetriche, anche se viene fissata la condizione ambientale, risentono sensibilmente del rapporto volume / superficie esterna del provino e quindi ci riportano all'effetto dimensionale. Pertanto potrebbe essere utile esporre i dati con riferimento alla geometria del provino per ottenere anche solo un dato convenzionale.

Concordo con gli Autori sulla convenzionalità delle prove di laboratorio secondo normativa. I dati di espansioni con maturazione in acqua di calce sono infatti di scarsa utilità anche se si volesse fare una modellazione analitica del fenomeno, per la mancanza di dati nelle condizioni effettive di impiego nelle quali la viscosità gioca un ruolo determinante e la variazione volumetrica differisce totalmente da quella che si verifica in acqua. Sembra pertanto allo stato attuale, che sia percorribile la strada di una correlazione fra prove convenzionali di laboratorio che danno « parametri di controllo » ma dotati di ripetibilità e alcune tipiche situazioni reali di applicazione.

Infine concordo con gli Autori sull'azione positiva dell'inclusione di fibre polimeriche sebbene la interpretazione dell'effettivo meccanismo di azione lascia ancora spazio all'approfondimento.

* * *

Esaminiamo ora la nota: « *Composti cementizi a base di fibre di carbonio con basso deterioramento chemio-meccanico per l'affidabilità dei ripristini strutturali* » di G. Mantegazza e A. Di Tommaso.

In essa viene studiata una malta speciale con fibre di carbonio e comparata con una malta precedentemente analizzata in cui erano presenti contemporaneamente sia fibre di polipropilene che fibre di acciaio. Viene presentato lo studio reologico per la ottimizzazione dei quantitativi e dei tipi di fibre di carbonio. Inoltre vengono determinati gli indici di tenacità per le due malte citate e per la malta di riferimento senza fibre, con una prova a flessione su prisma intagliato.

Lo studio è incentrato su una valutazione del deterioramento delle malte in ambiente aggressivo e sotto forti gradienti di sforzo, con un dispositivo progettato ad hoc.

Si è considerato un parametro di deterioramento $D = (E_x - E'_x) / E_0$, ove E_0 è il modulo elastico (apparente) valutato sul provino (intagliato) maturato a 28 gg. in condizioni standard; E_x è il modulo elastico (apparente) al tempo corrente di prova dello stesso materiale tenuto in bagno di acqua per 5 giorni su 7 ed in aria 2 giorni su 7; E'_x è il modulo elastico

(apparente) al tempo corrente di prova dello stesso materiale tenuto in bagno solfatico e sotto sforzo per 5 giorni su 7 e in aria, scarico, per 2 giorni su 7. Si può valutare ad ogni età il deterioramento D.

I risultati mostrano come questo deterioramento è inferiore per la malta carbo-fibrosa rispetto a quello per la malta con fibra mista di polipropilene e acciaio.

La memoria « *Analisi critica di alcune prestazioni strutturali dei calcestruzzi ad alta resistenza* » di E. Cosenza, M. De Stefano, M. Pecce fornisce una disamina generale dei più interessanti tipi di calcestruzzi speciali e un approfondimento degli aspetti applicativi dei calcestruzzi ad alta resistenza.

Le conclusioni di questo accurato studio sottolineano alcuni temi di interesse investigativo. È da condividere la necessità di approfondire gli aspetti della rottura a flessione di travi di HSC con debole armatura, nonché gli aspetti della crisi a taglio.

In effetti i due fenomeni meritano approfondimento, come giustamente messo in luce, per motivi analoghi: elevate resistenze del calcestruzzo con successive limitate dissipazioni in fase ultima.

Il lavoro con evidenti finalità di analisi critica dei principali problemi applicativi ancora sul tappeto, coglie nel segno gli aspetti di maggior interesse per la ricerca negli anni futuri.

La memoria « *Calcestruzzi leggeri rinforzati come materiale strutturale* » di A. Rio presenta una disamina critica del miglioramento delle prestazioni meccaniche dei calcestruzzi leggeri attraverso l'impiego di fibre e/o l'impregnazione con polimeri organici. I calcestruzzi esaminati sono caratterizzati dall'impiego di aggregato grosso costituito da argilla espansa mentre l'aggregato fine è quello usuale pesante. La categoria del materiale rientra nella più generale categoria detta dei « compositi a base cementizia ».

Per quanto riguarda il *cls leggero fibroso* esso viene riconosciuto valido per un impiego strutturale « congiuntamente ad armature convenzionali per la realizzazione di elementi portanti di alta qualità » ovvero per un impiego strutturale « da solo per la produzione di elementi con scarse esigenze di portanza ».

Per quanto riguarda il *cls leggero polimero-impregnato* esso presenta sensibili modificazioni del meccanismo di frattura a meso-livello. Si nota un aumento dell'adesione della pasta cementizia allo scheletro litico rappresentato dagli aggregati, e una diminuzione di porosità. Questi aspetti aumentano le caratteristiche meccaniche tradizionalmente di riferimento, resistenze a trazione, a compressione e modulo elastico. Non sono a conoscenza delle implicazioni a livello di energia di frattura per mancanza di dati sperimentali ma presumo che l'aumento non sia proporzionale alle altre citate caratteristiche. Dai dati forniti dall'Autore risulta invece che si conseguono miglioramenti per quanto riguarda la impermeabilità e la resistenza agli attacchi chimici.

Sul campo di impiego dei *cls leggeri rinforzati* (fibrosi o polimero-impregnati) l'Autore ritiene che non si possa generalizzare ma si debba tener conto delle condizioni specifiche di produzione e delle particolari proprietà richieste per il manufatto.

La memoria « *Caratteristiche fisico-meccaniche di calcestruzzi leggeri realizzati con aggregati di cenere sinterizzata* » di M. Berra, G. Ferrara, G. Melchiorri, C. Zuffi contiene una approfondita e completa caratterizzazione sperimentale di un materiale nuovo di notevole interesse. La realizzazione di questo materiale nuovo si avvale della utilizzazione di *aggregato fine e grosso leggero*. Considerando i valori esposti di modulo elastico, resistenza a trazione diretta ed energia di frattura in rapporto a quelli medi di un calcestruzzo « normale » si perviene

ad un numero di fragilità relativo di Carpinteri e ad una lunghezza caratteristica relativa di Hillerborg di poco inferiori all'unità, mentre per il calcestruzzo leggero con aggregato grosso di argilla espansa viene indicato in letteratura un valore più basso (Reinhardt). Questo fatto lascia prevedere un comportamento di elementi strutturali di questo nuovo materiale più prossimo a quello di elementi di calcestruzzo « normale » di quanto non sia il comportamento di elementi di calcestruzzo leggero con argilla espansa.

Invito uno degli Autori ad esporre in sintesi la caratterizzazione di questo nuovo materiale. Sarebbe interessante una descrizione delle prove di trazione diretta e delle modalità di rottura, considerata la notevole importanza di questo parametro per il materiale in esame. Auspicio che nel programma futuro di prove siano previste sperimentazioni sulle caratteristiche meccaniche dipendenti dal tempo (creep, fatica).

La memoria: « *Legame costitutivo di calcestruzzi fibrosi additivati con fumi di silice* » di D. Galeota, M.M. Giammatteo, S. Tavano riporta i risultati sperimentali relativi al comportamento in compressione di calcestruzzi con fibre metalliche, fumi di silice e aggregato normale e leggero, con identificazione di modelli analitici.

I risultati confermano alcune convinzioni consolidate sul comportamento a compressione dei « fibrosi » fornendo ulteriori assicurazioni sul comportamento isteretico a compressione che da alcuni è ritenuto alquanto penalizzato. Infatti una delle conclusioni degli Autori è la seguente: « l'aggiunta di fibre e di fumi di silice non altera in maniera apprezzabile il loro comportamento isteretico ».

In effetti l'aggiunta di fumi di silice e di fibre ha un suo scopo precipuo diverso da quello di influire positivamente sul comportamento a compressione, quindi le conferme di mancanza di effetti negativi su tale caratteristica è di per sé risultato positivo.

Sarebbe interessante poter effettuare confronti con i risultati ottenibili con gli stessi impasti su provini di dimensioni superiori a quelle utilizzate di 160×80 mm.

Il programma sperimentale vasto e accurato ha consentito di offrire un significativo supporto alle modellazioni analitiche effettuate sulla base del modello di Tanigawa modificato dagli Autori.

La memoria « *Sulla messa a punto di un conglomerato fibroso con microsilica: resistenza ai cicli di gelo e disgelo* » di S. Lai riporta i risultati di una sperimentazione tendente a valutare la resistenza al gelo di conglomerati contenenti microsilica e fibre di polipropilene. Entrambi i componenti citati migliorano, come noto, la durabilità del composto riducendo rispettivamente la permeabilità e utilizzando l'inerzia chimica della parte fibrosa. I vantaggi in termini di duttilità offerti dalle fibre sono ben noti.

Sono stati presi in considerazione due tipi di cicli: uno rapido con raffreddamento in aria e riscaldamento in acqua con intervallo +5° ÷ -20° con durata del ciclo di 4 ore; uno lento in aria con intervallo +20° ÷ -4° e durata del ciclo 12 ore. I parametri di controllo del degrado sono stati il peso ed il modulo elastico dinamico.

La ricerca in atto si propone due scopi: a) verificare l'eventuale influenza delle modalità di confezionamento sulla resistenza al gelo; b) valutare la resistenza al gelo sulla base di prove « rapide ».

Una conclusione interessante dell'Autore indica che le prove di tipo rapido forniscono dopo 30 cicli dei risultati compa-

rabili con quelli ottenuti dopo 300 cicli con prove lente standard.

La ottimizzazione delle procedure di prova per un invecchiamento artificiale riveste grande importanza sia per un riferimento convenzionale e soprattutto se le prove stesse potessero fornire i parametri di modellazione delle condizioni effettive di esercizio ai fini della valutazione della « vita » della struttura.

Una riflessione generale per le indagini su calcestruzzi con silice è che l'aggiunta del componente all'impasto viene dai vari Ricercatori considerata o in sostituzione del cemento o in aggiunta al cemento (e quindi in sostituzione dell'inerte). Questo fatto rende difficilmente comparabili i risultati delle varie ricerche.

Nella memoria: « *I calcestruzzi fibrorinforzati e la teoria del paraboloide di rivoluzione* » di U. Bonvino viene proposto il parametro di « coesione » come indicativo della « qualità » di un calcestruzzo fibroso. Sulla base della teoria di Mohr-Coulomb e della teoria del paraboloide di Stassi-d'Alia viene determinato il valore di coesione attraverso la resistenza a compressione e quella a trazione.

La sperimentazione è condotta su calcestruzzi con fibre di polipropilene. La tensione di rottura a trazione è determinata secondo la prova detta Brasiliana.

Per le percentuali di fibre sperimentate la teoria di Stassi d'Alia fornisce valori superiori di circa il 13% rispetto a quelli desumibili dalla teoria di Mohr-Coulomb. È confermato che il coefficiente di variazione sulla resistenza (sia a trazione che a compressione) diminuisce all'aumentare della percentuale di fibre.

La possibilità di tener conto della resistenza a trazione, che resta comunque modesta anche in presenza di fibre, si fonda proprio sulla minor variazione di questa in presenza di fibre.

Dai risultati del lavoro si vede che aggiungendo il 3% di fibre in peso su quello del cemento, la resistenza a trazione passa da 25 a 32 Ncm⁻² mentre il coefficiente di variazione scende da 6,35 a 1,83, avendo esaminato 20 prelievi (di una coppia ciascuno).

La memoria: « *Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati - Indagini sperimentali per la determinazione delle caratteristiche meccaniche e confronti con cls ordinari* » di P.P. Diotallevi e F. Zarrì contiene i risultati di una vasta ricerca volta al miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi leggeri (con aggregato grosso leggero) conseguibile con inclusione di fibre metalliche e sintetiche. Il materiale è molto interessante per le buone prestazioni meccaniche e il basso peso unitario.

Il composito fibroso rispetto a quello di riferimento senza fibre mostra un rapporto *resistenza a trazione diretta / resistenza a trazione indiretta* che diminuisce per la presenza di fibre. Ciò conferma la notevole energia di frattura del materiale fibroso che in fase ultima tende alla rottura plastica (nel senso della ridistribuzione tensionale) specialmente su piccoli campioni.

L'elevata quantità di dati e la molteplicità tipologica delle prove consentirà interessanti elaborazioni dei risultati di caratterizzazione del materiale ai fini di saggiare le teorie di calcolo agli stati limite di rottura per gli elementi strutturali in cls leggero fibroso.

Invito uno degli Autori ad una presentazione sintetica della ricerca con qualche maggior dettaglio sulle prove a trazione diretta e le conclusioni a cui si è pervenuti.

3.1.1. Osservazione sui lavori della I categoria

Delle quattro categorie in cui ho ritenuto raggruppare i 20 lavori di questa sessione la prima categoria: « Materiali speciali, caratterizzazione » trova ben dieci memorie. Tra questi dieci lavori, sette considerano la inclusione di fibre nell'impasto; manca la presenza di fibre di vetro; appare la considerazione delle fibre di carbonio.

Sempre nei dieci lavori sui materiali speciali, tre considerano la presenza di aggregato artificiale leggero, di questi in uno viene studiato un aggregato leggero fine ottenuto per sinterizzazione da ceneri.

Nell'ambito dei dieci predetti lavori tre tendono a valutare la durabilità attraverso specifiche prove sperimentali non ancora codificate.

Emerge pertanto una tendenza a considerare nuovi materiali e nuove procedure di prova per la valutazione della durabilità.

Scaro invece appare l'impegno ad utilizzare i dati sperimentali per la modellazione analitica dei fenomeni (un solo lavoro), specie se si considera il tema della sessione che è: aspetti teorici.

La spinta all'attività sperimentale, invero cospicua, è un aspetto, a mio avviso, positivo. Sebbene ritengo che un reale progresso si debba fare nel senso che la sperimentazione, al fine di caratterizzare i materiali non è che il primo stadio; il successivo è utilizzare i dati sperimentali per la costruzione di modelli di simulazione che riescono a vedere « più lontano ».

Ancora una riflessione personale: per rilevare parametri sperimentali non-convenzionali, cioè non di riferimento normativo ma di effettivo valore scientifico bisogna variare le dimensioni dei campioni per sottrarsi all'influenza delle condizioni al contorno, della non-omogeneità, della rigidità del mezzo di carico, dell'effetto dimensionale legato al meccanismo di crisi localizzato, etc. Non dimentichiamoci che le caratteristiche meccaniche dei materiali servono all'ingegnere strutturale per modellare il comportamento di una struttura, mentre spesso le finalità delle prove di normativa sono quelle di fornire parametri di « qualità ».

3.2. Materiali speciali: caratterizzazione interfaccia II categoria

In questa categoria vengono raggruppate due memorie che trattano delle condizioni di aderenza delle barre di armatura nel conglomerato cementizio; gli aspetti più significativi vengono analizzati nel seguito.

Riferiamoci alla memoria: « *Indagine sull'influenza del rivestimento in resina dell'armatura sui legami locali dell'aderenza, in condizioni di carico variabile monotonicamente e ciclicamente* » di C. Modena, T. Coltro, G. Rossaro.

Si tratta di una indagine sperimentale su provini di lato 15 cm e lunghezza di ancoraggio pari a 4 volte il diametro della barra e una messa a punto di una legge di modellazione analitica che utilizza i parametri della sperimentazione. La logica è quella del confronto fra situazione di barra rivestita di resina e barra nuda. L'impostazione concettuale è quella della istituzione di un confronto fra condizione usuale e condizione nuova; una volta dimostrato, come infatti avviene in questo lavoro, che non vi sono significative differenze si soddisfa la richiesta di conoscenza.

Per quanto riguarda i risultati della ricerca gli Autori comunicano che « non appaiono differenze significative né per quanto riguarda la resistenza massima né per quanto riguarda l'andamento del ramo discendente della curva aderenza scorrimento ».

Piccole differenze invece si notano per quanto riguarda la rigidità iniziale del sistema che per le barre rivestite si riduce.

Sarebbe interessante conoscere se sono state fatte esperienze simili a temperature crescenti, cioè quale è la risposta del sistema in fase di incendio.

Le altre problematiche generali rientrerebbero in quelle classiche dell'aderenza calcestruzzo/barre in cui il tipo di calcestruzzo influenza i parametri della legge di scorrimento.

Facciamo riferimento alla memoria: « *Legame tensione di aderenza-slittamento dei calcestruzzi leggeri strutturali* » di M. Papia, G. Russo, G. Zincone.

Sulla base di indagini sperimentali condotte da altri Autori si perviene a legami analitici che descrivono il legame di aderenza e scorrimento per i calcestruzzi con aggregato grosso leggero di argilla espansa nella fase primaria (adesione chimica e microfessurazione) che precede il picco.

Viene riconosciuta dagli Autori la applicabilità di espressioni analitiche di tipo monomio-esponenziale anche per calcestruzzi leggeri oltre che per calcestruzzi ordinari.

Anche in questo lavoro viene perseguita la logica della comparazione fra parametri relativi al calcestruzzo ordinario e quello speciale che qui è costituito da calcestruzzo leggero.

Per quanto riguarda i valori assoluti delle tensioni limite di aderenza viene sottolineato che il valore massimo della tensione di aderenza locale per i calcestruzzi leggeri con argilla espansa risulta minore di circa il 40% rispetto a quello di un calcestruzzo ordinario di pari resistenza a compressione e tale gap potrebbe essere maggiore in presenza di carico ciclico. Pertanto gli Autori segnalano l'opportunità di ulteriori sperimentazioni ad hoc ai fini della applicazione alle strutture armate.

Gli Autori infine, comunicano di avere un programma sperimentale in atto per i fini suddetti.

Poiché lo studio è rivolto alla 1^a fase del legame non dovrebbe esserci sensibile dipendenza dei risultati dalla lunghezza di ancoraggio. Probabilmente per analisi che tendessero a modellare il comportamento oltre la forza massima ci sarebbe una influenza notevole dei risultati dalla lunghezza di ancoraggio.

Sarebbe interessante verificare anche l'influenza della inclusione delle fibre metalliche nel calcestruzzo sul valore del carico massimo che potrebbe fornire gap più contenuti rispetto al calcestruzzo normale a causa dell'aumento della energia di frattura.

3.2.1. Osservazione sui lavori della II categoria

Il problema dell'interfaccia permea tutti i problemi strutturali alle varie « scale di indagine ». Dal composito, in cui il comportamento meccanico globale dipende dall'adesione chimica dei componenti in fase elastica e dal meccanismo di deterioramento in fase ultima per finire al conglomerato cementizio armato, ove il comportamento dell'elemento strutturale dipende essenzialmente dall'interfaccia, si deduce la fondamentale importanza dell'argomento.

La sola differenza di modulo elastico fra i materiali a contatto genera distribuzioni tensionali di distribuzione totalmente differente.

La considerazione di calcestruzzi speciali intesi come materiali di inusuali caratteristiche meccaniche implica la necessità di sperimentare le nuove situazioni che si vengono a verificare.

La dissipazione di energia all'interfaccia è l'elemento essenziale per generare duttilità sia a livello di materiale che a livello di struttura.

Alcuni parlano di « Ingegneria dell'interfaccia ».

Auspicio un aumento di impegno teorico-sperimentale su tale aspetto.

3.3. Elementi strutturali di materiale speciale: caratterizzazione

III categoria

In questa categoria vengono raggruppate cinque memorie che trattano di elementi strutturali costituiti di materiale speciale e del loro comportamento strutturale.

Esaminiamo ora la memoria: « *Effetto scala sul progetto di elementi in calcestruzzo ad alta resistenza* » di C. Bosco, Al. Carpinteri, P.G. Debernardi.

I concetti espressi in questo lavoro sono fortemente innovativi e danno spiegazione di alcuni fenomeni non ancora acquisiti dalla normativa più avanzata.

La semplice trave appoggiata viene a mostrare, a partire dall'inizio della fessurazione in zona tesa, il suo volto di « sistema strutturale complesso ». La fessura introduce all'interno di questo sistema un « anello instabile » che in certe condizioni dimensionali e di proprietà del materiale può condurre allo spacco fragile dell'intero sistema.

Invito uno degli Autori a descrivere i punti essenziali della memoria e pertanto non entro nei dettagli. Vorrei però segnalare quali sono a mio parere i punti più importanti.

Gli esperimenti prendono in esame campioni di varie dimensioni in modo tale da cogliere gli effetti di scala.

Le prove hanno come parametro di controllo la deformazione e non la freccia potendo così cogliere molto meglio il fenomeno di « snap-back » caratteristico della rottura fragile; in alcuni casi è stato scelto come parametro di controllo l'apertura della fessura, senz'altro ottimale per il controllo della rottura fragile.

La applicazione di questo percorso logico apre la strada alla definizione delle percentuali minime di armatura flessionale anche per i calcestruzzi ad alta resistenza ove il fenomeno è maggiormente sentito.

L'approccio è anche foriero di risposta al problema del comportamento a taglio delle travi alte estendendo la sperimentazione a campioni diversi.

Il lavoro dimostra che l'applicazione dei concetti della meccanica della frattura consente la soluzione di problemi classici ancora aperti e soprattutto consente di predire il comportamento di strutture di c.a. in cui viene adottato calcestruzzo speciale nel senso di calcestruzzo con valori inusuali dei parametri meccanici.

Nella memoria: « *Comportamento a flessione e taglio di elementi strutturali lineari di calcestruzzo leggero con inerti di pomice* » di M. Arici e N. Miraglia viene presentato un programma sperimentale dai cui risultati sono dedotte riflessioni sulla applicabilità delle formule regolamentari esistenti. Di particolare interesse per questo materiale è la fenomenologia della fessurazione a taglio, che d'altra parte per un calcestruzzo di pomice potrebbe avere una dipendenza non trascurabile dalla dimensione (altezza della trave). Una estensione del programma sperimentale potrebbe apportare altri elementi utili per una considerazione di tipo generale.

A mia conoscenza la formula ACI 83 non contiene l'effetto dimensionale mentre quest'ultimo è considerato, sebbene non per tutto il « range » possibile, dal CEB-FIP Model Code.

Prendiamo in esame il lavoro: « *Comportamento in esercizio di strutture in c.a. e c.a.p. confezionate con calcestruzzi speciali* » di F. Mola e M.A. Pisani.

In esso viene affrontato un problema di grande attualità, coinvolgente proprietà del materiale e suoi riflessi sulla struttura, studiando l'interazione nel tempo fra gli effetti dell'espansione e del ritiro differenziale, in travi di c.a.p., solidarizzate a solette confezionate con calcestruzzo con additivo espansivo. L'algoritmo proposto, formulato in forma compatta, fornisc

le tensioni al tempo generico in ogni punto della trave composta, in regime di conservazione delle sezioni piane. Un esempio numerico mostra i risultati conseguibili in un caso concreto. Il calcolo è stato eseguito utilizzando le indicazioni del CEB-FIP Model Code 90 per quanto riguarda il comportamento elastoviscoso dei materiali della trave e della soletta nonché lo sviluppo temporale delle variazioni di volume per ritiro. È stata poi assunta una legge esponenziale di natura sperimentale per quanto riguarda l'espansione. Trave e soletta sono supposte assemblate quando l'età della prima è di 90 giorni e quella della seconda di 3 giorni.

I risultati mostrano le tensioni a 36 h dopo l'assemblaggio e a tempo infinito, nel caso di presenza o assenza di armatura.

Tale trattazione risulta di notevole utilità per la « progettazione » delle caratteristiche dei materiali in funzione dei risultati strutturali richiesti. Informazioni utili possono ricavarsi anche sull'influenza della quantità e disposizione delle armature metalliche. Sarebbe interessante comparare i risultati con monitoraggio su strutture al vero in ambiente termo-igrometrico noto.

Si fa ora riferimento alla memoria: « *Comportamento sismico di pilastri in calcestruzzo leggero strutturale* » di C. Baggio, A. Giuffré, C. Nuti.

Nel lavoro vengono illustrati alcuni risultati di una campagna sperimentale di prove su tronchi di pilastri a mensola sottoposti a carichi ciclici flessionali. I risultati si riferiscono alle prove eseguite su 6 pilastri di calcestruzzo ordinario e su 6 pilastri di calcestruzzo leggero strutturale. La staffatura differiva per ciascuna coppia di pilastri di ogni serie di sei.

La ricerca è in corso ma gli Autori sono in grado di anticipare alcune importanti puntualizzazioni.

Il comportamento del calcestruzzo leggero strutturale alle azioni cicliche, oltre la soglia elastica, è analogo a quello del calcestruzzo ordinario.

Il calcestruzzo leggero armato però richiede quantitativi di armatura di confinamento leggermente superiore a quelli del calcestruzzo ordinario armato non tanto per migliorare le prestazioni del conglomerato, quanto per il fatto che le armature compresse sono maggiormente sollecitate.

Gli Autori ritengono che la completa definizione del comportamento sismico del calcestruzzo leggero richieda ulteriori sperimentazioni, sia su elementi di pilastro con differenti caratteristiche di resistenza e geometria sia su componenti diversi quali in particolare i nodi trave/colonna, governato in maniera determinante dai legami di aderenza barra/conglomerato. A questo proposito gli Autori hanno stimato per la tensione tangenziale di sfilamento un valore ridotto del 15 ÷ 20% rispetto a quello relativo al conglomerato ordinario.

Viene ora preso in esame il lavoro: « *Indagine sperimentale e teorica sulla resistenza a fatica oligociclica di elementi strutturali di calcestruzzo inflessi con armatura centrale o simmetrica rispetto allo spessore* » di A. Benedetti, P.P. Diotallevi, F. Zarri.

Si tratta di una indagine sperimentale con formulazione teorica di simulazione e valutazione del danno.

Le lastre, dello spessore di 12 cm di calcestruzzo, erano armate con armatura simmetrica rispetto al piano medio ed i confronti sono stati effettuati con i risultati relativi ad una disposizione di armatura equipesante disposta nel piano medio. I risultati del confronto, effettuato sulla base di un programma di carico prestabilito che consente flessione uniforme nel tratto intermedio, sono molteplici e differiscono nei vari aspetti: fessurazione, rigidità nelle varie fasi, rottura.

Per quanto riguarda le prove monotone viene evidenziata una differenza nella fase intermedia di elemento fessurato, mentre i valori del carico di rottura e relativa freccia massima tendono a valori molto prossimi nei due casi.

Gli « invecchiamenti » a carico ciclico sono stati effettuati con vari livelli di forze massime, rapportate al valor medio del carico di prima fessurazione, comunque risultavano situazioni di lastra fessurata durante l'affaticamento.

Alla esecuzione di prove monotone dopo l'affaticamento le lastre con armatura centrale mostravano un certo maggior degrado in termini di rigidità e carico ultimo.

La lettura della memoria consentirà di acquisire quelle informazioni che non è possibile sintetizzare con poche parole.

Un modello numerico di simulazione ha consentito di ricostruire i diagrammi carico/freccia, includendo l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso (tension-stiffening).

La modellazione del danno a carichi ciclici è mostrata essere problematica per la molteplicità dei modelli di previsione proposti in letteratura e per la difficoltà di introdurre i parametri richiesti. Comunque la stima effettuata con una legge evolutiva esponenziale porta a concludere che a parità di storia di carico il danneggiamento nei prototipi con armatura mediana è circa 4 volte superiore a quello relativo agli altri con armatura doppia simmetrica.

I risultati hanno validità per i campi di impiego ove spesso i risultati strutturali e forze cicliche non si discostano molto da quelle sperimentate, come affermano gli Autori.

Anche in questo caso infatti lo spessore del ricoprimento e lo spessore della lastra comportano effetti determinanti sui parametri di danno.

3.3.1. Osservazioni sui lavori della III categoria

Per questi lavori è difficile sviluppare delle considerazioni generali considerata la eterogeneità relativa degli oggetti e obiettivi delle ricerche, per alcuni di questi però valgono le considerazioni della precedente sezione 2 di questa relazione.

3.4. Tecnologie costruttive speciali IV categoria

In questa categoria sono raggruppate tre memorie che trattano tecnologie costruttive speciali di vario genere.

La memoria: « *La precompressione con cavi non-aderenti in presenza di armatura passiva* » di A. Chiarugi, D. Di Stefano, S. Morano e P. Spinelli contiene, oltre ad un esame generale della tecnologia relativamente recente, alcune specifiche puntualizzazioni in relazione al comportamento a rottura.

Invito uno degli Autori ad esporre dette puntualizzazioni inquadrando nella problematica generale. Preso atto che, come rilevato dagli Autori. « ... in assenza di armature passive il collasso per una sezione con armatura un-bonded si raggiunge per schiacciamento del calcestruzzo e quindi con preoccupanti modalità di tipo fragile » ritorna anche qui il problema del « size-effect » in quanto esso si verifica anche per lo schiacciamento (*). Per la valutazione del momento di rottura sarebbe utile una campagna sperimentale di prove considerando anche varie altezze di sezione. Invito uno degli Autori ad esporre i dettagli della comunicazione.

Mi limito pertanto a sottolineare il grande interesse per la tecnica costruttiva che sta avendo una rapida diffusione.

BIBLIOGRAFIA

[1] CARPINTERI AL.: « Size effect in fracture toughness testing: a dimensional analysis approach » Proc. Int. Conf. on Analytical and

Nella memoria: « *Confinamento laterale attivo di elementi strutturali pressoinflessi in c.a.* » di B. Palazzo e F. Fraternali, partendo da legami costitutivi del calcestruzzo sotto stati tensionali pluriassiali calibrati su di una estesa letteratura sperimentale gli autori analizzano il comportamento monotono sino a rottura di sezioni ibride, aventi cioè parti di esse pre-sollecitate lateralmente in compressione.

Gli Autori forniscono domini di rottura e diagrammi momento curvatura per alcune sezioni tipiche sulla base di una legge costitutiva non lineare (Ottosen), tenendo anche in conto il « tension-stiffening » attraverso l'assunzione del prolungamento del legame tensione-deformazione in trazione oltre la tensione massima.

I risultati mostrano rilevanti miglioramenti di duttilità e ampliamenti del dominio di rottura.

Gli elementi strutturali siffatti se utilizzati in condizioni di carico alternato andrebbero analizzati a fondo per gli aspetti relativi alla nascita di stati di sollecitazione triassiale con tensioni principali con segno fra loro diverso.

La pratica applicazione meriterebbe anche una riflessione sugli effetti locali derivanti da punti singolari di ancoraggio.

La tecnica proposta è comunque innovativa e interessante; la prosecuzione dello studio potrebbe avere nella sperimentazione un aspetto rilevante.

Passiamo ora alla memoria: « *Comunicazione sull'evoluzione del programma di ricerca in campo dinamico sulle strutture prefabbricate in c.a. a cellule semplicemente sovrapposte e parzialmente precomprese* » di C. De Natale e S. Santorelli.

La ricerca, di obiettivo interessante, è in atto; gli autori forniscono notizie sulle problematiche risolte e su quelle ancora da sperimentare.

Essendo annunciata come imminente una sperimentazione su tavola vibrante ritengo che se gli Autori avessero i primi risultati, vorranno comunicarci nella sessione degli interventi liberi.

Dalla bibliografia appare che uno degli Autori studia il problema da almeno tre anni e pertanto vari aspetti del sistema sono stati già esaminati. Chiederei conoscere se è stato affrontato il problema dei giunti verticali, in quanto le separazioni verticali fra le pile potrebbero dar luogo, durante la crisi sismica, ai fenomeni di martellamento, scusandomi se ciò è stato oggetto di altre memorie da me non conosciute.

Comunque il sistema costruttivo è realmente innovativo e merita un impegno di studio e ricerca.

3.4.1. Osservazioni sui lavori della IV categoria

Le tecnologie presentate sono di genere molto diverso e indicano alcune tendenze in atto nate dalle situazioni di evoluzione dei sistemi costruttivi nel senso tecnico e dalle situazioni di convenienze tecnologiche ed economiche.

Tutte le proposte sono legate a concetti semplici che a volte hanno già fatto la loro comparsa in tempi non recenti ma ora possono trovare sviluppi per le condizioni favorevoli che si verificano nella attuale fase evolutiva dell'industria delle costruzioni.

Experim. Fract., Mech., Roma 1980.

[2] HILLERBORG A.: « Analysis of one single crack Fracture Mechanics of Concrete », editor F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, 1983.

(*) Hillerborg, A.: « Fracture Mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of r.c. beams ». Int. Conf. on Fracture of Concrete and Rock, Vienna, 1988.

« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1989 » - Napoli, 4-6 Maggio

TEMA A: MATERIALI E TECNICHE SPECIALI NELLA REALIZZAZIONE DI OPERE IN C.A. E C.A.P.

Materiali e tecniche speciali nella realizzazione di opere in c.a. e c.a.p.: aspetti applicativi

Relazione Generale: Prof. Ing. Giulio Pizzetti

Un tema come questo, oltre ad essere molto ampio, pone fatalmente problemi di inquadramento e di critica tutt'altro che semplici.

Quando si parla delle applicazioni pratiche di nuovi materiali e di nuove tecniche non ci si può certo limitare a commentare un evento contemporaneo che è sempre e soltanto un punto in un certo percorso che ha radici nel passato e che si evolverà — o si spognerà — nel futuro e che risente delle interazioni e dei rapporti fra diversi domini creativi dell'applicazione, in particolare quelli della Costruzione e dell'Architettura, quelli della Scienza del Costruire e della Scienza dei Materiali.

In realtà i movimenti — non oso dire i progressi perché è un termine molto ambiguo — delle tecniche e delle tecnologie non costituiscono mai eventi a flusso costante ed a corso storicamente prevedibile, ma si presentano in forma discontinua, in rapporto a molti stimoli non del tutto individuabili od addirittura ignoti: restano sopiti per lunghi periodi di tempo per ripresentarsi poi in forme nuove e con angolazioni diverse.

Inoltre i nuovi materiali e le nuove tecniche quasi mai — nel nostro settore — seguono, con certi rapporti di causa ed effetto, gli studi teorici: le applicazioni hanno piuttosto l'aspetto di una « fuga in avanti » rispetto alla teoria: quella fuga che allarga e spinge i confini del dominio della Costruzione e della Architettura e che lascia dietro a sé larghe zone da suturare e coltivare: in definitiva è l'impazienza creativa dell'uomo — pura ma anche spesso inquinata — che crea le nuove frontiere del nostro campo.

Tutti sappiamo che esistono momenti particolari nella storia della costruzione, dello strutturalismo e dell'Architettura che rappresentano soglie di innovazione di grande importanza; momenti in cui la capacità inventiva dell'ambiente progettuale coglie talune tendenze, talune potenzialità tecniche ancora in « nuce », le associa ad esigenze umane ed ambientali per proporre modelli mai sperimentati prima. Sono soglie che potremmo definire di « frattura epistemologica » — mi si passi il termine — dove metodi di calcolo, metodi di produzione dei materiali e dei componenti, procedimenti e tecniche costruttive si muovono su un terreno largamente sconosciuto alla tradizione ed a quei canoni che formano oggetto di esperienza e di norma: un terreno di indubbio rischio per il progettista e per il costruttore. Vi possono essere dei momenti più marcati, più forti, oppure più sfumati, anche se talvolta egualmente determinanti.

Se vogliamo pensare a momenti, a soglie di particolare importanza storica basterà ricordare i nomi di Eiffel, Maillart, Nervi, Freyssinet: in particolare quest'ultimo così celebre per la storia del cemento armato e del precompresso è il simbolo dell'impazienza creativa che si muove « a tutto rischio » in terreni sconosciuti con un anticipo di decine di anni rispetto al mondo delle applicazioni.

Negli anni '70 ed '80 momenti innovativi di tanta importanza storica non vi sono stati: vi è stata tuttavia in questo periodo un'ampia gamma di inventi — più che invenzioni — di

proposte, talune più reclamizzate, talaltre più sommesse che hanno creato un orizzonte di campo molto esteso e molto vivace, con elementi di spicco di indubbio interesse.

Questo orizzonte costituisce un poco lo sfondo dei commenti che farò e che non potranno limitarsi al commento delle relazioni pervenute che sono poche e riguardano argomenti specifici: ma che peraltro, inquadrato in una visione prospettica che si ricolleggi al passato ed al futuro e tenga conto di tutte le valenze strutturali, architettoniche e costruttive insite nel nostro tema, assumono un rilievo non indifferente.

In un quadro come questo i criteri di cernita per l'individuazione dei materiali speciali e delle tecniche speciali che hanno mostrato maggiore interesse e personalità nel campo delle applicazioni si caratterizzano meglio e sotto il profilo culturale hanno una specifica validità.

Come ho già notato, in questi ultimi anni vi è stata una tale proliferazione di prodotti nuovi e tecniche nuove nel campo che ci interessa da rendere improponibile il loro censimento ed il loro vaglio critico.

A noi può convenire affrontare il problema dall'altro capo, dal terminale di uscita, ossia partendo dalla considerazione di quelle costruzioni che per le loro caratteristiche hanno richiesto l'impiego di materiali speciali e di tecniche realizzative speciali. E neppure sarà da ritenere che l'aggettivo speciale si debba identificare necessariamente con il prodotto « novità » o con il procedimento rivoluzionario: certamente noi troveremo in effetti, tra i nostri materiali e procedimenti speciali, significativi ritorni, ripresentazioni sotto veste nuova ed aggiornata di proposte formulate anche molte decine di anni fa e che non poterono avere quella diffusione che la maturazione generale di campo scientifico e tecnologico non permetteva.

Partiamo dunque da questi prodotti costruttivi e da quelle esigenze attuali di settore che hanno richiesto, o talvolta imposto, determinate soluzioni.

Non prendiamo in considerazione, per il momento, i settori delle abitazioni e degli edifici industriali, anche se entrambi hanno goduto di una forte ricaduta da parte delle categorie protagoniste.

Vediamo quali sono queste categorie « protagoniste » e constateremo che esse obbediscono ad esigenze particolari (talvolta ineccepibili, talvolta discutibili) e potrebbero individuarsi — a mio avviso — nelle seguenti:

1) *Costruzioni per infrastrutture* in rapporto alle sempre più pressanti esigenze dell'assetto territoriale ed urbano: ponti, viadotti e gallerie in primo luogo, poi edifici del settore di produzione energia, edifici di servizi e di fruimento del tempo libero, ecc.

2) *Costruzioni speciali per difesa del territorio*: barriere contro gli attacchi del mare, strutture di disciplina delle acque, interventi di difesa contro l'instabilità delle terre.

3) *Costruzioni speciali per l'occupazione del suolo marino* a titolo permanente o temporaneo: piattaforme per trivellazioni petrolifere, strutture offshore, collegamenti speciali terra-acqua.

4) *Costruzioni monumentali e costruzioni di prestigio e di rappresentanza*, talvolta lussi e stravaganze, ma comunque interessanti ai fini della nostra analisi.

Costruzioni, queste ultime, che sono, per usare una felice espressione dell'Arch. Speckelsen progettista de la « Grande Arche » di Parigi, « monument first, building second »: monumento anzitutto, costruzione in secondo luogo, con tutte le implicazioni economiche — od antieconomiche — che ne conseguono sia in fase di costruzione che di gestione. Basti ricordare la Hypo-Bank di Monaco, il Palazzo dei Congressi di Berlino Ovest, la Shangai Hong Kong Bank, il Centre Pompidou di Parigi, l'edificio dei Lloyds di Londra e la già citata « Grande Arche ».

Questo elenco non intende assolutamente toccare questioni di carattere etico poiché certamente su di esso potrebbero scatenarsi ogni genere di discussione da parte degli urbanisti, dei sociologi, dei politologi, ecc.

Prendo semplicemente atto del fatto che queste categorie hanno costituito certamente uno dei richiami più forti per l'evoluzione dei materiali *speciali* e delle tecniche *speciali* di cui ci stiamo occupando.

Per tutte — o per quasi tutte in effetti — si sono verificate le esigenze fondamentali di *qualità, durabilità e rapidità di esecuzione* in concomitanza con esigenze di altissime prestazioni di tipo strutturale per peculiarità di caratteristiche, per severità dei carichi agenti e per eccezionali connotazioni di carattere architettonico.

* * *

Il primo protagonista del cemento armato, ossia il calcestruzzo, di fronte a queste esigenze ha risposto in forma brillante. Calcestruzzi ad alta e ad altissima resistenza, calcestruzzi additivati con fluidificanti e superfluidificanti, fumi di silice e ceneri volanti; calcestruzzi rinforzati con fibre acciaioidi, vetrose, polipropilene, calcestruzzi additivati con monomeri o polimeri a bassa viscosità, hanno invaso il campo.

Inoltre è da segnalare come prodotto di indubbio interesse, un nuovo tipo di supercemento (denominato Rheocem dalla casa produttrice) che consente alta lavorabilità con bassissimi rapporti acqua/cemento nonché una grande omogeneità di getto, eliminando gli inconvenienti che possono presentarsi per sovrabbondanza o carenza di additivo.

* * *

Sul tema dei calcestruzzi speciali di ogni tipo i convegni, i congressi, le Commissioni permanenti di tutti gli Enti che si interessano di c.a., i volumi e pubblicazioni relative sono stati sempre più numerosi ed insistiti. Uno degli ultimi sul tema è stato il convegno A.I.C.A.P. dell'Aquila. Non è facile fare il punto circostanziato ed esauriente su questi nuovi componenti della grande famiglia dei calcestruzzi.

Penso che si possa dire che il calcestruzzo capace di raggiungere traguardi di alta ed altissima resistenza senza il rovescio della medaglia che fatalmente lo accompagna, ossia la perdita di duttilità, sia sempre stato una delle aspirazioni più sentite da parte della tecnologia del cemento armato: un'aspirazione che l'avvento delle armature ad alta ed altissima resistenza ha rinvendito e riproposto e che con l'avvento del c.a.p. non ha mai cessato di evolversi.

Fatto si è che per questi nuovi tipi di calcestruzzo, la cosiddetta « fuga in avanti » nel campo tecnico e tecnologico, è stata difficile da controllare e da disciplinare. Milioni di metri cubi di calcestruzzi con resistenza caratteristica fra i 60 e gli 80 N/mm² con frequenti punte fino a 90 N/mm² sono stati messi in opera negli ultimi dieci anni. Peraltro non si può dire che a tutt'oggi siano stati adeguatamente risolti i problemi relativi all'estensione a questi materiali delle regole di progettazione e dei modelli di calcolo attualmente consolidati per le strutture in c.a.

ed in c.a.p.: si ha anzi ragione di ritenere che, parallelamente al miglioramento di alcuni parametri quali la resistenza, la durezza, la permeabilità, si verificano variazioni di altri non meno importanti per il comportamento strutturale, specialmente per quanto attiene comportamenti deformazionali, effetti di duttilità, risposte alle sollecitazioni cicliche, ecc.

Gli studi e le prove di laboratorio su scala di una certa ampiezza sono molti sia nel mondo europeo che in Russia ed in America.

Segnalo in proposito — rimandando alle documentazioni elaborate dagli autori — le ampie ricerche sperimentali sul comportamento strutturale di tali tipi di calcestruzzo condotte dai Proff. Levi e Marro a Torino, dal Prof. Macchi a Pavia, dai Centri di Ricerca di Treviso della Soc. MAC e di Guidonia della Soc. UNICEM.

Sono state studiate tutte le proprietà meccaniche, le proprietà reologiche (ritiro e viscosità), il comportamento al gelo e disgelo, la permeabilità, l'aderenza ferro-calcestruzzo con risultati di indubbia importanza e conforto per tutto il campo della normativa internazionale.

Particolarmente interessanti le prove condotte su un notevole numero di elementi strutturali al vero, ossia su tipi di trave adatti a venire impiegati per edifici industriali in situazioni di carico gravose: tali prove erano mirate sia allo studio del comportamento flessionale che del comportamento a taglio.

Le travi studiate erano sia in c.a. normale che in c.a. pre-compresso, confezionate sia con calcestruzzi additivati che con calcestruzzi di Rheocem, con resistenze variabili dalla classe C/40 a C/70.

A questa serie di prove ho accennato soltanto poiché ne sono al corrente in prima persona, ma — come già detto — rimando, per le osservazioni e le conclusioni in proposito, agli studi originali, limitandomi a sottolinearne l'indubbia importanza del contributo al problema di cui ci andiamo occupando.

Il Prof. Macchi che, come detto, è anche coinvolto in questo programma di prove, ha presentato, insieme col Prof. Calvi, una memoria sul « Comportamento di pareti in calcestruzzo ad alta resistenza: primi risultati sperimentali ».

Si tratta in effetti delle prime prove di una serie intesa allo studio sperimentale del comportamento di pareti di controventamento in calcestruzzo ad alta resistenza. Il Prof. Macchi ha una larga esperienza su questo argomento ed ha — tra l'altro — orientato la ricerca in modo da individuare le condizioni sotto le quali è possibile garantire il prescritto valore di duttilità quando si utilizza calcestruzzo ad alta resistenza.

I pannelli provati — a compressione diagonale fino a rottura — erano due esemplari delle dimensioni di un metro per un metro, spessore 8 cm con nervatura di bordo e costituiscono i primi esemplari di una serie piuttosto ampia.

Il calcestruzzo utilizzato presentava resistenza cubica dell'ordine dei 70 N/mm e ne sono state analizzate e commentate diverse caratteristiche meccaniche in rapporto alle prove di compressione sui manufatti.

Il commento della meccanica di fessurazione e rottura, così come le conclusioni alle quali giungono gli sperimentatori, sono particolarmente interessanti specialmente per quanto attiene la fase di microfessurazione sotto stati di tensione inferiori a 0,5 f_c, nei quali giuoca un ruolo favorevole la linearità del diagramma sforzi-deformazioni che si mantiene tale fino ad elevati valori della compressione con il rovescio della medaglia del timore di effetti di fragilità: anche le osservazioni in merito al comportamento nei riguardi della duttilità sono particolarmente interessanti e confermano analoghe osservazioni emergenti dalle prove del Prof. Levi, sulla necessità di ricorrere a percentuali di armatura considerevolmente più elevate rispetto a quelle normalmente in uso, ove si voglia garantire un comportamento duttile soddisfacente nei riguardi degli effetti sismici.

In tema di calcestruzzi fibrorinforzati sono state presentate due memorie: la prima è di Calamai-Cartapati-Radogna e si intitola « Influenza della aggiunta di fibre di polipropilene nel conglomerato cementizio per l'impiego in elementi prefabbricati ».

Gli autori riferiscono su una estesa serie di sperimentazioni eseguite su questo tipo di calcestruzzo e su elementi prefabbricati di piccolo spessore, come lastre e canalette. Sono state esaminate le caratteristiche principali del materiale usato in diverse alternative di dosatura di fibre e di lunghezze di fibre (del tipo a struttura reticolare a treccia) e successivamente sono state effettuate prove a flessione su travetti e lastre e prove di urto su lastre.

I risultati che saranno meglio illustrati dagli autori hanno evidenziato diversi punti interessanti, particolarmente l'indubbio aumento dell'energia di frattura in rapporto alla presenza delle fibre ed al loro tipo.

Certamente siamo di fronte ad un campo molto vasto, dove le variabili introdotte dalla presenza e dal tipo delle fibre sono molte e pertanto aperto a molteplici possibilità applicative di notevole interesse, specialmente nel campo dei prefabbricati.

La seconda memoria è dell'Ing. Bonvino e si intitola « Applicazione della curva intrinseca parabolica alle pavimentazioni stradali in calcestruzzo di cemento fibrorinforzato ».

Essa riferisce su una serie di prove effettuate su provini in calcestruzzo fibro-rinforzato intese eminentemente alla verifica della validità dell'assunzione della parabola quadratica quale curva intrinseca dei calcestruzzi cementizi ad elevato dosaggio di fibre sintetiche.

Le fibre in questione erano in polipropilene, legate e fibrillate, ottenute da polipropilene vergine, con dosature variabili dallo zero al 3% rispetto al peso del cemento, ossia presenze notevoli.

Le prove eseguite (di compressione su cubi e di trazione indiretta) rappresentano un contributo interessante per la definizione di procedure semplici per il calcolo della coesione nei calcestruzzi fibrorinforzati: i risultati sono confrontati con quelli dedotti dall'applicazione delle procedure della bilatera e del paraboloide di rivoluzione.

Il riferimento, citato nel titolo, dell'applicazione alle pavimentazioni stradali appare in una filigrana molto tenue.

* * *

Ancora in tema di materiali sono da commentare altre due memorie, la prima di Campagna-Migliacci-Quadrio e Ripamonti (ossia un'associata progettisti-impresari-costruttori) dal titolo « Parametri di ritiro per l'analisi strutturale del rivestimento in calcestruzzo speciale del lotto 4 - linea 3 della Metropolitana Milanese ».

È un lavoro di indubbia importanza sotto il profilo dell'applicazione e dell'economia di realizzazione dei rivestimenti in calcestruzzo armato e non delle gallerie della Metropolitana Milanese. La disamina delle tecniche di realizzazione del foro e delle relative influenze differite nel tempo, della geometria del foro e della composizione ed armatura del rivestimento finale in calcestruzzo sia sotto il profilo sperimentale che sotto quello della analisi strutturale di vari modelli ha permesso di giungere a risultati di grande interesse in vista del traguardo di minimizzazione degli effetti di ritiro anche in caso di assenza — parziale o totale — di armature metalliche.

La seconda memoria di Levati-Migliacci-Pelizzari in collaborazione con l'Ing. Ranza dell'impresa costruttrice omonima ha per titolo « Parametri di aderenza per le barre di acciaio inossidabile impiegate nella piastra di fondazione dell'acceleratore di particelle del C.N.R. di Padova ».

In essa viene descritto un singolare caso di armatura del calcestruzzo: quello con barre di acciaio inossidabile, di breve lun-

ghezza, resasi imprescindibile per esigenze antimagnetiche.

All'epoca della costruzione, il mercato offriva solo barre di tipo liscio e pertanto si è resa necessaria un'apposita sperimentazione allo scopo di studiare gli accorgimenti strutturali da adottare per garantire l'aderenza delle barre al calcestruzzo.

Sono stati studiati particolarmente i casi di impiego di barre sabbiate e di barre lisce munite di piastrine saldate, in presenza o meno di armature trasversali.

È stata studiata la meccanica interna del calcestruzzo in rapporto al fenomeno di sfilamento verificando l'importanza della presenza di armature trasversali nel caso di barre sabbiate (per contro pressoché ininfluyente nel caso di barre con piastrine): ne sono stati dedotti orientamenti progettuali di notevole interesse.

Altro calcestruzzo qualificabile ancora come materiale speciale, anche se conta ormai settanta anni di età, è il cosiddetto calcestruzzo leggero strutturale, ossia quel calcestruzzo con aggregati leggeri di produzione artificiale, ricavati con il trattamento di argille e scisti espansi. Gli anni '80 hanno assistito ad un vero e proprio rilancio su grande scala di questo tipo di calcestruzzo capace di fornire prestazioni di gran qualità, con resistenze caratteristiche fino a 60 N/mm² e pesi volumici dell'ordine di 1800 kg/m³. Le sue eccezionali doti di resistenza nei riguardi delle acque marine e dei cicli di gelo e disgelo ne hanno fatto un protagonista pressoché insostituibile nelle costruzioni offshore, nei ponti ed in tutto il settore della grande prefabbricazione, quando il risparmio sul peso proprio giuoca un ruolo predominante.

Prima di passare ad altro argomento ricordiamo in tema di tecniche di costruzione particolari (realizzazione di grandi getti), la relazione Guella-Corbellini-Colombo sulle « Casseforme Rureform Doka per interventi su opere già esistenti ».

In realtà la relazione tocca in generale il problema delle nuove generazioni delle cassaforme di getto che ormai si propongono come un tema di studio, progettazione e realizzazione di grande interesse sotto il profilo tecnico e commerciale e dell'organizzazione e condotta del cantiere.

Nella fattispecie gli interventi descritti sono quelli relativi alle strutture di ampliamento dello Stadio Meazza a Milano ed al raddoppio del ponte sul Po a Piacenza sull'autostrada A1.

Il primo di questi ha implicato — fra l'altro — la realizzazione di grandi travi scatolari di diversa tipologia che sono state gettate a piè d'opera con problemi di studio ed utilizzo di pannelli di cassaforme di serie e speciali.

Il secondo ha richiesto lo studio e l'applicazione delle cassaforme relative alle spalle, alle pile, ai pulvini ed ai plinti subacquei in alveo.

* * *

Per quanto attiene l'altro componente del cemento armato normale e precompresso, ossia l'armatura, penso si possa dire che la prima novità viene dall'ingresso dei cavi di presollecitazione in fibre sintetiche nel settore sperimentale di grande scala.

Voi sapete che già da qualche anno si stanno studiando in laboratorio barre di armatura e cavi da presollecitazione in fibre sintetiche.

Non vi è ancora molta letteratura in proposito, tuttavia qualche memoria è stata pubblicata e presentata ai congressi IABSE di Versailles (1987) e di Helsinki (1988).

I prodotti che si vanno proponendo all'attenzione dei tecnici sono essenzialmente:

a) il « Polystal » costituito da fibre vetrose sub-capillari compattate con resine di poliesteri e trafilate in barre fino a 7÷8 mm. Tali barre, riunite in fascio, si prestano a costituire cavi per presollecitazione;

b) la « Aramide » fibra artificiale organica con la quale si ricavano le barre denominate Twaron nelle versioni normale e ad alto modulo elastico.

Barre di questi materiali possono raggiungere carichi di rottura dell'ordine dei 1600 N/mm²; non è chiaro se il tipo di rottura sia fragile come sembrerebbe dal diagramma che vedremo: vi sono in effetti studi sperimentali di König-Wolff e Waaser che tenderebbero ad attenuare sensibilmente tale impressione. Certamente i moduli elastici sono assai inferiori a quelli dell'acciaio: intorno a 70.000 N/mm² per le barre in fibre vetrose, tra i 130.000 e fino a 150.000 N/mm² per le barre di Aramide. Non ho personalmente notizia di applicazioni di queste ultime a strutture sperimentali.

Per contro vi sono notizie di un certo interesse sulle applicazioni del Polystal.

La prima riguarda il ponte sulla Ulenbergstrasse a Dusseldorf: un ponte di seconda categoria, parzialmente precompresso con cavi di Polystal formati da un fascio di 19 barre da 7,5 mm, con due luci di 21 m e 25 m, sezione a soletta piena (fig. 1).

La seconda è la passerella Adolf Kiepert nel parco di Marienfelde a Berlino: qui la precompressione è del tipo esterno realizzata con cavi di 19 barre, diametro 7,5 mm, destinati a rimanere esposti. Vi sono anche armature lente, quindi la precompressione è parziale (figg. 2 e 3).

Su questa passerella è disposta una strumentazione imponente per il rilievo degli stati tensionali nel calcestruzzo e nelle barre. Sono usati — tra l'altro — estensimetri a fibra ottica incorporabili sia nel beton che nelle barre ed estensimetri a fili di rame — applicabili solo sulle barre — che funzionano sul principio della variazione di capacità dei condensatori.

Sull'avvenire di queste barre di precompressione in fibre sintetiche è difficile pronunciarsi.



Fig. 1.

Per il momento — a quanto pare — sono piuttosto costose ed inoltre sono ancora da perfezionare vari punti, particolarmente per quanto attiene gli ancoraggi, gli stati deformazionali istantanei e differiti nel tempo, ecc. Peraltro, data la massiccia avanzata dei materiali sintetici, è presumibile che anche queste barre potranno guadagnarsi un posto al sole.

Dopo la segnalazione di queste novità ritorniamo ora alle armature tradizionali in acciaio per osservare che i motivi di interesse e gli spunti di studio vengono ad essere proposti dal delinearsi di una fisionomia di una certa organicità per quanto attiene il settore dei cavi di presollecitazione e le tecniche di utilizzo che li riguardano.

Dai cavi di presollecitazione tradizionali ai cavi « unbonded » ai cavi per presollecitazione esterna fino agli stralli veri e propri si può dire si sia instaurata una certa continuità di concezione e di fisionomizzazione tecnologica attraverso la presa in considerazione di problematiche tipiche di ogni categoria che peraltro suggeriscono soluzioni costruttive interessanti anche per le altre.

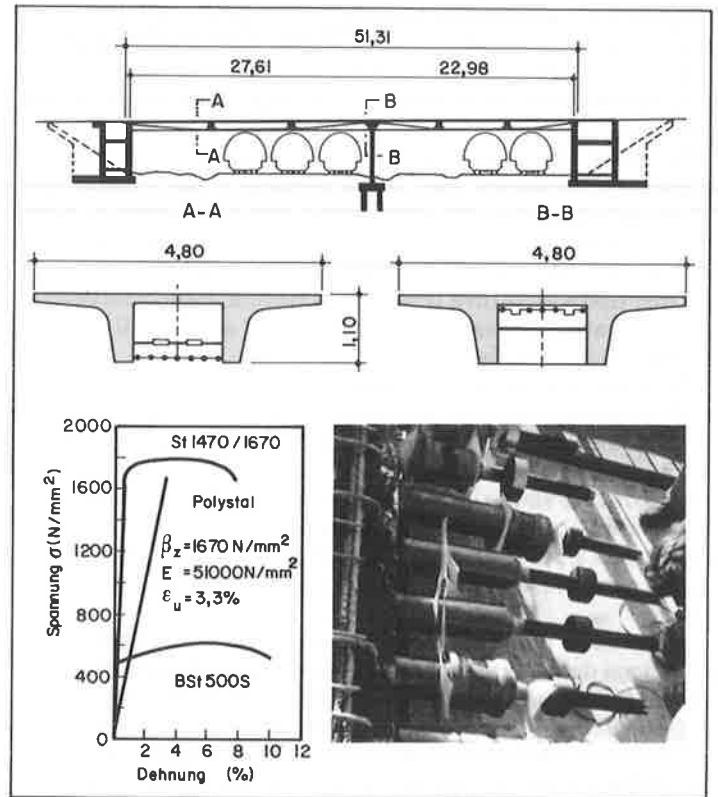


Fig. 2.

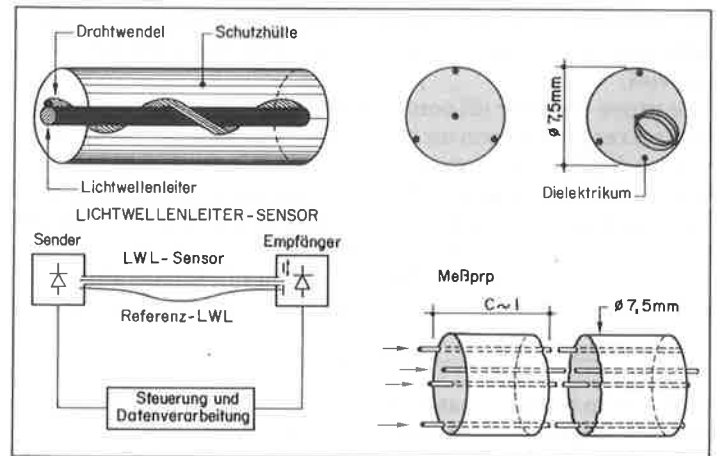


Fig. 3.

In merito ricordo la relazione presentata dal Dr. Jungwirth, direttore della Dickerhoff & Widmann, e dal suo collaboratore Ing. Frumento, direttore della filiale italiana. La Dywidag è ben nota in tutto il mondo non solo per le sue realizzazioni ma anche per la sua tradizionale sensibilità a tutti i problemi scientifico-tecnici di avanguardia nel mondo delle costruzioni speciali. In particolare nel campo delle strutture strallate, essa conta un'esperienza amplissima sia per i ponti che per le coperture di gran luce e pertanto la panoramica offerta nella relazione è veramente di spettro completo. L'unico appunto che le si può fare è di essere fin troppo stringata, nè poteva essere diversamente dati i limiti imposti alle relazioni: le caratteristiche e tipologie dei tipi di acciaio per stralli, i problemi di inguainamento e protezione degli stralli nelle fasi di costruzione, di esercizio e di manutenzione, la caratterizzazione tecnologica e statica degli ancoraggi, lo studio delle zone di curvatura, i criteri di progettazione, di montaggio, ritatura, iniezione e sostituzione degli stralli ed infine uno sguardo al confronto tra vari tipi di stralli sotto il profilo economico; sono queste le tematiche trattate.

Esse si raccordano molto bene con il ritorno alla ribalta di una delle tecniche di precompressione che già si presentarono nei primi anni di diffusione della presollecitazione, ossia la precompressione con cavi esterni, in quanto non inglobati nella sezione del calcestruzzo costituente la figura strutturale.

Dopo le prime applicazioni alla fine degli anni '40, tale tecnica fu accantonata, ma da qualche tempo si va riproponendo con un'inisistenza ed una ampiezza che non possono farsi risalire soltanto a determinate convenienze di natura economica e di semplicità esecutiva. Va anche osservato che la riduzione delle sezioni propiziata dall'avvento dei calcestruzzi ad

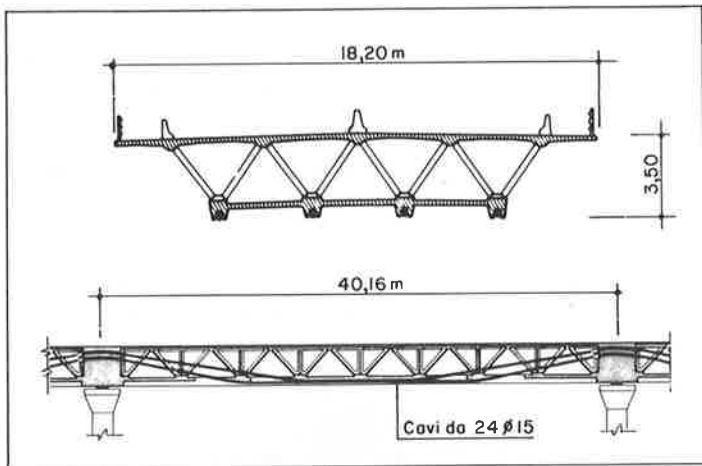


Fig. 4.

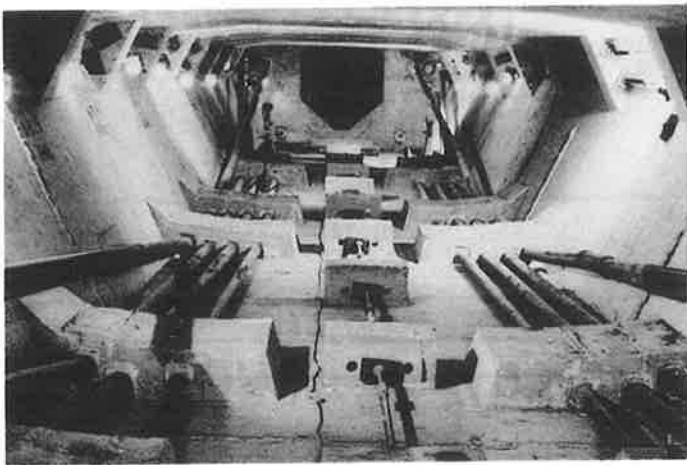


Fig. 5.



Fig. 6.

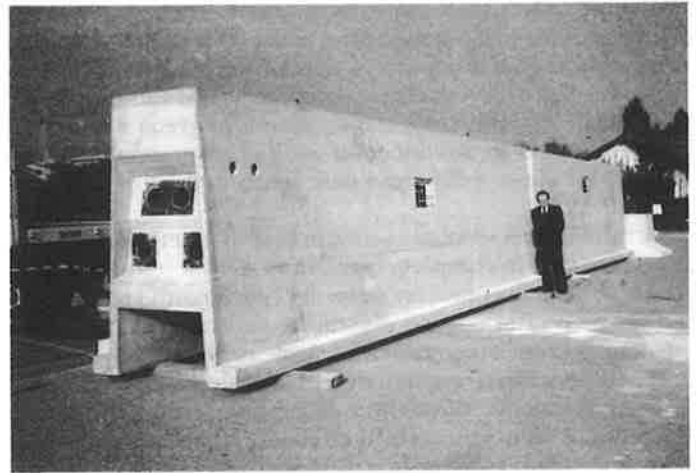


Fig. 7.

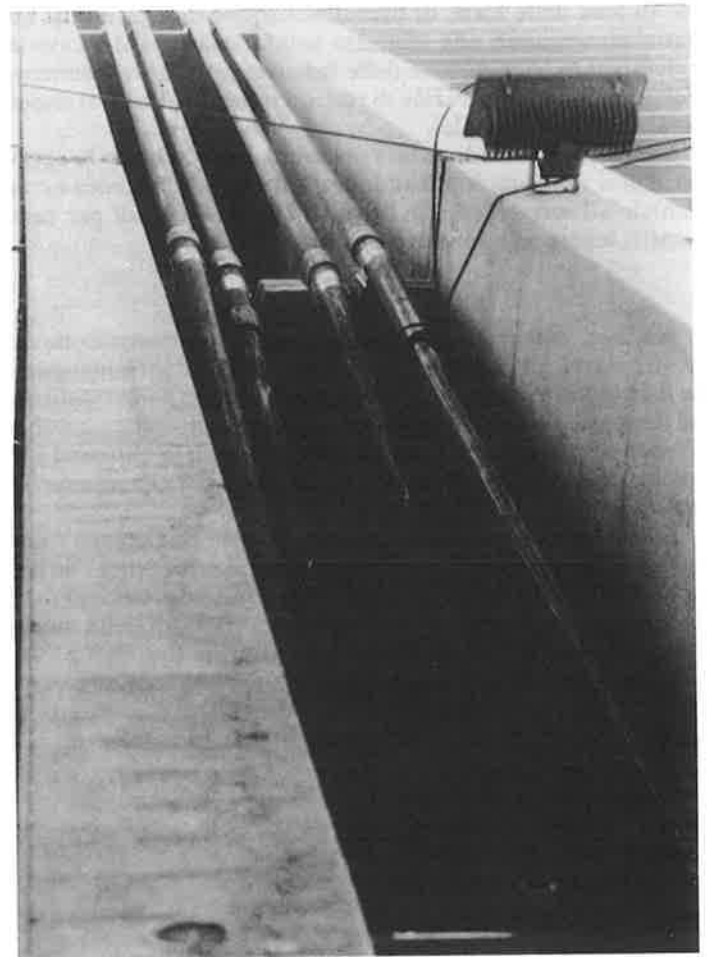


Fig. 8

alta resistenza favorisce il posizionamento dei cavi all'esterno della sezione sia in zona protetta che addirittura in zona esposta.

Gli esempi di applicazione in questi ultimi anni si sono moltiplicati ad opera dei francesi, dei tedeschi, dei giapponesi, degli americani e degli italiani. Ai Congressi IABSE di Versailles (1987) e di Helsinki (1988) sono state presentate diverse relazioni relative a realizzazioni effettuate ed altre sono state commentate al recentissimo Deutscher Betontag di due settimane fa in merito a viadotti sulle autostrade austriache e sulla Chiasso-S. Gottardo, nonché alla già citata passerella sperimentale di Berlino (figg. 4 e 5).

Mi sembra doveroso citare anche una delle pregevoli realizzazioni italiane progettate e dirette dal collega Prof. Siniscalco e precisamente la copertura del nuovo Palazzo del ghiaccio di Milano. Sono travi di circa 50 m di luce, ad interasse di 8,35 m, in conci prefabbricati con sezione a pi greca e della lunghezza da 9 a 11 m, solidarizzati con cavi di precompressione disposti all'interno del vano delimitato dalle due nervature (figg. 6-7-8).

Si tratta di una tecnica ancora in fase di assetto ed in attesa di una normativa completa (per ora vi sono soltanto DIN provvisorie), anche in considerazione dei rilevamenti sperimentali che vengono effettuati su diversi manufatti.

I vantaggi consistono essenzialmente nelle comodità connesse al percorso libero e sempre controllabile dei cavi: semplicità di inserimento, possibilità di ripresa e di sostituzione, chiarezza di valutazione degli effetti di attrito, piccole variazioni dello stato tensionale e quindi effetti minimi in campo fatica; il rovescio della medaglia è nella vulnerabilità dei cavi, nella delicatezza dei punti di deviazione del tracciato — con i maggiori costi che ne derivano —, nella riduzione del braccio di leva delle forze di presollecitazione e negli effetti negativi conseguenti alla mancata solidarizzazione del cavo al calcestruzzo (ripartizione delle fessure, cattivo sfruttamento del periodo plastico, carico di rottura minore (10 ÷ 15%) rispetto al cavo tradizionale).

Vedremo cosa ci diranno i prossimi anni dato che le applicazioni si vanno moltiplicando (tra l'altro questa tecnica è congeniale all'uso dei cavi in fibre sintetiche e quindi per certi aspetti legata alla loro evoluzione).

* * *

Potrà ora essere interessante esaminare una costruzione dei nostri giorni, di prossimo completamento che sarà inaugurata il 14 luglio di quest'anno per il bicentenario della rivoluzione francese: è già stata definita dagli americani come « another French revolution » e rappresenta oggi la « summa » di quelle tecniche di realizzazione speciali di cui ci andiamo occupando.

È la già citata « Grande Arche de la Tête de Defense » monumento di alta categoria architettonica ed urbanistica che ben si inserisce nella tradizione della passione e del coraggio che i francesi hanno sempre dimostrato nei riguardi della monumentalità e dell'architettura di avanguardia (fig. 9).

A suo tempo saremo inondati di letteratura tecnica e di rotocalco, da tutte le riviste possibili. Urbanisti ed architetti faranno scorrere fiumi di inchiostro in pro ed in contro.

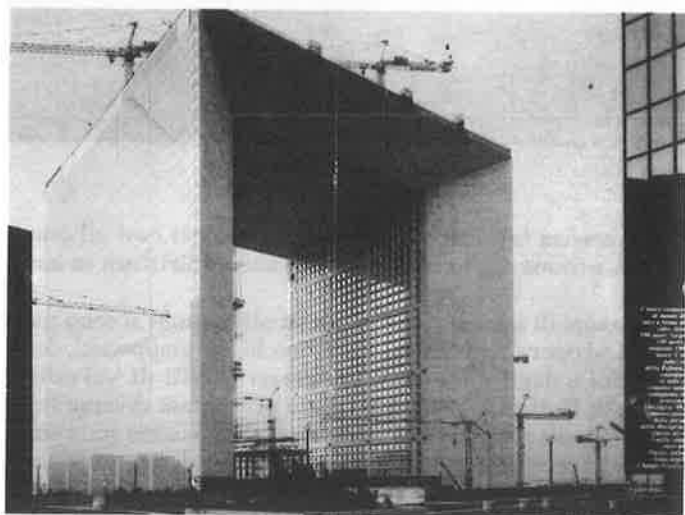


Fig. 9.

A noi per ora interessa qualche osservazione oggettiva che ricada nei temi di cui ci stiamo occupando.

Anzitutto la figura statica e gli schemi strutturali.

È un enorme telaio spaziale chiuso che definisce essenzialmente un cubo aperto di dimensioni esterne di circa 110×112×110 m. Lo spessore delle aste, per usare termini impropri, è dell'ordine dei 18 m per le gambe, e dell'ordine dei 12 m per gli elementi orizzontali inferiori e superiori.

Nelle figg. 10-11-12 è illustrato sia il complesso in stato di avanzata costruzione, sia la sezione e lo schema statico.

Sostanzialmente il cubo, come ossatura portante primaria, è costituito per ogni complesso verticale da 6 megacolonne controventate da diaframmi orizzontali a quattro livelli.

I « plateaux » orizzontali, ossia i complessi di base e di sommità sono costituiti essenzialmente da quattro megatravi principali in direzione Nord-Sud con altrettante travi trasversali, delimitando campi di circa 20×20 m.

Queste megatravi a sezione doppio T sono alte circa 9,50 m e sono presollecitate con 56 cavi da 300 tonn, 20 cavi da 200 tonn e 70 cavi da 120 tonn per una precompressione utile di circa 15.000 tonn.

Anche le megacolonne sono presollecitate in forma variabile al fine di assorbire determinate inflessioni: in effetti la pre-

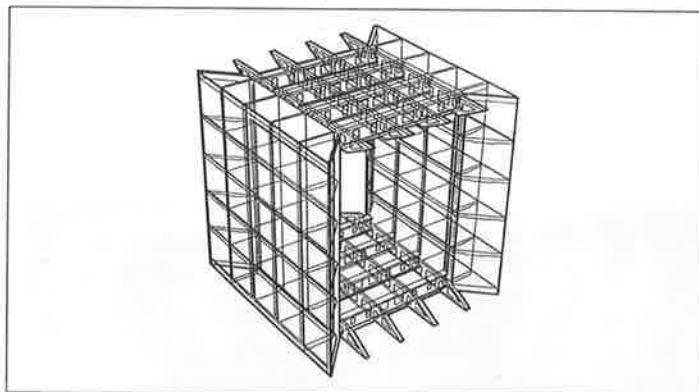


Fig. 10.

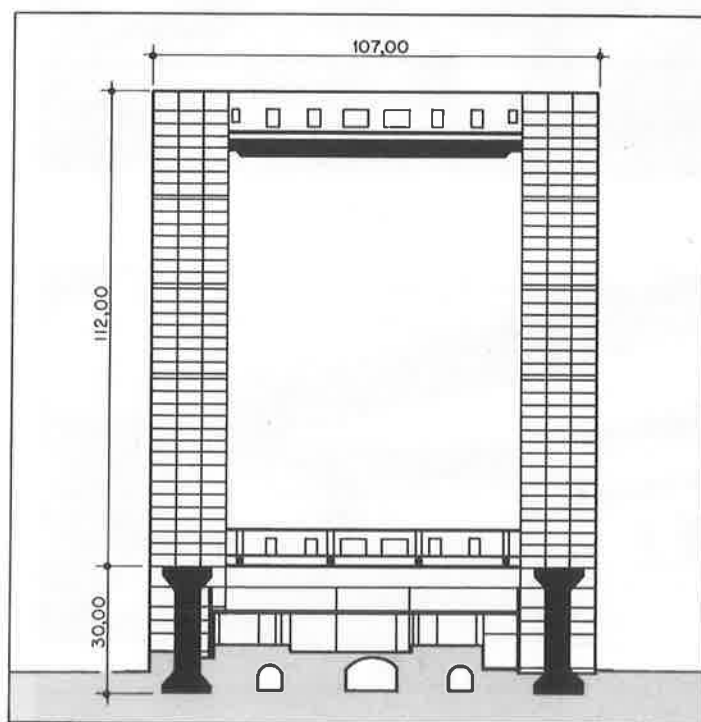


Fig. 11.

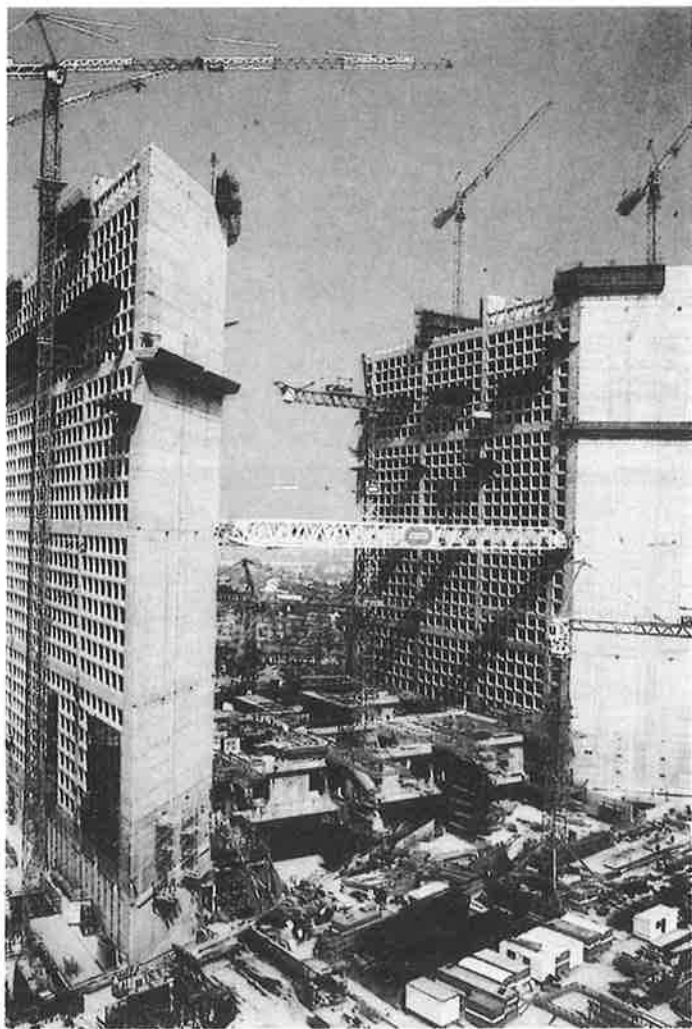


Fig. 12

sollecitazione è presente dal livello 0 al livello 7 e dal livello 24 al livello 37.

Queste sommarie notizie sono ricavate da un recente « Freyssinet Magazine ».

Questa « Grande Arche » è totalmente indipendente, sotto il profilo statico, dai dodici pilastri di fondazione sui quali è appoggiata tramite lastre di neoprene dello spessore di 9 cm: sono 48 lastre di 70×70 cm per pilastro disposte sui capitelli che costituiscono la testa dei pilastri di fondazione.

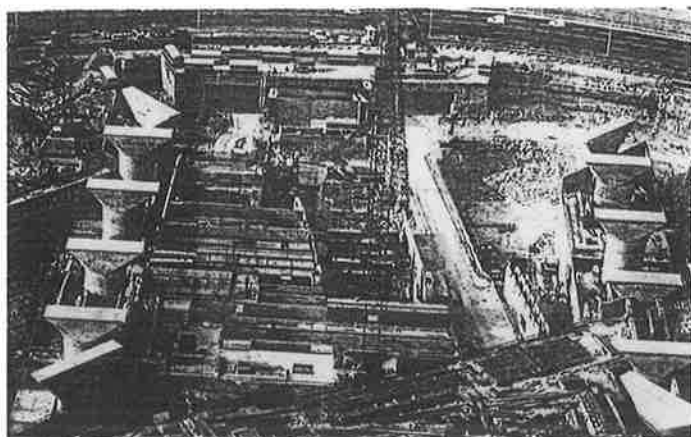


Fig. 13.

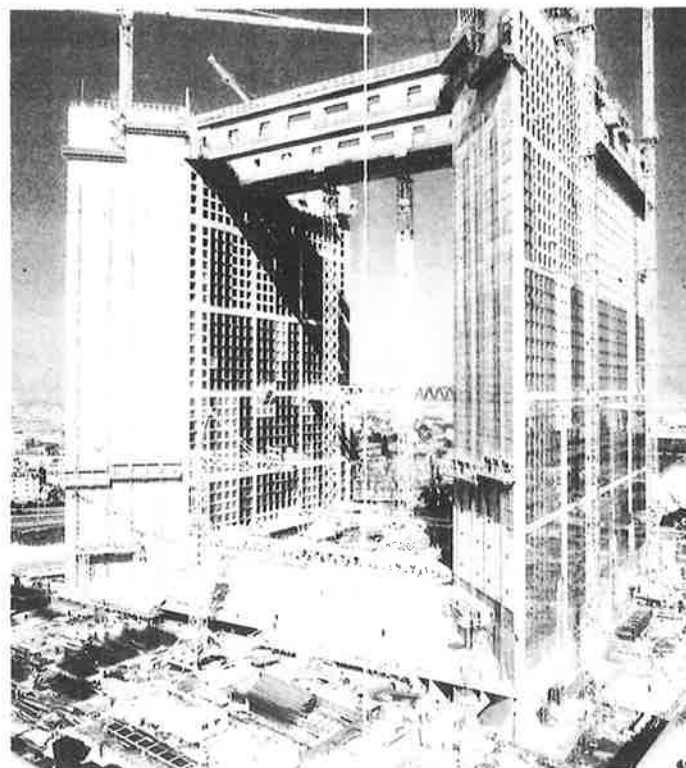


Fig. 14.

Anche queste lastre di neoprene sono state studiate e costruite dalla Freyssinet International che certamente ha avuto una parte di primo piano in questa grandiosa costruzione.

Quanto ai pilastri di fondazione essi hanno un'altezza totale di 30 metri, hanno sezione rettangolare alla base, ellittica nel fusto ed a capitello in sommità (fig. 13).

Ogni pilastro centrale (otto in tutto) porta 30.000 tonn, mentre i quattro di spigolo circa 15.000 tonn. Il peso totale del cubo è in effetti di 200.000 tonn.

Quattro anni di tempo per la costruzione di un complesso gigantesco come questo, destinato eminentemente ad uffici e centri di rappresentanza internazionale (in analogia alle torri del World Trade Center di New York) non sono certo molti considerando anche le complicazioni di natura politica che ne hanno accompagnato la costruzione e che meriterebbero un capitolo a parte.

Inoltre era imperativo garantire obiettivi di qualità e durabilità ineccepibili, ed il problema diventava più acuto in considerazione delle difficoltà connesse sia alla eccezionale concentrazione delle armature (fino a 350 kg di ferro per m^3 con qualche punta fino a 400 kg) che per le eccezionali situazioni di carichi e stati di sollecitazione connessi alle fasi transitorie della costruzione.

Le megastrutture verticali ed orizzontali sono state tutte gettate in opera con calcestruzzo di resistenza fra i 500 ed i 700 kg/cm^2 additivato con fumi di silice, e naturalmente, superfluidificato e di granulometria accuratamente studiata, per la maggior parte pompato in opera (fig. 14).

Non vi parlo poi dei mezzi d'opera e delle tecniche di costruzione perché le conosco solo in maniera superficiale: posso solo dire — e converrete con me — che tutte ricadono nella categoria delle tecniche di eccezione, sia per quanto attiene i mezzi di sollevamento, controventamento e sostegno che per lo studio e l'uso delle cassaforme di ogni tipo ed infine per tutta la organizzazione di un cantiere che avrà certamente richiesto sforzi e prestazioni straordinarie.

« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1989 » - Napoli, 4-6 maggio

TEMA B: TEROTECNOLOGIA DELLE OPERE IN C.A. E C.A.P.

Terotecnologia delle opere in c.a. e c.a.p.: aspetti teorici

Relazione Generale: Prof. Ing. Renato Sparacio (*)

È opportuno premettere qualche considerazione sul sostantivo « terotecnologia » che ha lasciato tutti un po' perplessi (**). In verità non è facile trovare sui vocabolari chiare indicazioni, e lo stesso Zingarelli alla voce « terotecnologia », così scrive: « (da tecnologia, di non chiara origine la prima parte del comp.) s.f. (pl. -gie) - (org. az.) Applicazione di molteplici discipline, quali il management, la finanza, e l'ingegneria, ai beni fisici di un'azienda, compiuta in collaborazione e in ogni fase decisionale dal suo personale specializzato, allo scopo di ottimizzare la vita economica dei beni stessi, a vantaggio sia dell'azienda sia degli utenti ».

Come si vede, non sembra che la definizione sia del tutto coerente con il significato che noi diamo al termine; sarà interessante, allora, leggere i contributi che, in risposta alla « chiamata » dell'AICAP, ci sono pervenuti e lasciare così che siano gli autori, con le loro memorie, a dire cosa debba intendersi per « terotecnologia ».

Se volete sapere subito, però, di che cosa si parla, potete dare una lettura alla nota Dezi-Menditto; (« *Criteri di Progettazione nel recupero strutturale* ») dove c'è proprio tutto: dall'analisi di configurazione, alla verifica delle capacità resistenti, dal ri-esame dei carichi e, in genere, delle prestazioni richieste, alla valutazione della sicurezza alla luce di norme aggiornate, dal ripristino, alla riparazione, al miglioramento, all'adeguamento. C'è anche un termine che potrebbe andar bene, mi sembra, per una denominazione più trasparente del tema: « *Rianalisi* », (che però lascia attenuato l'aspetto tecnico-applicativo della conservazione).

Ho distinto i lavori che seguono in quattro gruppi che, probabilmente con giudizio troppo soggettivo, così definisco:

- a) 2 note attengono alla « prevenzione »; le classificherò come appartenenti al gruppo A;
- b) 4 note affrontano il problema della valutazione della sicurezza: gruppo B;
- c) 6 note espongono procedimenti e tecniche per il « rinforzo » di sezioni resistenti: gruppo C;
- d) 2 note espongono invece procedimenti e tecniche per il « rinforzo » di strutture: gruppo D.

A) Note del gruppo A: la prevenzione

Anche la saggezza popolare, affidata ai proverbi, ritiene che « prevenire » sia meglio di « provvedere ». Gli autori di queste due note: Collepari et al. (« *L'influenza della carbonatazione sulla corrosione dei ferri nel calcestruzzo armato* »), e Nicoletta-Russo (« *La manutenzione programmata delle opere*

in c.a.: riflessi di carattere gestionale nelle tecnologie degli interventi di recupero ») sono riuniti dal proposito di segnalare la necessità di prevenire il degrado, per evitare o ridurre poi gli interventi di risanamento.

La prima nota affronta un tema specifico, quello da prendersi davvero in seria considerazione, oggi, della corrosione delle armature nelle strutture in c.a. Gli AA. ricercano sperimentalmente le condizioni capaci di favorire i processi di corrosione, ed in particolare la carbonatazione del calcestruzzo, alla quale si deve una sorta di « crisi immunologica » dei ferri: infatti l'anidride carbonica che penetra oltre il copriferro, neutralizza l'alcalinità della soluzione acquosa presente nei pori del calcestruzzo rimuovendo così le condizioni favorevoli per la passivazione delle armature.

Gli AA. sulla base delle prove deducono come la carbonatazione del conglomerato sia una condizione necessaria ma non sufficiente per innescare il processo di corrosione. Questo, in definitiva, è accelerato da carenze di qualità e stagionatura del calcestruzzo e dalla deficienza di adeguato spessore di copriferro. Quindi, una attenzione maggiore degli esecutori alle prescrizioni ben note, potrebbe prevenire sia pericoli così gravi, sia questa diffusa opinione di scarsa durabilità che sta minando la fiducia nel c.a.

Da segnalare una deduzione degli A. secondo i quali è dimostrata la validità delle misure di potenziale elettrochimico accoppiate alle misure di resistenza di polarizzazione, nel rilevare stati di corrosione in atto.

Si può rimarcare come la sperimentazione è sempre da approvare, perché sempre arricchisce la cultura tecnica con i suoi dati, anche quando risultati e deduzioni non possono definirsi nuovi o rivelatori di nuove verità.

La seconda nota del gruppo è forse quella, per l'argomento, più « centrata » nel nostro Convegno: affronta il tema della « manutenzione programmata » ampliandone il campo di applicazione alle « strutture speciali » e in particolare a quelle in c.a.; ne consegue una diversa formulazione delle teorie conosciute; se ne discutono i riflessi sia sulla fase progettuale che sulla scelta delle tecniche d'intervento. Riporto a titolo d'esempio questa considerazione: che la « trasparenza » delle finiture su uno scheletro in c.a. consentendo ispezione e controlli continui, costituisce elemento decisivo per un elevato livello di manutenibilità. Ma questa caratteristica va fornita in fase progettuale e non può recuperarsi con un sia pur esauriente studio di programmazione in fase di manutenzione.

Si tratta, finalmente, di « specializzare » anche la manutenzione, evitando l'errore di applicare, per la manutenzione di strutture particolari, quali ponti, viadotti, dighe, pareti di sostegno, le stesse teorie e tecniche studiate per l'organismo edilizio, considerato nel suo insieme di più sub-sistemi diversi e assemblati. Il tema è molto interessante ed auspicabili appaiono gli sviluppi di una metodologia che dovrà crescere e consolidarsi.

(*) Professore Ordinario di Scienza delle Costruzioni - Univ. di Napoli.

(**) Solo a Convegno concluso ho ricevuto dal collega e amico prof. Malangone l'indicazione esatta: sul classico « Rocci » - Vocabolario Greco-Italiano, è riportato il verbo τρηώ (terèo), guardo; custodisco; tengo in guardia; sto a guardia; ho cura.

B) Note del Gruppo B: valutazione della sicurezza

Questo tema è nuovo, complesso e attraente: richiede conoscenze nel campo del calcolo statistico e probabilistico, fin nelle loro più avanzate espressioni.

Mira a definire l'affidabilità degli organismi strutturali esistenti e dei loro esemplari da restaurare o già restaurati, e quindi, in definitiva, è decisivo per il destino dei manufatti degradati.

Tutti gli Autori delle note, ma in particolare Floris (« *In tema di stima dell'affidabilità di strutture in c.a. esistenti* »), Napoli-Radogna-Materazzi (« *La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti* ») e Ciampoli-Pinto (« *Metodi per la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti* »), mi perdoneranno se sono costretto a condensare i loro apprezzabili lavori, e il modo in cui lo farò, e capiranno quanto sia arduo riferire in breve su scritti tanto ampi, articolati e ricchi di spunti.

Intanto posso brevemente riferire sulla prima nota di questo gruppo che è quella di Petrangeli (« *Valutazione del modulo di elasticità a compressione del calcestruzzo* »). L'A. riporta i risultati di numerose prove sperimentali condotte su calcestruzzi prelevati da ponti o viadotti autostradali, in opera da oltre 20 anni. Le prove miravano alla conoscenza del coefficiente « E » di Young, e al confronto tra il valore ottenuto e quello derivato dalle varie correlazioni con la resistenza cubica a compressione. Si conclude con una preferenza, tra le varie disponibili, per una formula del tipo di quella suggerita dal regolamento francese

$$E = 9.260 \cdot R_c^{1/3}$$

(Rc è la resistenza cubica — E e Rc sono in MPa).

Altra deduzione da trascrivere: il modulo E è risultato inferiore a quello che si ricava dalla correlazione suggerita dalla normativa italiana

$$E = 5700 \sqrt{R_c}$$

e più vicino ai valori indicati dall'Eurocodice 2.

Nella Fig. 1 sono riportate le più note formule di correlazione.

Le tre note prima citate possono essere lette insieme: in realtà esse affrontano lo stesso problema, che, come si è detto, è quello di pervenire ad una valutazione del grado di affidabilità del costruito (e degradato) sulla base delle informazioni disponibili. E la prima riflessione va fatta sulla qualità delle informazioni: ci sono quelli che chiamerei i « dati della nascita » (ricavabili dai documenti relativi alla costruzione originaria) e ci sono poi anche i « dati della vita » (resistenze, dimensioni e carichi realmente attribuiti all'organismo nella sua effettiva esistenza).

Occorre aggiungere ai primi dati i secondi, rendendoli omogenei.

Si prestano bene le tecniche della statistica bayesiana, perché i « dati della vita » non sono sempre quantificabili, appartengono spesso all'insieme delle sensazioni o delle intuizioni. Resta certo, però, che nella fase di ri-analisi si possono impiegare comunque resistenze di progetto minori (operando al I livello), indici di sicurezza minori (operando al II livello), o probabilità di rovina maggiori (operando al III livello), rispetto alle stesse grandezze adottate per l'analisi del « costruendo ».

È da notare che i codici non prendono in esame questo aspetto di « affidabilità dell'esistente », ma solo dettano prescrizioni per il « nuovo », sebbene il riuso previo restauro sia sempre frequente.

Sono perciò di estremo interesse queste riflessioni degli Autori sulle metodologie da seguire in caso di ri-analisi. Ritornando ai tre lavori, si ricava da Floris una proposta di variazione (o « correzione ») della relazione di Tichy

$$\alpha_d = 0,05 \cdot \omega^3$$

che fornisce il frattile associato alla resistenza di progetto

($\alpha_d = 0,5\%$ nella filosofia del CEB, 1978) in funzione delle informazioni ω che si hanno sul costruito (quelle che ho chiamato i « dati della vita » in alternativa ai « dati della nascita »).

Per il rapporto tra α_k (frattile associato alla resistenza caratteristica) e α_d , Floris propone la forma esponenziale

$$\alpha_k / \alpha_d = a - (a - 1) \exp(1 - 1/\omega) \quad (\text{con } a = 10)$$

Le due formule sono messe a confronto nella Fig. 2.

In sintesi, poiché ω misura il rapporto tra la quantità di informazioni disponibili, e quella necessaria per una conoscenza « totale » della struttura in esame, entrambe le formule possono leggersi come espressione del tendere di α_d ad α_k per una conoscenza che tenda a divenire completa.

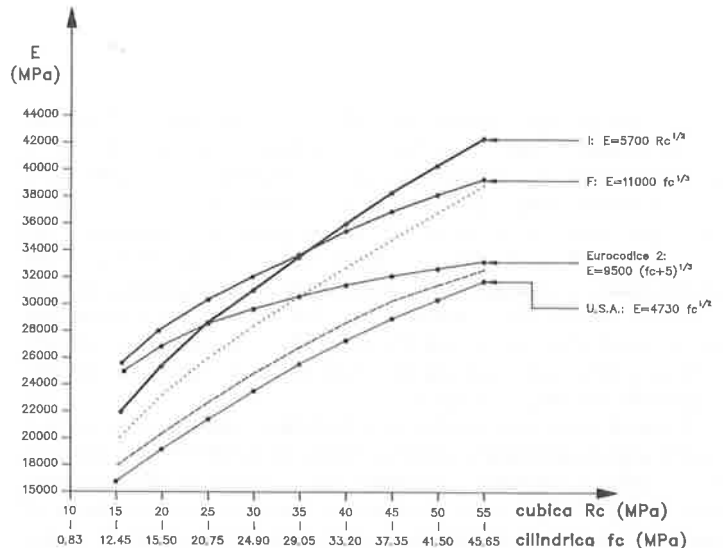


Fig. 1 - Formule di correlazione per E nel conglomerato cementizio da Rc (resistenza cubica a compressione) o da fc (resistenza cilindrica).

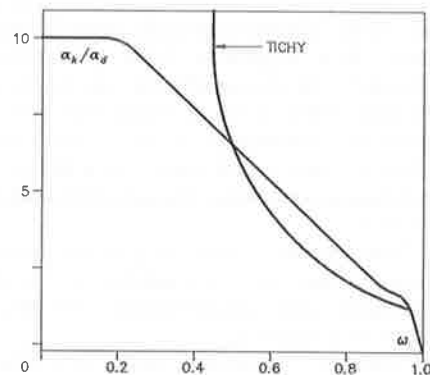


Fig. 2 - Rapporto fra il frattile caratteristico α_k e quello di progetto α_d secondo Tichy.

Floris propone però che al tendere a 0 di ω (cioè quando non si disponga di alcun « dato della vita ») la probabilità tollerata di errore in fase di ri-analisi tenda a quella accettata per la valutazione della resistenza di progetto, e non a valori nulli, come risulterebbe secondo Tichy.

A parte le complicazioni, sia teoriche che computazionali, che affliggono le teorie probabilistiche recentemente messe a punto per la stima della affidabilità di strutture esistenti, c'è da dire che esse sono di difficile introduzione nella normativa. Sono pertanto da seguire con interesse questi tentativi di tradurre in una semplice riduzione dei coefficienti di sicurezza, tutto quanto ricavabile dagli accertamenti dell'esistente.

Floris, ad esempio, conduce una determinazione statistica della resistenza del calcestruzzo, basata sulla teoria Bayesiana, e conclude con una stima della probabilità di rovina in una

applicazione su schema di orizzontamento in c.a. assai familiare a chiunque.

Radogna-Napoli-Materazzi anche essi con approccio bayesiano, conducono analisi della sicurezza su schema altrettanto elementare, (pilastro quadrato in c.a. sottoposto a pressione eccentrica), elaborando serie di curve M, N con successivi aggiornamenti dei coefficienti di sicurezza ricavati da resistenze di progetto revisionate.

Questa « revisione » è frutto del bagaglio dei dati, informazioni e misure dedotte dall'esistente, e resa possibile dai procedimenti bayesiani.

Una considerazione rilevante è connessa alla inadeguatezza del metodo di verifica a livello 1; il confronto con le analisi di livello 2 dimostra infatti che il primo è troppo poco sensibile all'aggiornamento del coefficiente di variazione, che è di solito il parametro più toccato dal processo di aggiornamento bayesiano, risultando, per le resistenze, distribuzioni meno disperse, quando misurate su un'opera singola e specifica.

Ciampoli e Pinto, sempre ricorrendo a tecniche di inferenza bayesiana, valutano sicurezza di organismi strutturali esistenti coinvolgendo dati in uno scenario più ampio di quello limitato alla sola resistenza del conglomerato.

È da segnalare una proprietà delle tecniche bayesiane particolarmente gradita: quella di consentire il processo in sequenza continua dei dati, mano a mano che essi sono disponibili e quindi l'aggiornamento continuo del livello di stima con l'aumentare della quantità di dati forniti dalla storia e dalla vita.

Gli esempi applicativi riportati dagli A. riguardano una parete in muratura soggetta ad azioni sismiche, ed una trave in precompresso di copertura di un capannone industriale, in stato di avanzato degrado.

Per la parete, i dati acquisibili conseguono a prove di schiacciamento su carote prelevate in situ, (consentono di aggiornare i parametri di resistenza del materiale), a prove di carico per forza orizzontale (consentono di valutare la reale deformabilità del sistema assemblato parete-solaio).

In conclusione, questo pacchetto di note riguardanti la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti appare quale segno assai significativo di una profonda modificazione dell'atteggiamento dei tecnici chiamati a giudicare sulla affidabilità di organismi strutturali esistenti, che vanno esaminati con criteri ben diversi da quelli adottati per il progetto del nuovo.

C) Note del Gruppo C: rinforzo di sezioni resistenti

Negli anni più recenti, forse sollecitati da sconvolgenti esperienze di traumi sismici, abbiamo tutti rivolto particolare attenzione alle tecniche di ripristino e rinforzo di sezioni resistenti, applicate con modalità diverse: placcaggi, incollaggi con resine, iniezioni a pressione e sotto vuoto, incamiciature, inserimento di barre aggiuntive o di profilati d'acciaio, ecc. Le operazioni destano, però, non poche perplessità: non solo quelle dovute alle incertezze sulla risposta nel tempo di materiali poco sperimentati e, in fin dei conti, mal conosciuti, ma anche quelle legate alla complessità di schemi statici che richiederebbero verifiche successive su « sezioni variate » e studio sulle migrazioni viscosi dei flussi tensionali tra materiali diversi o tra parti in condizioni diverse, per età o per stati di stress, dello stesso materiale.

A questo tipo di ricerca, sui comportamenti di sezioni rinforzate, si sono dedicati gli autori delle comunicazioni raccolte in questo gruppo, e che qui ora brevemente presenterò.

Malangone (« Risposta a carichi istantanei delle sezioni in c.a. inflesse rinforzate mediante placcaggio »), prende in esame sezioni rettangolari inflesse, in c.a. rinforzate con lamiera d'acciaio e composti epossidici, sottoposte a sequenza di sollecitazioni lenta-istantanea.

Dello scorrimento tra conglomerato e placca si tiene conto

definendo un modulo elastico fittizio per l'acciaio, in mancanza di dati sicuri sui comportamenti reologici degli adesivi in strati sottili. Il metodo di verifica è quello alle « tensioni ammissibili ». Si assume un modulo E per lunga durata ed uno per carichi istantanei, e si tiene conto della effettiva sequenza di azioni.

La tecnica numerica si fonda su un processo iterativo di convergenza, che consente di pervenire ai risultati della sovrapposizione dei quadri deformativo e tensionale che progressivamente si instaurano nella sezione resistente.

Como-Lanni (« Sollecitazioni da presso-flessione nelle sezioni composite in fasi successive di lavoro »), seguono la formazione di sezioni variate composite e sottoposte a varie fasi di carico. Le variazioni sono determinate da lavorazioni di rinforzo (incamiciature o placcaggio) o da addizioni dello stesso materiale ma con diverse caratteristiche meccaniche.

Il metodo di verifica è alle tensioni ammissibili e si prendono in esame sezioni rettangolari composte da un nucleo originario e più parti di ricoprimento, soggette a vari incrementi (per fasi) di N e M. La trattazione è generalizzata, la soluzione raggiunta per tentativi, con metodo delle successive secanti. Sono condotte due applicazioni concrete, una delle quali, a conferma della generalità dell'impostazione, riguarda un caso che potrebbe apparire assai lontano dal tema-base: quello di un'opera di sostegno in muratura (nucleo) con iniezioni di cemento (variazione di caratteristiche) e con intervento di micropali (rinforzo). Anche le azioni sono varie e differite (c'è qui presenza di forza orizzontale da sisma). Il procedimento proposto dagli AA. consente l'analisi successiva col controllo di tutte le situazioni.

Contaldo-Faella (« Domini di interazione N, Mx, My, per sezioni rettangolari in cemento armato rinforzate mediante incamiciature »), affrontano l'esame del comportamento di elementi rinforzati attraverso i domini di stato limite ultimo; si ipotizza indissolubile fino a rottura la solidarietà nucleo-rinforzo, e conservata la planietà della sezione mista. La crisi coincide con il raggiungimento dei valori limiti della deformazione in almeno un punto della sezione (sia esso del nucleo o del rinforzo, di acciaio o di calcestruzzo). La ricerca si propone il tracciamento del dominio limite, ogni punto del quale corrisponde ad una situazione di crisi e definisce una terna N, Mx e My. Il dominio è reso piano, adimensionalizzando i parametri, diagrammandone due con un terzo fissato ad intervalli discreti. È molto suggestivo (con le riserve necessarie per le ipotesi semplificatrici già segnalate) guardare l'insieme dei domini ottenuti con valori diversi dei parametri (Fig. 3) e giudicare così della influenza dei vari fattori.

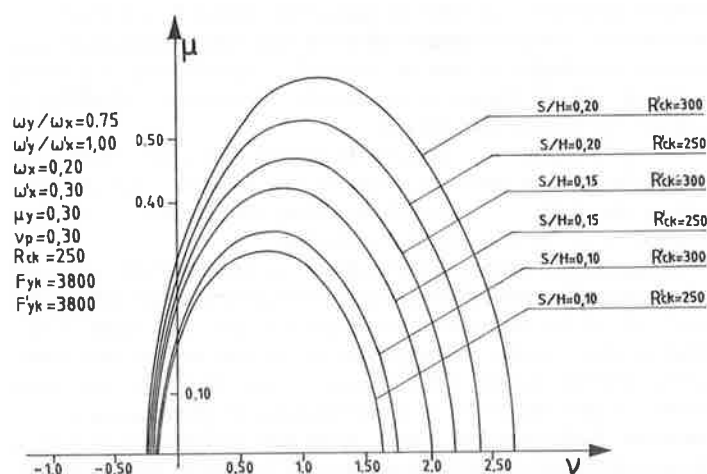


Fig. 3 - Domini limiti per sezione rettangolare in c.a., rinforzata mediante incamiciatura. Influenza dello spessore del rinforzo e della resistenza del conglomerato di rivestimento.

Si ricavano considerazioni interessanti, ad esempio, dal confronto tra l'effetto dello spessore di rivestimento e quello della qualità del conglomerato adottato per la camicia stessa; oppure dal confronto tra i risultati ottenibili operando o meno, prima della incamiciatura, il disimpegno dei pilastri dagli impalcati sovrastanti, ai fini del carico verticale. Operazione che, secondo questi risultati, costa più di quanto non renda.

Di Marco-Siviero (« *Riflessi delle modalità di intervento sul comportamento di pilastri riparati in c.a. e sulla misura della loro sicurezza* »), studiano il comportamento dei pilastri riparati con differenti tecniche (ripristino o incamiciatura) e con differenti modalità esecutive (riduzione o meno del carico assiale).

Il caso studiato è di estremo interesse, come l'esperienza ha insegnato negli ultimi anni, per la stima di affidabilità di telai in c.a. in zona sismica. È noto che è proprio il collasso dei pilastri dovuto alla riduzione della loro capacità portante a sforzo normale, in presenza di flessione ripetuta e alternata, a determinare la crisi degli edifici in c.a., così grave e preoccupante.

Gli AA. seguono il comportamento di un concio rinforzato, su modello numerico. La tecnica di calcolo è iterativa, e l'intera storia di carico è suddivisa in passi, mentre si tiene conto anche della degradazione delle caratteristiche resistenti dei materiali. Si provano diverse intensità di danneggiamento, (con riferimento ai livelli definiti dal CEB), e diversi tipi di intervento, come si è detto.

Risultati più significativi:

- a) il solo ripristino è spesso insufficiente;
- b) l'aumento di rigidità localizzato a seguito di incamiciatura comporta conseguenze non irrilevanti sulla distribuzione degli sforzi nel telaio, con aumenti nell'elemento rinforzato anche superiori all'aumento di resistenza ottenuto;
- c) la riduzione di sforzo normale nel pilastro (ottenibile con disimpegno, tanto oneroso, dagli impalcati sovrastanti) non produce effetti sensibili. (Risultati in accordo con quelli ottenuti dagli Autori della nota precedente).

Non sarà mai ricordato abbastanza quanto sia necessario che la sperimentazione su modello numerico sia accompagnata da sperimentazioni su modello concreto; né si raccomanderà mai a sufficienza di stare in guardia nell'uso dei modelli numerici, per evitare davvero di « dare i numeri ». Eppure l'analisi su modello numerico, con questa sua ricchezza di dati, con questa possibilità di una fantastica ricostruzione di comportamenti tanto vari e differenziati, resta invitante e affascinante tanto da doverne prevedere ed auspicare comunque un largo diffondersi.

Mola, Creazza, Pisani (« *Problemi statici relativi all'adeguamento strutturale di solai in legno con getti di calcestruzzo* »), studiano il comportamento di strutture lignee rinforzate con soletta in conglomerato. Si tratta di una particolare sezione « mista » che di frequente è adottata nel restauro di edifici di valore storico-monumentale.

Come la più nota tecnologia delle sezioni acciaio-calcestruzzo, anche questa pone problemi per la risposta a tempi differenti, a causa dei fenomeni di scorrimento viscoso tra le parti componenti l'assemblaggio artificiale.

È opportuno un breve richiamo al tanto dibattuto tema del rispetto degli elementi strutturali pre-esistenti nell'edilizia monumentale: un intervento come questo qui esaminato, a mio parere, deve giudicarsi appropriato, anche se con una considerazione più severa del restauro si potrebbe rifiutare come sconveniente. In verità, occorre vagliare le alternative: o il ripristino degli elementi lignei, quasi mai sufficiente da solo, o la sostituzione con strutture nuove. Ci sarebbe una terza via, che talvolta è stata proposta, ma che credo sia da scartare per evidenti motivi di buon gusto: quella di realizzare una struttura « nuova » al di sopra dell'orizzontamento ligneo, conser-

vando a questo solo la funzione di « apparire », senza alcun ruolo statico, il solo che di fatto lo lascia vivo e ne deve motivare la presenza. Vedete quanto più soddisfacente sia una integrazione parziale, come quella esaminata in questa nota, che risolve il problema mobilitando le risorse proprie degli elementi strutturali antichi, giustificandone la conservazione con il rinnovo della funzione.

L'analisi tensionale sulla sezione mista porterebbe ad errori gravi ove si trascurasse la viscosità, ma quest'ultima complica di molto la trattazione, che conduce ad equazioni integro-differenziali (gli AA. hanno un'ampia esperienza sul tema).

Si propone qui la « discretizzazione » nel tempo e nello spazio dei dati da elaborare, con qualche semplificazione delle ipotesi, alla quale occorre rassegnarsi. La risoluzione per via numerica dà luogo così a calcolazioni facilmente eseguibili con programmi di calcolo automatico. Gli AA. restringono l'indagine allo studio di « condizioni limiti », è cioè situazioni ritenute più gravose, in particolare per il legno. Sembra comunque poco chiaro il ruolo dei vari fattori nel determinare le situazioni limiti. Ritengo opportuno segnalare la necessità di verifica delle condizioni più gravose sia per la soletta (questa è necessariamente di spessore sottile per contenerne il peso) che per i connettori. Per la prima « situazione limite » è chiara la necessità di ipotizzare la massima deformabilità, istantanea e asintotica, sia del legno che della connessione; per la seconda, non saprei immediatamente indicare quali le condizioni capaci di determinare la più severa ripartizione: sarebbe opportuno uno specifico approfondimento da parte degli Autori.

Angeloni, Di Leo, Di Tommaso (« *Analisi dei parametri e meccanismi di frattura nei giunti di acciaio-calcestruzzo* »), indagano sperimentalmente sulla efficacia di collegamenti « incollati ».

I giunti previsti sono quelli tra acciaio in placca e calcestruzzo, con ricorso a collanti costituiti da resine epossidiche. La prova su trave in c.a.p. « placcata » all'intradosso ha consentito di calcolare un valore medio del coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio pari a 6,84 (assai lontano da quello ritrovato da altri).

La prova su giunti incollati, con lunghezza di incollaggio variabile tra 60 e 160 mm, ha fornito risultati prossimi a quelli prevedibili secondo Reinhardt. Gli AA. rimandano ad una serie programmata di ulteriori prove sperimentali lo studio del « *Size Effect* », cioè della influenza, sul comportamento dei giunti, della estensione della zona di incollaggio.

D) Note del gruppo D: rinforzo di strutture

Solo due note, le ultime di questa rassegna, costituiscono questo gruppo.

Foti-Mezzina (« *Un modello per l'analisi sismica di edifici pluripiano* »), studiano la risposta sismica di telai nell'ipotesi di collaborazione delle tamponature. Ancora un tema attuale ed importante, come sappiamo.

Siamo in ipotesi di elasticità lineare, e si conduce analisi modale. Un'applicazione numerica consente di tracciare diagrammi delle funzioni di risposta nei due casi di muri interagenti e non, per un rapido e sintetico confronto.

Da segnalare che l'intervento dei pannelli murari di tamponatura è portato in conto assimilando il pannello stesso ad una coppia di bielle le cui caratteristiche sono determinate sulla base di precedenti studi di uno degli AA.

Vulcano (« *Adeguamento antisismico di strutture intelaiate in c.a.; uso di controventi metallici con dispositivi dissipativi per attrito* »), esamina il problema del proporzionamento di di-

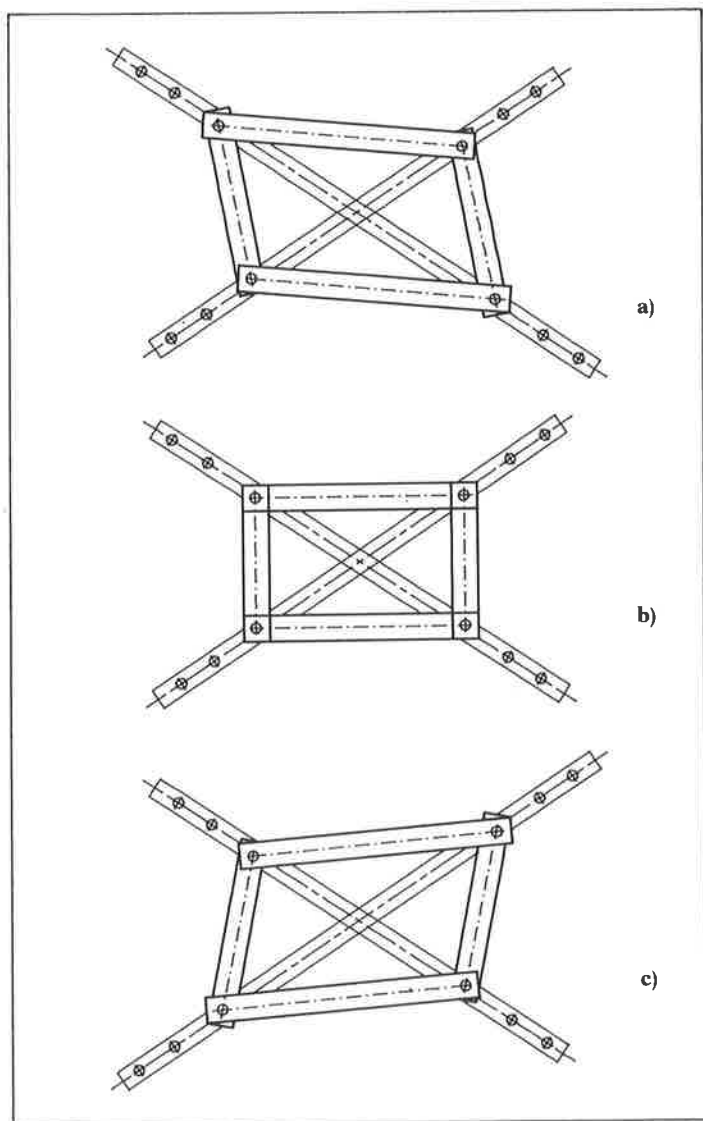


Fig. 4 - Funzionamento del dispositivo dissipativo tra le diagonali in acciaio a rinforzo delle maglie rettangolari di telai in c.a.

spostivi dissipativi proposti da ricercatori statunitensi per telai in c.a., da rinforzarsi con diagonali d'acciaio nelle maglie.

Il « quadrilatero articolato » viene installato in corrispondenza del nodo di incrocio tra le diagonali di controvento; (Fig. 4a, b, c).

Il dimensionamento degli elementi e la taratura dello sforzo che produce lo scorrimento del dispositivo sono da stabilirsi. Di qua l'indagine numerica, con il confronto tra la risposta dinamica non lineare della struttura originaria, e quella con adeguamento ottenuto con scelte diverse dei parametri variabili.

Il modello di dispositivo preso in esame è quello che definirei « iso-dissipante » (fig. 5a): quando si verifica uno scorrimento nel giunto della diagonale tesa, il dispositivo, assumendo una configurazione romboidale, induce uno scorrimento anche nel giunto della diagonale compressa, compensando lo « sbandamento » che sarebbe provocato in questa dalla sua andata fuori causa, e rimettendola in giuoco per la trazione che interverrà a seguito dell'inversione dei carichi. Ne consegue un sensibile aumento della capacità dissipativa in confronto al caso di diagonali prive di dispositivo (e con scarsa resistenza a compressione), (che costituiscono un sistema da definire « etero-dissipativo ») (fig. 5b).

a) ISO-DISSIPANTE

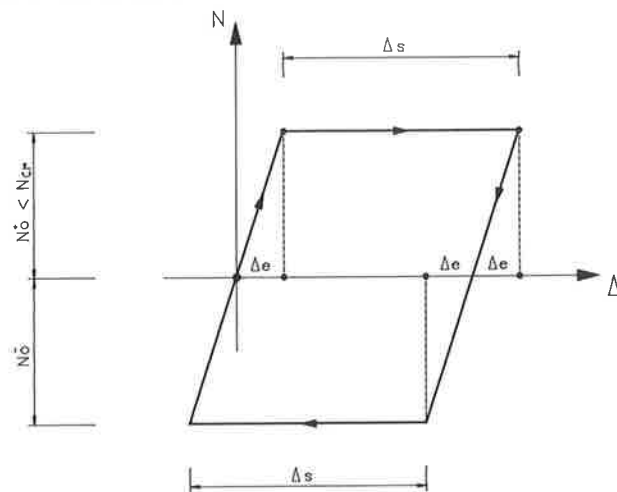


Fig. 5a - Schematizzazione del comportamento isteretico di diagonali di controvento con dispositivo dissipativo.

b) ETERO-DISSIPANTE

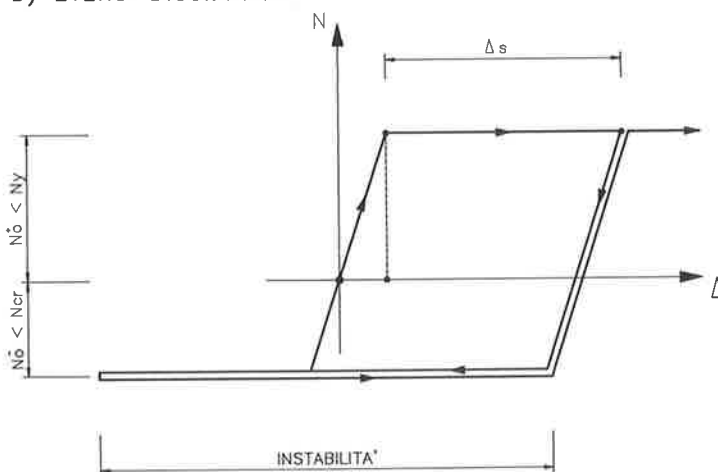


Fig. 5b - Schematizzazione del comportamento isteretico di diagonali di controvento con resistenza a compressione minore di quella a trazione.

I confronti dell'A. (che adotta procedimenti di analisi dinamica non lineare) sono molto illuminanti e servono ad orientare verso i più opportuni valori di taratura e sulla disposizione degli apparecchi; sollecitano inoltre interessanti riflessioni sulla ampie possibilità di comportamento e di risposta che presentano le strutture nei riguardi del sisma, e che rendono arduo ma attraente questo campo della nostra disciplina.

Conclusioni

Era prevedibile che un tema così ampio e innovativo portasse a contributi variegati e disomogenei. Il quadro complessivo è comunque sufficientemente completo, e il livello dei lavori, elevato.

Una considerazione importante mi sembra però di dover sottoporre all'attenzione del Convegno: tecniche nuove, oltre che interessare per la loro impostazione concettuale, metodologica e computazionale, dovrebbero impegnare la ricerca soprattutto nel campo della sperimentazione sui materiali, finalizzata essenzialmente alla verifica della loro durabilità ed affidabilità. Per questo aspetto ritengo opportuno chiudere con una fote esortazione, a tanti così validi colleghi, per una più decisa attività di lavoro nei laboratori sperimentali.

« ATTI DELLE GIORNATE A.I.C.A.P. 1989 » - Napoli, 4-6 maggio

TEMA B: TEROTECNOLOGIA DELLE OPERE IN C.A. E C.A.P.

Terotecnologia delle opere in c.a. e c.a.p.: aspetti applicativi

Relazione Generale: Dr. Ing. Gabriele Camomilla (*)

Nel testo che segue è riportata la relazione generale sulla terotecnologia, ripresa dalle registrazioni fatte a Napoli e corredata da alcune delle immagini proiettate ad esplicitazione di quanto esposto. Introduce il presidente della Sessione.

Presidente: Ing. Lamberto Sortino

Terotecnologia, parola apparentemente astrusa ma che si va esplicando via via che le illustrazioni delle memorie avanzano.

Un'altra considerazione viene spontanea: quando ho preso in mano questo volume, ho trovato che la parte applicativa si compone di poche pagine, mentre la parte teorica è la grande maggioranza; questo squilibrio mi ha fatto una certa impressione, perché secondo me questa è una materia soprattutto applicativa e perciò qualche cosa non quadra.

Ascoltando le relazioni di stamattina ho capito che ci sono molte memorie oltre quelle che ci sono state esposte, che invece rivestono anche gli aspetti prevalentemente applicativi, per cui potevano stare sia nell'una che nell'altra parte; altrimenti questo squilibrio mi sarebbe sembrato non spiegabile.

Questo ritenevo di dire come mia riflessione che voi siete liberi di non condividere.

A questo punto non mi rimane altro che dare la parola all'Ing. Gabriele Camomilla che è il relatore generale sul tema, che sicuramente ci fornirà ulteriori lumi su questo settore in grande sviluppo, anche in campi diversi da quello dell'ingegneria strutturale.

Ing. Gabriele Camomilla

Le sue parole mi danno la possibilità di affrontare proprio l'argomento della spiegazione, cioè perché abbiamo chiamato « terotecnologia » questo particolare aspetto della gestione e della manutenzione delle strutture di qualsiasi tipo.

Questa mattina il Prof. Sparacio ha mostrato la sua etimologia, la nostra è « tecnologia della terapia, della cura », ma in realtà abbiamo usato questa parola perché volevamo far vedere che la manutenzione delle strutture è cambiata rispetto a come era una volta, cioè sono cambiati i principi che la ispirano, sono cambiate le metodologie che si applicano e quindi è anche giusto cambiare il nome della materia. Questo è lo spirito del cambiamento e allora come tutte le cose nuove e an-

che come tutte le cose che hanno una genesi complessa c'è un certo incrocio di argomenti, si incrociano le cose pratiche con le cose teoriche e quindi è difficile anche separare il Teorico puro dal Pratico puro.

Io direi che visto che questa è l'ultima sessione e visto anche che un po' la Terotecnologia per il campo stradale è una cosa che è nata nella Società Autostrade, cui appartengo, vale la pena di fare un minimo di storia. Per poter fare queste spiegazioni userei delle immagini anche per ovviare al sonno del dopopranzo; d'altra parte, visto che così c'è la penombra, chi proprio non resiste può dormire con maggiore tranquillità.

Questo splendido Castello appena restaurato in cui ci troviamo può essere un pretesto per parlare di terotecnologia. La domanda che ci si può fare è: il restauro del Castel dell'Ovo è terotecnologia?

Cerchiamo di rispondere a questa domanda.



Fig. 1.

In questa immagine (fig. 1) si vede quale è la differenza fondamentale tra la Manutenzione e la Terotecnologia. Nel passato la manutenzione era qualche cosa da considerare « costo puro » e che interveniva solo quando la « macchina » era rotta, non funzionava più.

Invece oggi la manutenzione tende a diventare qualche cosa di più raffinato, un qualche cosa di completo, che tiene conto dello stato effettivo delle strutture, le controlla e poi interviene su di esse con tecniche nuove, con tecnologie avanzate e sempre con criteri di prevenzione del danno.

Questa potrebbe essere una prima definizione della Terotecnologia che risulta quindi come una evoluzione del concetto di manutenzione; cioè la situazione del passato era dell'intervento considerato come una spesa non produttiva, un qualche cosa che interrompeva il ciclo e che avveniva proprio nel momento in cui si verificava la rottura, mentre la Terotecnologia

(*) Direttore Centrale Studi e Manutenzione della Soc. Autostrade del gruppo IRI-ITALSTAT.

deve prevenire le rotture, non solo, ma deve migliorare le funzioni della struttura ad essa affidata, cioè l'oggetto deve cambiare o migliorare la sua funzione in modo continuo, spesso mentre funziona ancora; questa potrebbe essere una seconda definizione della Terotecnologia (nella figura, esagerando, un abaco diviene un computer).

Per esempio nel caso del Castel dell'Ovo, la sua opera di recupero da un rudere è stata un'opera di restauro, il suo continuo adeguamento alla sua nuova funzione di centro di congressi potrebbe essere « Terotecnologia ».

Introdurre in qualche luogo di questa splendida terrazza un ristorante per i congressisti, in modo da non perdere tempo per la ripresa del pomeriggio, è Terotecnologia.

Chiaramente occorre sempre far ricorso a sistemi tecnologici avanzati, per esempio nella cucina di questo ristorante in modo da fare cibi molto leggeri, senza offesa per i colleghi della Calcestruzzi S.p.A. che ci hanno offerto il pranzo.



Fig. 2.

Volevo ricordare (fig. 2) da cosa nasce la necessità di Terotecnologia: nasce dall'evoluzione della Società; noi siamo passati (o dovremmo passare) da una fase di espansione senza controlli, che è un po' la civiltà dell'« usa e getta » rappresentata dalla lavatrice che viene buttata quando è rotta, che è uno stadio immaturo della Società, ad un Società che considera con maggiore attenzione la conservazione dei beni che ha, e quindi quando costruisce prodotti nuovi, li costruisce in modo che durino. Nella figura questa fase è emblematicamente rappresentata con la camicia, con i colli ed i polsini di ricambio, di antica memoria, cioè un qualche cosa che possa durare di più.

Ma al tempo stesso questa Società gestisce il bene che ha, adeguandolo secondo la necessità.

Ed ecco qui una risposta all'Ing. Sortino sui frequenti cantieri sulle autostrade, cioè l'adeguamento delle Autostrade a 3 corsie; queste sono una caratteristica espressione di questo nuovo modo di pensare, cioè invece di fare strade nuove si adeguano quelle vecchie riducendo l'impatto del territorio e migliorando il funzionamento di ciò che esiste in funzione delle esigenze del momento.

Chiaramente questo è uno stadio più maturo della Società, cioè non possiamo continuare a pensare di fare in eterno solo degli oggetti che poi si degradano, che vengono buttati e sostituiti.

Questo non lo possiamo fare perché il territorio « disponibile » si riduce sempre più e gli oggetti dismessi, i rifiuti (siano essi scarti di pattumiera o palazzi o strade inutili) lo occupano senza costruito: ecco quindi la necessità di Terotecnologia.

Nelle giornate AICAP di Napoli esamineremo solo un particolare aspetto della Terotecnologia, quello delle strutture in

c.a. e c.a.p.; però questo modo di ragionare ha un campo più ampio di applicazione, vale cioè per tutto l'ambiente costruito (fig. 3); cercheremo anche di vedere che differenza c'è tra la « valutazione terotecnologica della singola struttura » e la « valutazione terotecnologica di un insieme di strutture ».

La riparazione di un singolo ponte o la gestione delle riparazioni di una serie di ponti che fanno parte di una strada per esempio.

Il discorso può valere anche per altri manufatti, come vedremo, quali le gallerie, o gli edifici e così via. La galleria oggetto singolo o la galleria come elemento della strada; l'edificio da solo o tutti gli edifici di un quartiere, o i diversi quartieri di una città.

Mantenere l'ambiente costruito è un problema di mantenimento delle affidabilità, cioè bisogna che tutte le parti dell'opera siano affidabili allo stesso grado. Secondo i dati di una ricerca dell'OCSE su ponti, viadotti e gallerie stradali, occor-



Fig. 3.

re fare una spesa annua di mantenimento dal 2 al 5% del costo di sostituzione dell'opera (vedi fig. 3); questa è una spesa da sostenere, altrimenti nel corso di un certo numero di anni, che è da quantificare, le strutture diventano poco affidabili, cioè l'affidabilità scende al di sotto di una certa percentuale accettabile.

Nella figura 3 è anche riportata la formula usata in Autostrade per valutare il degrado annuo delle strutture; essa è basata su di una serie di parametri legati ai tipi di strutture, al tipo di traffico subito, alle condizioni climatiche, collegati al costo di sostituzione. I parametri derivano dalle esperienze effettuate sulle degradazioni e sulle loro riparazioni nell'arco di più di 20 anni di esercizio autostradale.

Nella figura 4 si precisa il valore dei parametri indicati (il degrado è definito in termini di Lire/anno).

Sono indicati i coefficienti dei diversi tipi di ponte in diverse condizioni, cioè in condizioni per esempio di salature invernali alte, medie o basse; gallerie su terreni tranquilli o pericolosi; ponti di diverse tipologie strutturali: in cemento armato precompresso, cemento armato ordinario, in acciaio calcestruzzo.

Una diversificazione è introdotta anche per le gallerie, a seconda che siano costruite in terreni più o meno stabili nel tempo.

Come vedete, è possibile definire parametri e quantità di degrado in modo generale in modo tale da sapere a priori quanto costa il lavoro di prevenzione sulla affidabilità delle strutture.

Naturalmente se questo lavoro non si fa, le strutture hanno un « mal funzionamento », cioè un maggiore degrado, un'estetica che va diminuendo, un comfort che va diminuendo, e tut-

to questo può finire al limite nel « crollo », cioè nella completa non utilizzabilità del bene.

Tutto questo non è un discorso catastrofico; nel caso stradale per esempio il crollo non è un qualche cosa di tragico, a patto naturalmente che non coinvolga vite umane. Il « crollo » genera problemi di programmazione.

Cioè, se io intervengo gradatamente nel tempo, posso preventivamente, spendendo poco, impedire non solo il crollo, ma anche il degrado e la perdita di estetica e di comfort. Se faccio degradare tutto senza controllo arrivo al « crollo » e dovrò intervenire senza più regola di programma perché devo operare obbligatoriamente nel punto di « crollo ».

Un esempio ormai classico è il tratto appenninico, il Bologna-Firenze, dell'Autostrada del Sole che viene gestito con questi criteri. Le manutenzioni, i lavori che si fanno, sono fatti in prevenzione, prima che si arrivi a delle condizioni di criticità, in questo modo possono essere distribuiti sul tracciato.



Fig. 4.

I lavori quindi non sono tutti ravvicinati; sono uno su di un versante e uno sull'altro, se occupano la sede stradale. Quelli che hanno maggior durata si interrompono in certi periodi di esodo (e sono programmati per essere interrotti). Molti lavori sono sotto i ponti e vengono eseguiti mentre il traffico continua a scorrere.

C'è tutta una gestione globale di prevenzione; se si trascurasse questo fatto, si arriverebbe al « crollo » di qualche parte e questo provocherebbe per esempio due cantieri vicini.

Ineluttabilità del degrado

Cerchiamo ora di capire che il degrado non è la conseguenza di errori di esecuzione o di progetto, ma il naturale destino di ogni oggetto costruito dall'uomo. Una immagine mentale che può ricordare questo fatto può essere l'aspetto che ha oggi il Colosseo o il Partenone. Queste nobili costruzioni che sono state ben costruite e che si sono degradate, oggi non vengono più trascurate o vilipesi; non si degradano più, cioè vengono mantenute in una condizione di rudere perché hanno la funzione di ricordare l'antichità della Grecia e del mondo romano per motivi culturali (ed anche turistici). Al limite potremmo anche trasformare il Partenone in luogo per congressi come è avvenuto per il Castel dell'Ovo in cui ci troviamo; a questo punto scatterebbe un altro meccanismo di mantenimento: non più oggetto di venerazione da lasciare immutato, ma luogo da render idoneo per convegni. Tutto questo per esemplificare il modo di ragionare di un terotecnologo.

E serve anche per affermare che comunque ogni oggetto costruito dall'uomo si degraderà, è soggetto al degrado, non è questione solo di buona progettazione, è piuttosto legato all'aumento costante dell'entropia dei sistemi, specialmente se sono ad alta energia, come le opere d'ingegneria.

Nelle strutture di cemento o anche di cemento armato pre-compresso, la deteriorabilità è legata intrinsecamente alla struttura e non tanto a come è stata fatta.

Non sto a ripetervi quello che avete sentito stamani da Alsemberger, però è implicito nel calcestruzzo il fenomeno dello scaling legato al gelo/disgelo; è scontata la degradazione delle armature dovuta alla carbonatazione dei copriferri (che è uno dei motivi maggiori di manutenzione su questi tipi di strutture).

Ma non basta. Ogni giorno si scopre un nuovo tipo di attacco; è necessario quindi rivedere l'idea, che ormai è solo preconcetta, che il cemento armato è autoprotetto ed indistruttibile. Ciò è sicuramente a suo vantaggio, basta fare l'esempio dell'acciaio che non ha avuto problemi nel suo impiego solo perché tende ad arruginirsi. Basta sapere ed intervenire per proteggerlo. Tornando al calcestruzzo il Prof. Collepari ha trovato un'altra sua « malattia », l'attacco da cloruro di calcio a temperatura costante, anche sopra lo zero. Cioè si ha la degradazione del calcestruzzo senza bisogno dell'azione di gelo/disgelo, purché esso rimanga per 2 o 3 giorni immerso in soluzione salina del 10-20%.

E di queste malattie se ne scoprono ogni giorno di nuove.

Questo perché il calcestruzzo è una roccia imperfetta, se vogliamo. Quindi la sua degradabilità l'avremo sempre come compagna.

Cosa occorre fare per affrontare questo specifico comportamento di tutti i tipi di struttura? Occorre sempre in ogni lavoro minimizzare il costo globale delle strutture, non il costo di costruzione, ma il costo di costruzione più quello di manutenzione, dato che come abbiamo appena visto non si può costruire un'opera ed abbandonarla.

Pensate un attimo ai depuratori di acque, pensate ai giardini pubblici, pensate a tutte le strutture che ci accompagnano nella vita moderna e che spesso sono realizzate con criteri di costo di costruzione minimo e poi abbandonate.

Questo tipo di approccio può fornire un criterio di progetto. Per applicare i principi della terotecnologia si deve progettare usando come criterio decisionale aggiunto: scegliere nel dubbio sempre a favore della durabilità.

Su questo non mi dilungo perché se ne è parlato parecchio. Volevo fare soltanto un paio di flash.

Si è sempre sentito dire, visto che questo è un ambiente principalmente di strutturisti, di progettisti di strutture, che si perseguiva la snellezza dell'opera, che quindi si cercava una resistenza ai carichi, ma anche un'arditezza della costruzione.

In termini terotecnologici sarebbe però preferibile pensare di più anche alla durata dell'opera.

Progettare per durare vuol dire ridurre la necessità di manutenzione delle opere e facilitare quella manutenzione che sarà sicuramente necessaria, magari più tardi del solito.

Cosa si oppone a questo modo di ragionare? Molte volte lo stesso progettista.

A questo punto parlo proprio del progettista strutturale, quello che oggi normalmente « lavora » per il costruttore dell'opera; sceglie cioè soluzioni che siano agevoli da costruire, magari usando le attrezzature che il costruttore già possiede.

Invece in futuro questo progettista dovrebbe fornire dei progetti che vadano bene per colui che gestisce la struttura, cioè per l'amministrazione; quindi il progettista dovrebbe operare a favore della durabilità delle opere.

Questo non vuol dire che per forza le strutture devono essere difficili da costruire, vuol solo dire che bisogna usare i prezzi

nel modo giusto per ottenere delle costruzioni durevoli, anche se meno « comode » da costruire.

È fondamentale comunque che la scuola cominci a formare questo nuovo tipo di progettista, o che almeno gli fornisca le informazioni per poter cambiare stile di progettazione a seconda del committente.

Chiaramente è fondamentale anche che le Amministrazioni comincino a chiedere questo tipo di servizio.

Questo vale per le nuove costruzioni, per l'esistente è necessario un altro tipo di progettista. Infatti oggi esiste una grossa necessità di progetto della manutenzione.

Terotecnologia delle opere esistenti

Per operare sulle opere esistenti occorre rispondere a tre domande: quando intervenire, dove intervenire, come intervenire (ed anche quanto costa intervenire).

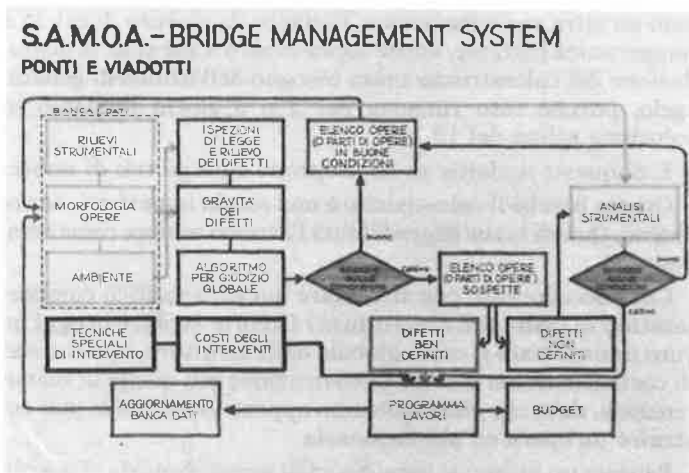


Fig. 5.

Questa è la manutenzione programmata.

Per capire meglio di cosa si tratta basta vedere la fig. 5 che riproduce il diagramma di flusso del sistema di gestione della manutenzione dei ponti autostradali (il progetto S.A.M.O.A.)⁽¹⁾. Si individuano le due fasi di giudizio sulle opere (la diagnostica: il dove ed il quando).

Due fasi di giudizio: una globale, ed una puntuale che si capiscono chiaramente in questo contesto; il giudizio globale che giudica l'affidabilità delle opere nell'ambito del gruppo (dotato di bassa precisione ed alto rendimento), un giudizio globale che fa un elenco di opere « sospette » sulle quali si farà un'analisi strumentale, un vero progetto che permetterà la formulazione di un giudizio puntuale della singola opera (dotato di alta precisione e minor rapidità). Del « giudizio puntuale » si è abbondantemente parlato negli altri temi. Il meno noto è il giudizio globale, sul quale si stanno sviluppando interessanti nuovi sistemi basati anche su sistemi esperti, computerizzati, autodiagnosticanti.

Per esemplificare rapidamente il concetto di giudizio globale automatizzabile basta guardare le figure 6 e 7 che mostrano come si esegue la mappatura elettrochimica delle strutture, tesa a vedere se sono innescati i fenomeni di corrosione delle armature. Stabilendo soglie opportune è possibile stabilire l'effettivo stato di protezione dei ferri di armatura. Questo metodo è già ampiamente operativo.

⁽¹⁾ Sorveglianza, Auscultazione, Manutenzione delle Opere d'arte autostradali.

Terotecnologia degli interventi

Siamo arrivati al discorso di come intervenire.

Abbiamo parlato del dove e del quando, cioè di diagnostica. Adesso vediamo, una volta fatta la diagnostica, come fare l'intervento di manutenzione: bisogna partire dal presupposto che esso è diverso da un lavoro di costruzione.

I motivi per cui è diverso sono svariati, riassumo sempre per abitudine quelli specifici di opere stradali ma essi valgono sempre: « quantità » di materiali da usare in genere ridotta; raggiungimento « difficile » del punto di lavoro; « rapidità » nel raggiungimento delle resistenze necessarie.

Ma ci sono delle altre motivazioni, per cui il lavoro di manutenzione è diverso da quello di nuova costruzione. Per restare sempre nel campo stradale, e voi lo vedete tutti i giorni percorrendo le Autostrade, il fattore fondamentale è il traffico; praticamente non si può trascurare il fatto che deve continuare a passare il traffico malgrado i lavori.

Il ripristino di Castel dell'Ovo, è fatto a castello vuoto; è

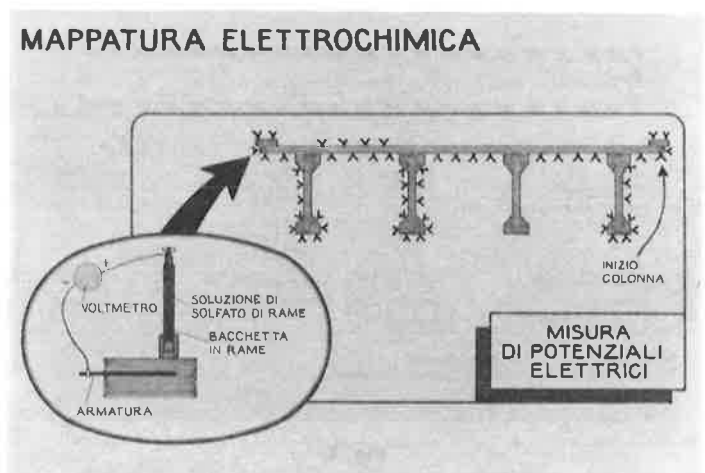


Fig. 6.



Fig. 7.

diverso riparare un qualcosa mentre viene continuata la sua utilizzazione.

Nelle figure 8 e 9 riporto le quattro fasi di intervento di manutenzione previste per il viadotto Aglio della Bologna-Firenze, per dare sempre 2 + 2 corsie al traffico in ogni fase dell'intervento.

Nelle figure è schematizzato il ponte attuale sul quale viene messo un sistema di trasporto centrale, un carro ponte, che

CONDIZIONAMENTO DA TRAFFICO

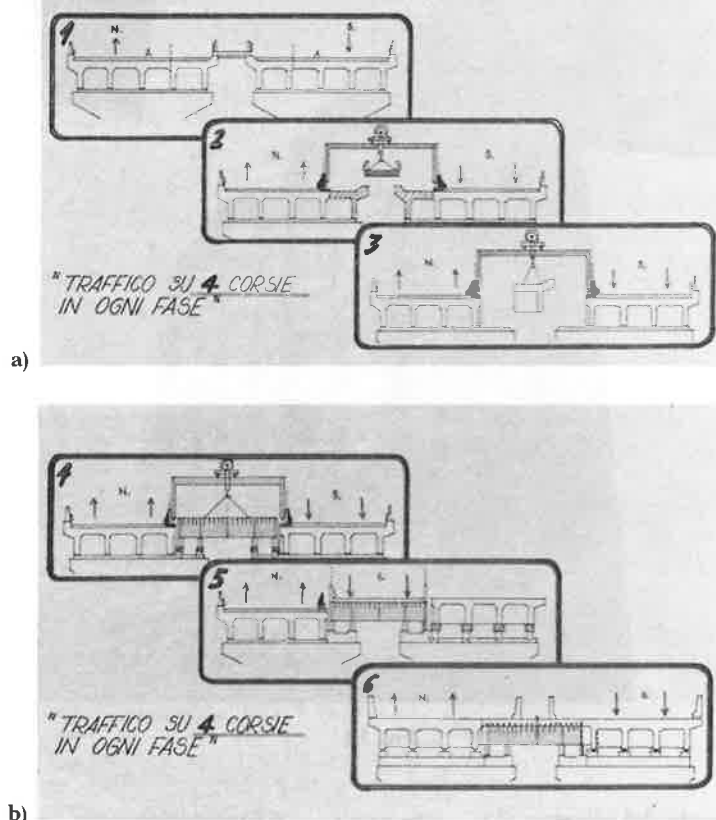


Fig. 8.

asporta la parte centrale, che attualmente non è portante (fasi 1, 2, 3); questa parte viene sostituita con una piastra ortotropa, tutta in acciaio, quindi di peso maneggevole, e su questa piastra passa il traffico per un certo periodo mentre si sistemano i due lati delle carreggiate. Alla fine il ponte è riparato senza aver mai fatto variazioni di traffico e senza aver mai ridotto le corsie a meno di 4.

Questo aspetto nuovo dell'influenza del traffico è talmente forte che condiziona completamente il progetto di manutenzione, cioè lo può trasformare in modo totale.

Tecniche speciali nella manutenzione

A questo punto occorre descrivere sinteticamente le tecniche di ripristino delle strutture e come esse vanno inquadrare in un contesto generale.

Ciò non fare degli interventi perché affascinati da una tecnologia, ma farli con una finalità specifica.

La tecnica di ripristino, può essere di due tipi: si deve ripristinare la funzione autoprotettiva, oppure si deve ripristinare la funzione strutturale; è fondamentale sapere quale delle due funzioni deve essere ripristinata.

In genere decade prima l'autoprotezione e poi decade la resistenza strutturale, quindi se si opera per migliorare l'autoprotezione si opera in prevenzione, cioè nel modo migliore, come si diceva in precedenza. In caso però di degrado strutturale già presente, questo è fondamentale, bisognerebbe operare sia per riparare che per proteggere. Ultima considerazione: è sbagliato fare un ripristino che poi non sia durevole esso stesso; deve essere durevole anche il ripristino.

Spesso nel passato ed ancora oggi, si riparavano solo le parti degradate e senza proteggere dalle azioni aggressive agenti

sulla struttura quelle restanti, che si sarebbero egualmente degradate anche a breve, visto che si erano degradate le zone limitrofe. Le riparazioni poi erano fatte con materiali non durevoli e quindi chiaramente l'intervento era destinato all'insuccesso.

Anche oggi che si hanno materiali migliori ed altre conoscenze, si fanno degli errori, come nel caso in cui vengono ricostruite delle solette di ponte già impregnate di ioni-cloro aggressivi. Si ricostruisce la parte superiore della soletta e si lascia la parte inferiore impregnata di sale. È difficile evitare questa cosa, ma è sicuramente dannoso per la durata nel tempo del manufatto.

Altre volte si ricostruiscono delle strutture in calcestruzzo con dei materiali che non sono a ritiro compensato, non lo sono affatto o non lo sono nel modo giusto, oppure sono protette da vernici che sono non adatte a quel tipo di prodotto.

Il problema del ripristino funzionale è un problema di armonia, occorre la collaborazione tra la parte che esiste già e la parte nuova. Le figure 9, 10 e 11 riassumono questo concetto.

PROBLEMA DEL RIPRISTINO FUNZIONALE.



Fig. 9.



Fig. 10.



Fig. 11.

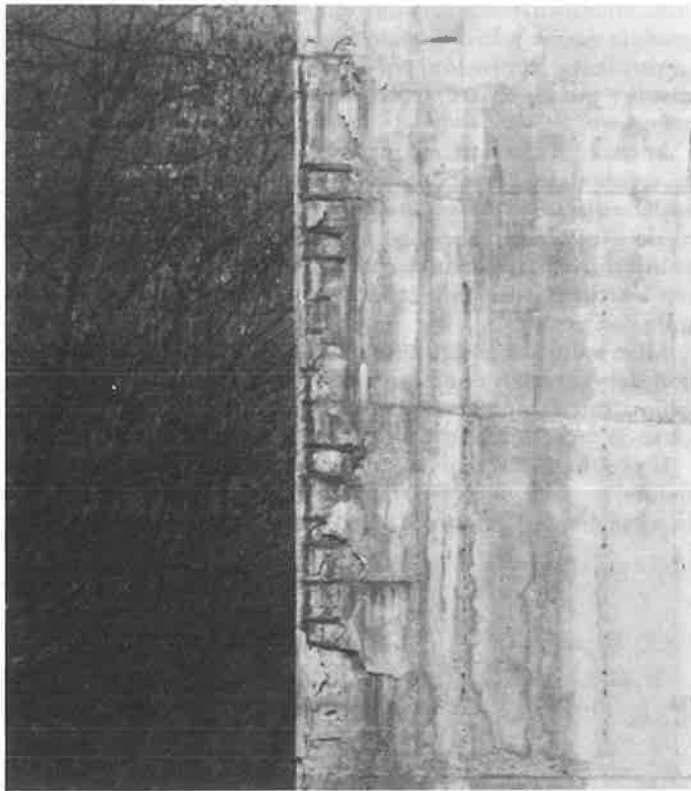


Fig. 12.

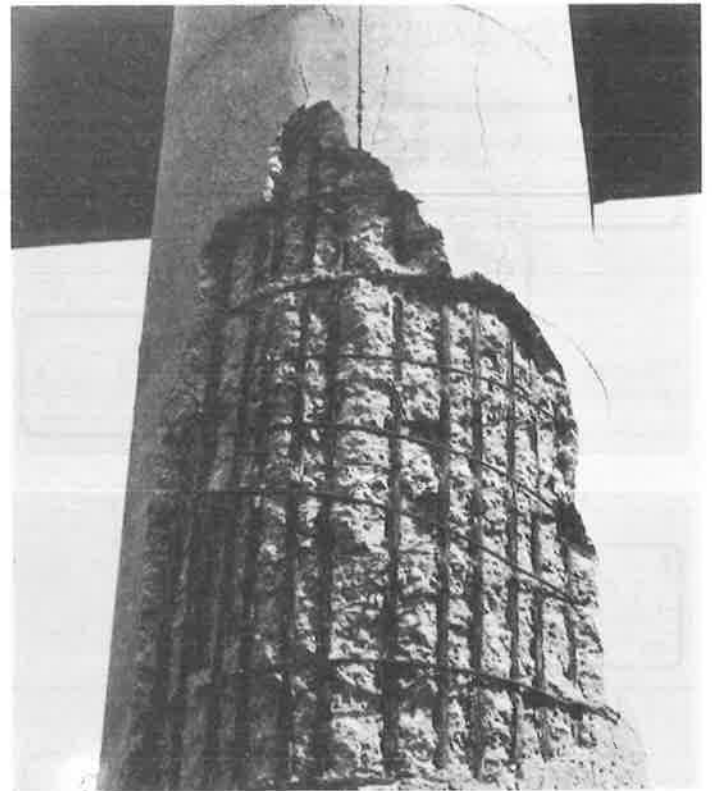


Fig. 13.

Ci possono essere infatti due tipi di intervento: il nuovo che protegge il vecchio oppure il nuovo collabora con il vecchio o lo sostituisce.

I rinforzi possono essere di tipo sottile e sono quindi protezioni, oppure possono essere strutturali e allora collaborano o sostituiscono la funzione dell'esistente.

Nelle figure sono riportate sinteticamente i rinforzi delle diverse parti di un ponte: pilastri, travi e solette.

Come rinforzi sottili di protezione in caso di pilastri si può andare dalla semplice verniciatura, all'intonaco, fino alla placatura.

Vedete gli spessori: con la verniciatura si tratta di micron, l'intonaco è dell'ordine del centimetro e mezzo, la placatura di tre centimetri.

Questi lavori, sono lavori di protezione o ricostruzione dei copriferrì, in pratica servono ad impedire l'ulteriore degrado; sono quindi di tipo protettivo. Essi non devono funzionare al

posto del pilastro, il pilastro continua a funzionare come era prima solo che non si degrada più, lo stesso vale per le travi, verniciatura e rasatura con malta, cioè intonaco oppure placatura con iniezione d'intasamento.

Per le solette l'intervento leggero è l'impermeabilizzazione con impregnazione; il massimo è la ricostruzione del solo copriferrò superiore oppure la protezione catodica delle armature senza alcuna demolizione.

La figura 11 tratta invece il rinforzo strutturale delle stesse strutture; nel caso del pilastro si parla di incamicatura sostitutiva. Nel caso della trave può essere un ripristino a forte spessore con malte fibro-rinforzate, ma più spesso è un cavo aggiunto all'esterno, una precompressione esterna.

Si è parlato a lungo in questi giorni di cavi unbonded, di cavi aggiunti o anche di cavi in costruzioni nuove non collaboranti lungo tutto il tracciato; forse è il caso di sottolineare questo intervento nel modo terotecnologico proprio perché è uno



14 a).



14 b).

degli interventi più diffusi su opere in c.a.p. con precompressioni perdute per corrosione dei cavi ed evita spesso la sostituzione della trave, o dell'impalcato.

Nel caso delle solette, c'è la ricostruzione della soletta e ugualmente di nuovo la protezione catodica per evitare di lasciare il calcestruzzo non demolito, inquinato dal cloro penetrato nella struttura.

Qualche fotografia spiega meglio questi concetti.

Una pila poco degradata (fig. 12) richiede un intervento corticale diverso da una pila del genere mostrato in figura 13 che richiede invece un'incamiciatura, perché oltretutto è una struttura troppo snella, visto poi che si trova in una zona sismica; un'ulteriore ragionamento guida il terotecnologo che riparando fa dell'adeguamento sismico.

Nella fig. 14 c'è un esempio di cavo aggiunto su un viadotto che è emblematico. Quella della figura era l'unica trave degradata del ponte, e praticamente l'intervento è stato fatto molto rapidamente ed ha riclassificato l'intera struttura.

Quindi è un intervento prezioso dal punto di vista terotecnologico, dove molto spesso quando ci sono problemi di precompressione si tende erroneamente a voler fare la sostituzione dell'impalcato.

Oltre a ciò questi rinforzi con cavi aggiunti possono essere da un punto di vista anche filosofico (o anche economico e della sicurezza finale) più validi di tanti altri interventi; in effetti, da un punto di vista terotecnologico, un cavo esterno è sempre meglio di un cavo interno iniettato, perché anche se è meno affidabile in assoluto costituisce però un problema noto, come quello dell'acciaio che siccome si corrode nel tempo, deve essere verniciato a cadenza.

Un cavo esterno può essere sostituito a cadenza. E quindi non dà sorprese. È vero che funziona meglio un cavo inserito all'interno di una struttura e ben iniettato, ma che mi assicura sulla buona iniezione?

Questo è un dato di riflessione.

Parliamo un attimo della riparazione delle solette: per riparare le solette bisogna prima demolire il calcestruzzo degradato e per questo il sistema migliore è l'idrodemolizione, messo a punto in Italia negli ultimi anni; l'idrodemolizione elimina senza degradare con le vibrazioni il supporto sottostante, tutto e solo il calcestruzzo degradato (che ha resistenze inferiori ad una soglia prefissata), pulendo i ferri d'armatura e preparando buone superfici per l'adesione del materiale di ripristino.

Il tutto molto velocemente.

Fatta l'idrodemolizione bisogna ricostruire; per la ricostruzione ci sono due scuole.

Una scuola europea che è basata su pellicole protettive, su vernici, su impermeabilizzazioni e su pavimentazioni della soletta e la scuola americana che prima non faceva niente sulla soletta ed adesso tende ad andare verso la protezione catodica.

Questa protezione catodica è una tecnica affidabile per il futuro, ma con qualche attenzione specialmente per l'Italia, dove molte strutture sono precomprese, quindi c'è il problema dello ione idrogeno, che si genera nella protezione catodica e che può attaccare l'acciaio di precompressione.

Nella figura 15 è schematizzata una soluzione al problema: una protezione catodica fatta mantenendo sotto controllo il circuito di produzione di energia elettrica e valutando certi parametri, per evitare appunto certe sovracorrenti che potrebbero dar luogo alla produzione dell'idrogeno. Quindi è un qualcosa che si può fare specialmente se si pensa all'atto della costruzione, ma è realizzabile anche su ponti esistenti, come è stato fatto su di un ponte dell'appennino toscano-emiliano.

Chiaramente questo è il massimo delle protezioni delle solette.

Il passo successivo è la teletrasmissione della protezione, cioè un solo computer che da solo controlla la protezione di più ponti, tramite una linea telefonica.

PROBLEMA H⁺ : SOLUZIONE

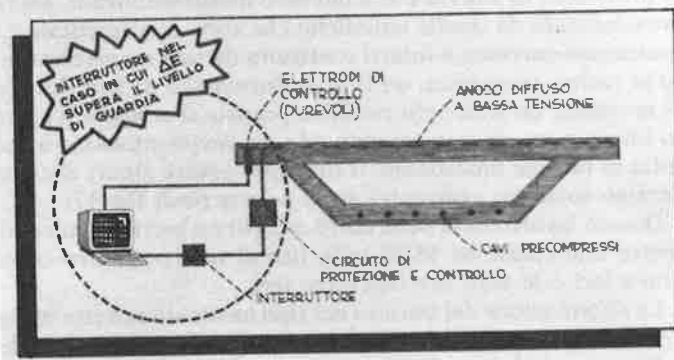


Fig. 15.

I COSTI DELLA PROTEZIONE CHIMICA SONO COMPETITIVI RISPETTO AI COSTI DELLA PROTEZIONE CATODICA



Fig. 16.

MIGLIORAMENTO DELLE PROTEZIONI

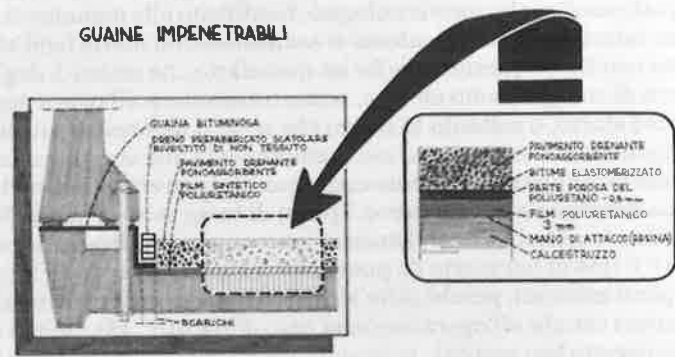


Fig. 17.

Nella figura 16 c'è il confronto economico schematico tra le due tecnologie; chiaramente la protezione chimica diventa sempre più costosa e quella catodica va sempre diminuendo di costi. Per cui alla fine, probabilmente si incontreranno, per ora costa ancora meno la protezione chimica.

A questo punto è doveroso ricordare un discorso banale acquisito, ma spesso trascurato: la cosa fondamentale su di un ponte è la regolazione idraulica, e la cosa fondamentale della regolazione idraulica è il pluviale che spesso è mal eseguito, per come è fatto e per dove è messo.

Una regola fondamentale, terotecnologica è: non fare il pluviale nella mezzera di una trave, perché eventuali danneggiamenti del pluviale possono generare degradi gravissimi al

centro della trave, quindi è preferibile fare due pluviali lontani dal centro trave.

Il ponte di oggi ben costruito ha comunque un complesso di protezioni in soletta che è davvero molto elaborato, anche prescindendo da quelle catodiche che sono sperimentali. La protezione corrente è infatti costituita da una mano di attacco in resina epossidica, un film poliuretano di 3 millimetri di spessore, un film poliuretano poroso, una mano d'attacco bituminosa elastomerizzata ed una pavimentazione a sua volta di bitume modificato, il tutto per essere sicuri che non passino sostanze aggressive sulle solette (vedi fig. 17).

Questo lavoro costa sulle 60-70 mila lire a metro quadro, rispetto alle classiche 15-20 mila lire al metro quadro usate fino a ieri o le zero lire dell'altro ieri.

La sistemazione del bordo è del tipo mostrato sempre in fig. 17: c'è la possibilità all'acqua di scorrere, in certi casi anche nell'interno delle pavimentazioni, e poi c'è, questo è un discorso che si collega sempre alla terotecnologia, un parapetto spostabile sotto l'urto.



Fig. 18.

Mi fermo un secondo su questo parapetto perché esso è un qualcosa di molto terotecnologico, finalizzato alla manutenzione: infatti in caso di incidente si sostituisce con molta facilità, ma non è solo questo: è anche un manufatto che resiste a degli urti di energia molto elevata, senza trasmettere all'opera nessuno sforzo, o soltanto lo sforzo che serve a deformare gli elementi duttili che lo ancorano puntualmente alla struttura per impedirne uno spostamento eccessivo, che potrebbe causare la sua fuoriuscita dal supporto. I punti di forza sono la barra Diwidag longitudinale ed il mancorrente superiore. Praticamente è il tipo di parapetto da ponte che si sta sostituendo in tutti i ponti esistenti, perché oltre al peso proprio non comporta ulteriori carichi all'opera anche in caso d'urto (fig. 18). Quindi è un oggetto ben gestibile in manutenzione che dà la massima sicurezza per la non fuoriuscita dei veicoli collidenti.

Perché ho detto che è un oggetto finalizzato alla manutenzione? Perché oltre ad essere facilmente sostituibile è anche un qualcosa che fa la manutenzione della « funzione » della strada. Ieri la strada aveva un parapetto da ponte in grado di contenere 3 tonnellate e mezzo a 45 cm di altezza, cioè in pratica per un camion era come un cartello che dicesse: qui finisce il ponte. Nient'altro.

Era più che altro una protezione per qualche vettura, purché non troppo veloce, nato nell'epoca in cui i camion andavano molto lentamente, già con grandi carichi, ma sempre molto lentamente.

Oggi i camion viaggiano ad alta velocità con carichi sempre più grandi e quindi il tipo di parapetto di un ponte deve essere tale, non solo da garantire sicurezza al veicolo, ma anche a chi sta sotto il ponte. Cioè a chi può ricevere sulla testa dei

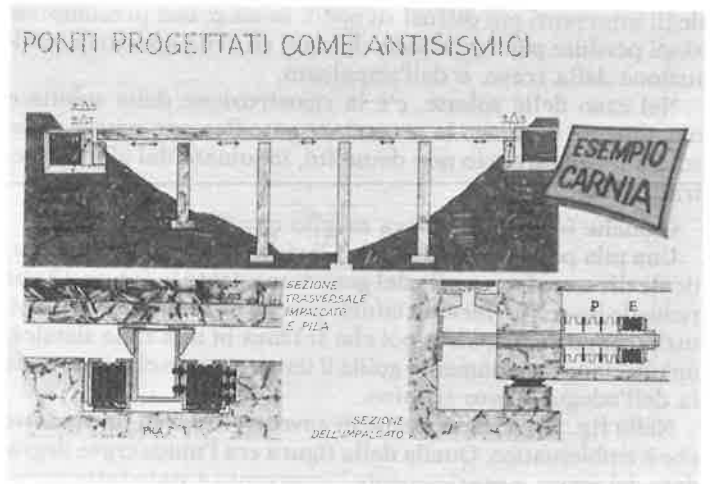


Fig. 19.



Fig. 20.

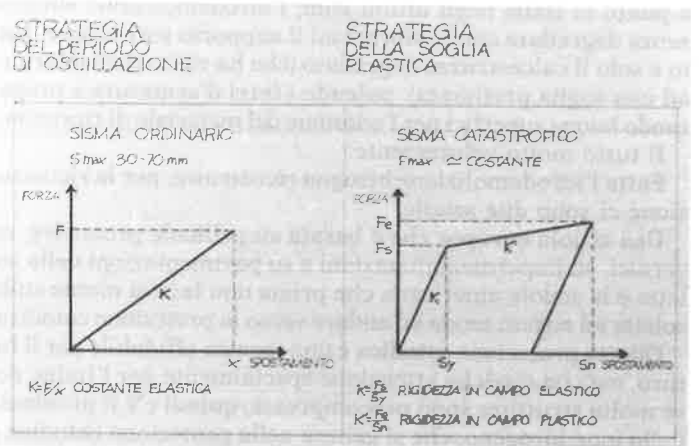


Fig. 21.

materiali pericolosi o altro e quindi la funzione del parapetto deve essere adeguata alle condizioni di oggi. Usare su vecchie opere i nuovi parapetti New Jersey è una manutenzione funzionale che rientra nell'ambito della terotecnologia.

Terotecnologia nel retrofitting sismico

Nell'ambito della manutenzione funzionale, come l'ho definita, rientra anche l'adeguamento delle strutture costruite in altre epoche ad essere antisismiche secondo i criteri che oggi

si conoscono. Dopo una serie di lavori di isolamento e dissipazione sismica fatti sui ponti dell'autostrada della Carnia su strutture nuove, dopo il terremoto del Friuli (fig. 19), questo tipo di protezione è in corso di estensione ai ponti esistenti (vedi fig. 20) sull'autostrada Adriatica, sulla Bologna-Firenze e, principalmente sulla Napoli-Bari dove ci sono 22 ponti in trasformazione, 17 sono già adeguati e 5 in allestimento.

Non mi posso dilungare sui criteri usati per mancanza di tempo, ma posso riassumere nella figura 21 i criteri generali usati nel trattamento dell'impalcato con ritegni elastici e elastoplastici.

Naturalmente anche le pile sono state adeguate agli eventi sismici. Mi preme far notare che intervenire su ponti esistenti è molto più complesso che sui ponti nuovi perché l'opera ha delle geometrie e delle dimensioni già definite non facilmente trasformabili.

Ma di queste cose si parlerà con grande dettaglio a Perugia nella prossima riunione nei primi di giugno dedicata proprio a

TEROTECNOLOGIA DELLE GALLERIE INTERVENTI DI RIPRISTINO

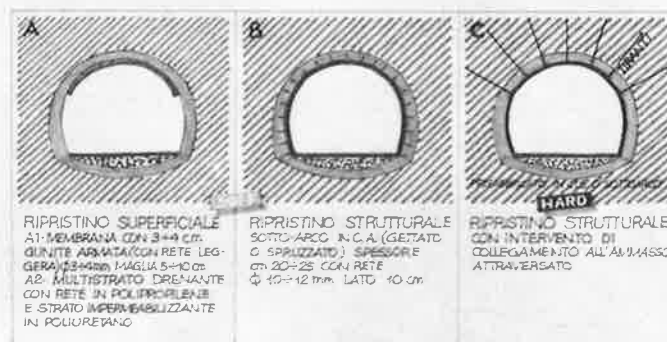


Fig. 23.

EVOLUZIONE DELLE CANALETTE DRENANTI

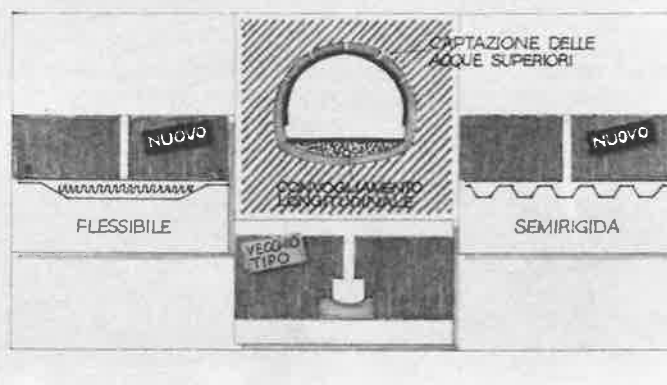


Fig. 24.

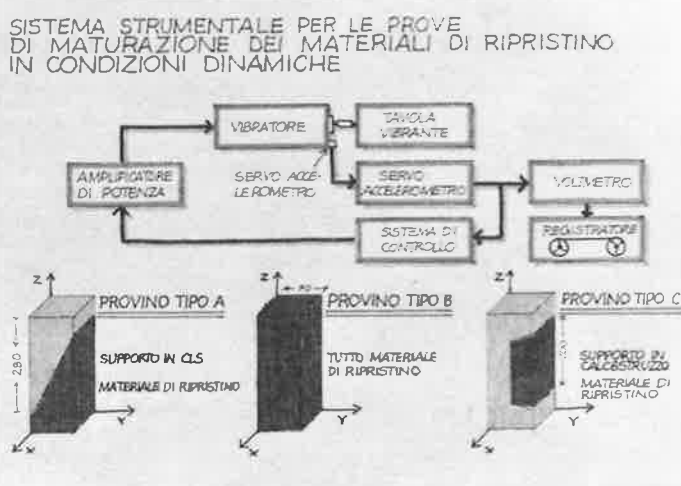


Fig. 22.

questo tipo di strutture. I ritegni elastoplastici hanno la caratteristica molto interessante di generare una forza massima, sulla quale si possono dimensionare le strutture vecchie o nuove che siano.

L'usarlo in modo massiccio su opere esistenti con dei vincoli dovuti alla geometria delle opere e alla loro mobilità e, anche alle loro condizioni, ha causato una proliferazione di nuove attrezzature di ritegno sismico, connesse o no con gli appoggi che è veramente interessante.

Non ci dilunghiamo su questo argomento perché sarà oggetto di uno specifico convegno in giugno ad Assisi. Negli atti di questo convegno disponibili all'Università di Perugia sono riportate preziose informazioni sullo stato dell'arte.

Nella figura 22 accenniamo ad un problema che assume sempre più importanza per le riparazioni stradali in presenza di traffico: la necessità che i materiali aderiscano ai supporti anche se questi vibrano. Sperimentazioni e criteri di accettazione sono a livelli avanzati.

L'ultimo discorso riguardante le tecniche speciali connesse ai ponti stradali, anche (ma non solo) per motivi antisismici, è quello della solidarizzazione degli impalcati. Abbiamo infatti visto che molte volte il degrado nasce dalla fessura di giunto; per migliorare la mantenibilità e la durabilità dell'opera la miglior soluzione è la solidarizzazione degli impalcati, fatta naturalmente nel modo più valido, in relazione alla tipologia dell'opera ed anche al fatto se solidarizzare serve anche all'adeguamento sismico o meno del ponte.

Rimane da fare un piccolo accenno alle tecniche di riparazione delle gallerie, specialmente quelle di tipo protettivo, una esemplificazione sintetica è riportata nelle figure 23 e 24; molto spesso nelle gallerie è sufficiente eliminare gli stillicidi o le venute d'acqua e riparare dei calcestruzzi che si degradano per ridotte caratteristiche di durabilità originali, legate alle loro scarse residenze d'impianto (che non servivano e non servono in termini strutturali, ma che si pagano appunto con il degrado precoce).

Conclusioni

E, per chiudere questa esposizione forzosamente veloce ed incompleta, volendo riassumere il concetto di terotecnologia, visto che siamo a Napoli, possiamo ricordare quella figura dell'antichità classica che è il Doriforo di Policleto, la statua che per metà è in azione, rappresenta cioè un atleta in movimento, e per metà è ferma, in pratica è e diviene al tempo stesso, come le opere di terotecnologia, che devono trasformarsi e continuare a funzionare mentre si trasformano. Questo è il compito arduo del terotecnologo, che è poi, soltanto un tecnico che deve mettere insieme con un'unica finalità una serie di specializzazioni: lo strutturista, l'esperto di materiali, il fisico, l'informatico e qualche altra disciplina.

In fin dei conti una bella sintesi di figura classica di ingegnere.

Research into the repair and retrofit of concrete bridges in the U.S.A.

Relazione su invito: Prof. Ing. M.J. Nigel Priestley*

ABSTRACT

The paper describes recent and current research in the United States into aspects of the repair, retrofit and strengthening of concrete bridges. The use of concrete overlay bridge decks for rehabilitation of bridges damaged by deicing salts and excessive traffic wear is discussed. Analytical and experimental research, including testing of a prototype bridge, to investigate shear transfer between the new deck and the existing bridge are summarized.

Many older bridges in the U.S.A. have inadequate load capacity for today's traffic loads. A current research program investigating two strengthening techniques: external prestressing, and the use of high strength prestressed concrete soffit slabs bonded to the soffit of beam and slab bridges is described.

It is recognized that the columns of a large number of freeway overpasses in the U.S.A. have inadequate strength and ductility to survive even moderate earthquakes. A major research program is currently underway to develop economical and technically feasible methods for improving flexural ductility and shear strength of existing concrete columns. The research project and initial results from the test program are presented.

1. INTRODUCTION

Over the past 20 years, research needs for concrete bridges in the U.S.A. have undergone a radical change. In the 1960's the country was in an era of major freeway construction. New bridge superstructures were being experimented with and bridge geometry was typically complex, particularly for freeway on and off ramps, as a result of freeway alignment constraints. Consequently, intensive research efforts were required improving analytical modeling techniques and investigating time-dependent effects such as thermally induced stresses and effects of creep and shrinkage, both of which became increasingly relevant with the advent of the more structurally efficient sections, such as multi-cell box girders, adopted in the 1950's and 1960's. At the same time, performance of concrete bridges under seismic attack was revealed to be suspect as a result of poor performance of newly constructed bridges in a number of moderate earthquakes, particularly the 1971 San Fernando earthquake. Intensive research effort was initiated both in the U.S.A. and overseas to develop a better understanding of the seismic performance of bridges in general, and concrete columns in particular.

* Professor of Structural Engineering - Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, CA 92093.

Most of the research has now been concluded or is in the final stages. At the same time the vast freeway expansion of the 1960's and early 1970's has slowed to the extent that expenditure on new bridge construction is a fraction of that of twenty years ago. Consequently, the need for further refinement of design methodology for new bridges is not as pressing as in the past.

Much of the research outlined above effectively came too late: by the time the research recommendations were made, the vast majority of freeway bridges were already constructed. This has left a legacy of substandard bridges, particularly where seismic performance is concerned. Many concrete bridges constructed twenty or thirty years ago have insufficient strength to support the heavier vehicles travelling the freeways in the 1980's. Degradation of concrete deck surfaces by general wear and by the pernicious effect of deicing salts has become a serious problem.

This indicates that a shift in research needs has occurred from understanding how to design and build new bridges, to understanding how to repair, strengthen and retrofit substandard existing bridges. This paper describes research activity in California in this area.

2. BRIDGE DECK REHABILITATION

In many cases of bridge rehabilitation the existing concrete deck exhibits damage from general wear, chain beating, deicing salts, freeze-thaw cycles, temperature cycles, etc. in the form of surface cracks, deck delamination and/or scaling, which requires repair or replacement of the existing bridge deck. Typically, the unsound surface concrete is removed and a new deck slab cast on top of the remaining original layer. The increased structural depth more than compensates for the increased dead weight of the bridge, and negative moment capacity over internal supports is typically substantially enhanced. However, the benefits of increased structural depth of an additional (overlaid) structural concrete slab placed, at low cost, on top of the existing deck slab can only be taken into account in the design process if monolithic structural action up to critical structural limit states can be assured.

The critical design question in this rehabilitation measure is the horizontal shear transfer in the construction joint or interlayer between the existing « old » and the « new » overlaid deck slab. Questions concerning the surface preparation of the « old » deck slab and the amount, effectiveness and necessity of shear reinforcement or dowels crossing the interlayer lead to the described research program. Prior to this research, it had been common practice in U.S. bridge rehabilitation programs to require #4 dowels (12.7 mm diam.) at 600 mm centers each way across the entire rehabilitation area. The cost

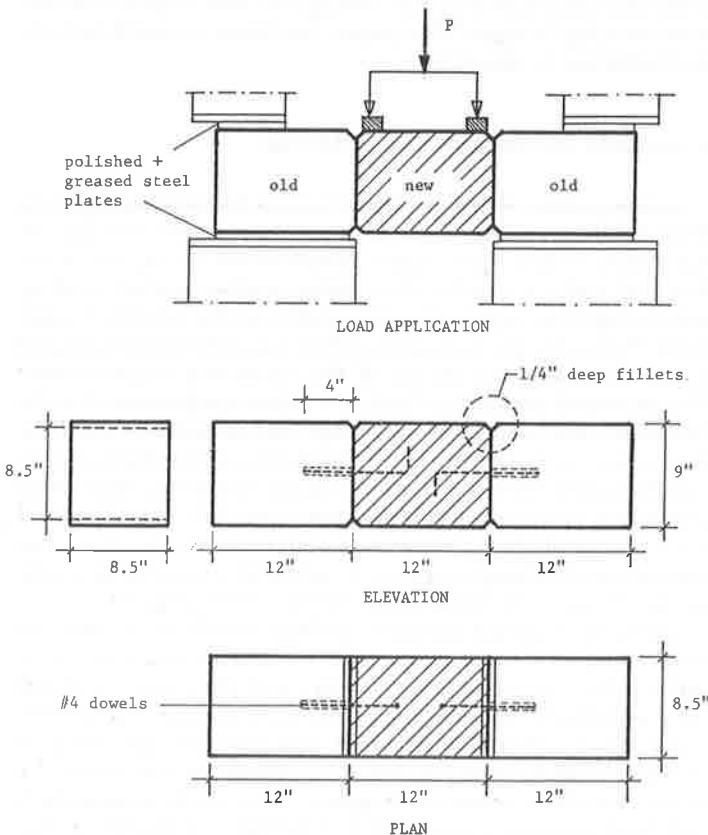
of drilling holes for the dowels, and placing and grouting the dowels was typically 15% to 20% of the total rehabilitation cost. The project described below was directed towards establishing the effectiveness of doweling in increasing the shear strength of the interface between the old and new concrete and to develop realistic design criteria to ensure monolithic bridge deck behavior.

2.1. Experimental Overlay Studies

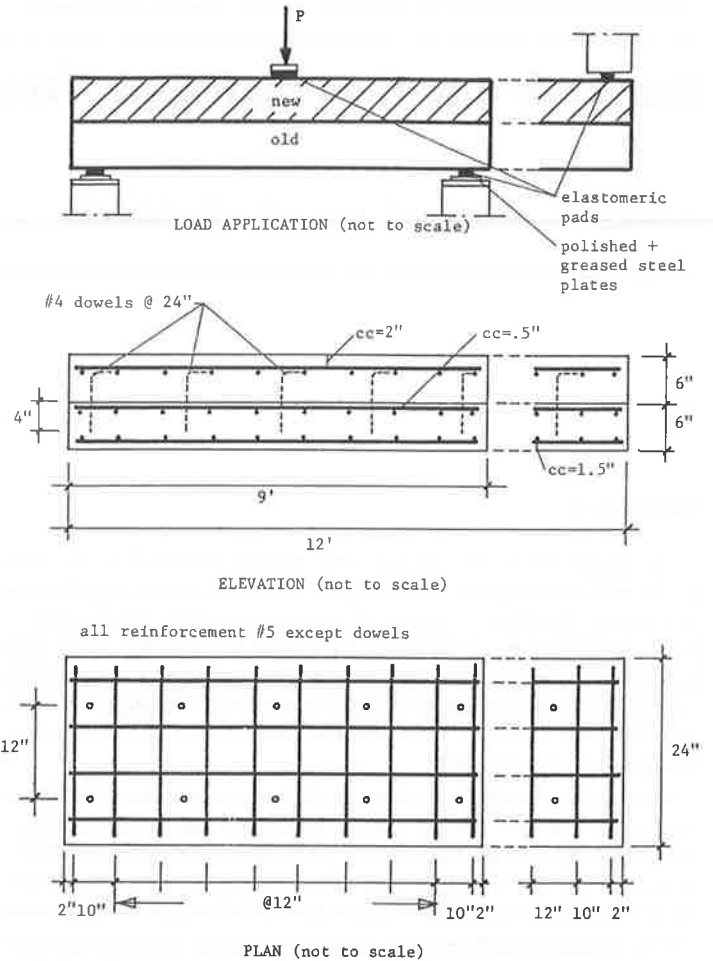
The performance of overlaid bridge decks with different types of surface preparation was determined in a three-phase experimental test program. The objective of the test program was threefold: first, to establish distinct performance differences for different interface surface preparations; second, to develop constitutive information for the interlayer slip behavior for nonlinear analytical models; and third, to verify proposed design recommendations derived from the analytical studies and preliminary experimental results by means of a full-scale prototype test.

Initial tests were carried out on shear block test specimens where a block of new concrete was cast between aged blocks of concrete and subjected to shear loading using the test set up illustrated in fig. 1. The second phase of testing involved flexural testing of slab panels where new concrete was overlaid on an aged lower layer. As shown in fig. 2, two structural configurations were used for the slab panel tests. In the first, the slab was simply supported; in the second, a cantilever overhang was restrained against uplift so that negative moments and higher interface shears were induced in the slab. The slab panels were considered to be representative of a transverse slice through a typical box girder deck slab.

In both the preliminary phases of testing a number of different surface conditions were simulated at the interface between new and old concrete, and behavior was compared



1 - Shear block test units for bridge deck overlays.



2 - Slab panel test units for bridge deck overlays

with a « reference » state where the entire specimen was cast monolithically, i.e., without any interface between new and old concrete. Surface condition of the old concrete was either « surface rough » with a wood trowel finish and light sandblasting, « lubricated »-surface rough with a bondbreaking agent sprayed on the old concrete, or « scarified », where 3 mm grooves were cut in the old concrete at 25 mm centers. Each surface condition was tested without dowels and with #4 dowels (12.7 mm diam.) at 600 mm centers (see fig. 2, for example) set in 19 mm diam. holes, 100 mm deep with an expansive portland cement. The reinforcement ratio provided by the dowels was $\rho = 0.07\%$.

Results from the shear block test indicated a direct relationship between dilation (transverse separation at the interface) and relative slip at the interface.

The load versus deflection plot in fig. 3 for the simply supported slabs indicates that the behavior of the « lubricated » slabs was distinctly different from the other surface preparations which basically showed « monolithic » action beyond the yield in the flexural deck reinforcement. The same behavior can be deduced from the crack pattern development and propagation plots in fig. 4. The « lubricated » test specimens exhibited very early delamination of the interlayer and independent flexural cracks in the « old » and « new » concrete slabs. The « surface rough » specimens showed initial flexural crack development only in the lower slab. These cracks propagated into the overlay with only temporary arrests and slight horizontal deviations at the interlayer. Failure occurred by delamination *after* the flexural yield of the « surface rough » specimens. The « scarified » specimens featured a crack pattern development exactly analogous to the monolithic test speci-

mens and the ultimate flexural shear crack followed the construction joint only over a short distance.

Behavior of the « surface rough » and the « scarified » panels with dowels was essentially identical to that of the undoweled panels. Crack patterns were not influenced by the dowels and, when ultimate delamination along the interface occurred, the dowels had insufficient capacity to restrain slip. The cantilever slab panel tests showed the same behavioral characteristics as the simply supported slabs.

It was concluded from these tests that the dowels served no useful purpose. Provided a reasonable standard of surface preparation was achieved, interface slip would not occur until the interface shear was so high that the dowels would be ineffective in controlling it. On the basis of the testing substantial reductions in the extent of doweling have been recommended. The primary role of interface doweling is now seen to be a function of « stitching » the new and old concrete together around the perimeter of the new concrete overlay to avoid uplift under top-slab shrinkage.

2.2. Full-Scale Prototype Test

The above findings were incorporated in phase three of the experimental test program, where an 18.3 m long × 3.6 m wide section of a three span continuous T-girder reinforced concrete highway bridge was removed from California State Highway 41 south of Fresno (Gepford Overhead) and brought to the Charles Lee Powell Structural Systems Laboratory for full-scale testing under controlled laboratory conditions. Repair measures consisted of a 150 mm overlay with half of the old concrete surface sandblasted and the other half scarified, to investigate whether any difference of behavior between the two halves of the bridge was noticeable. Dowels were only provided around the perimeter, at approximately 1 m centers. An overview of the repaired Gepford Overhead section is shown in fig. 5. The 2.4 m overhangs past the supports allow for tie-downs and adjacent continuous span simulation.

The bridge was subjected to monotonic loading to initial yield of the flexural reinforcement and then 200,000 cycles of loading at each of midspan and quarter points simulating maximum design live loading. No surface delamination was observed and the test confirmed the effectiveness of a clean and rough undoweled interface.

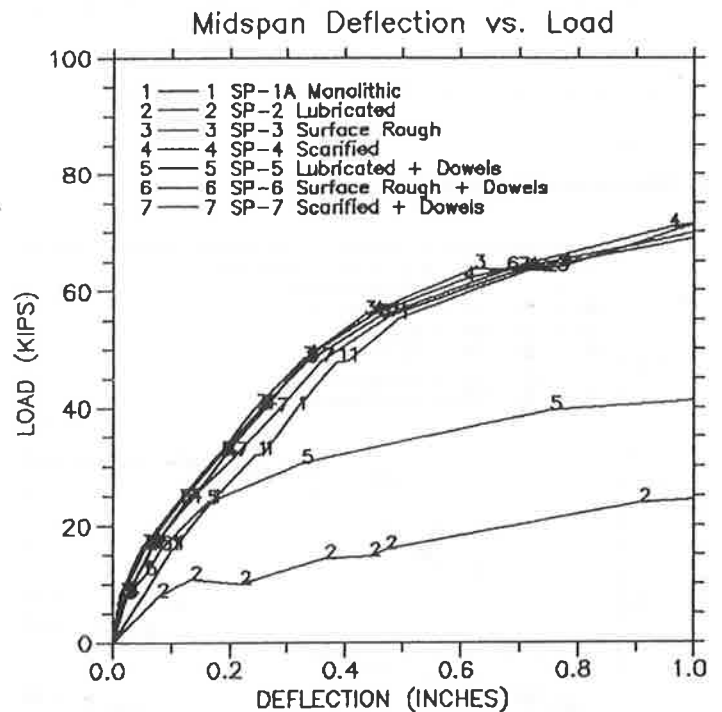
2.3. Analytical Overlay Studies

To study the effect of interlayer slip on the overall flexural behavior of bridge decks, a two layer plate element with nonlinear slip was developed. The nonlinear interlayer slip model for reinforced concrete was then combined with a layered flexural concrete and smeared steel element and applied to model the analytical response of the simply supported slab panel tests. A comparison of analytical results and experimental measurements for three representative slab panels SP-2, SP-4 and SP-5 is given in fig. 6. The lubricated slab specimen SP-2 which was modeled with zero interlayer stiffness shows excellent agreement in the load-deflection behavior which indicates that the assumption of neglecting any interlayer shear transfer in the analytical model is justified. The behavior is clearly that of two independent slab panels in flexure. The addition of ten #4 dowels in SP-5, introduced in the analytical model with their equivalent interlayer stiffness v_d , shows reasonable agreement with the experimental values even though the ultimate load level and the pre-yield behavior are slightly different. A similar difference can be observed for the specimens behaving monolithically, represented in fig. 6 by SP-4 and SP-1. However, the overall correspondence between the theory and

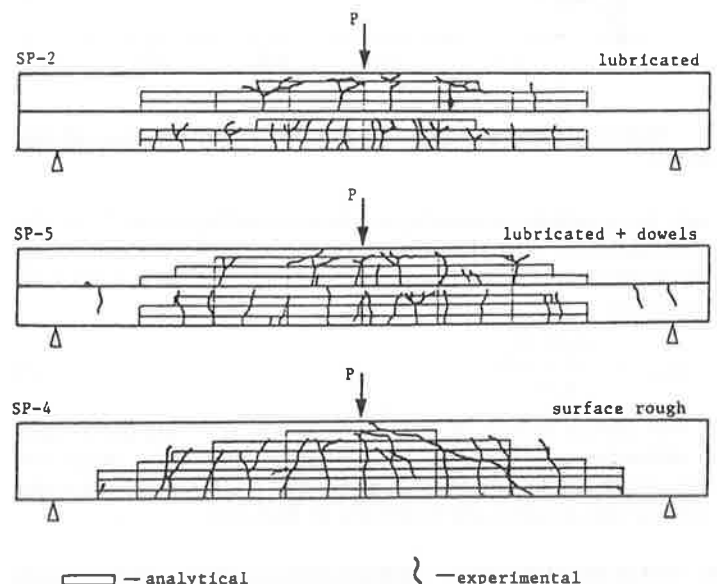
experiment in the load-deflection behavior, fig. 6, and in the crack pattern, fig. 4, is close enough for validation of the analytical modeling approach.

2.4. Conclusions and Design Recommendations

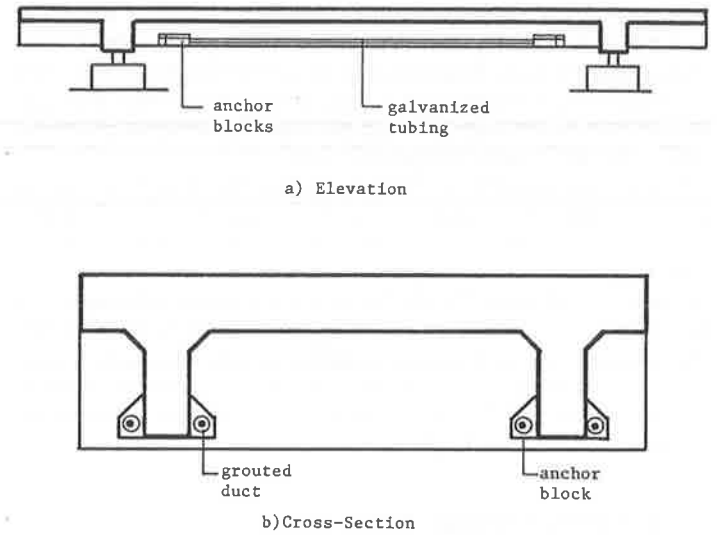
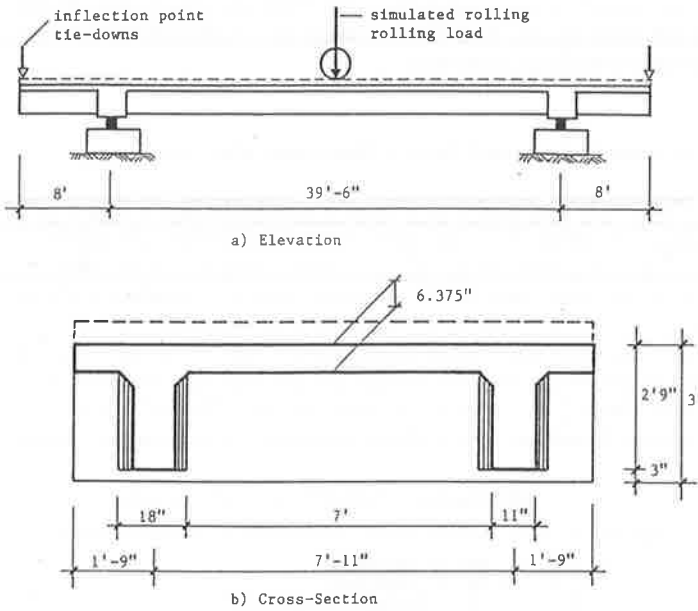
The analytical and experimental results indicate that a safe ultimate value for nominal interface shear strength is $v_i = 0.17 \sqrt{f'_c}$ MPa where f'_c is in MPa units. Provided this value is not exceeded under ultimate factored loads, no shear reinforcement crossing the interface is necessary. If calculations indicate that higher shear stress may occur (an unlikely occurrence for concrete bridge decks) then the full interface shear should be carried by dowel action. This will typically require dowels at much closer spacing than currently requi-



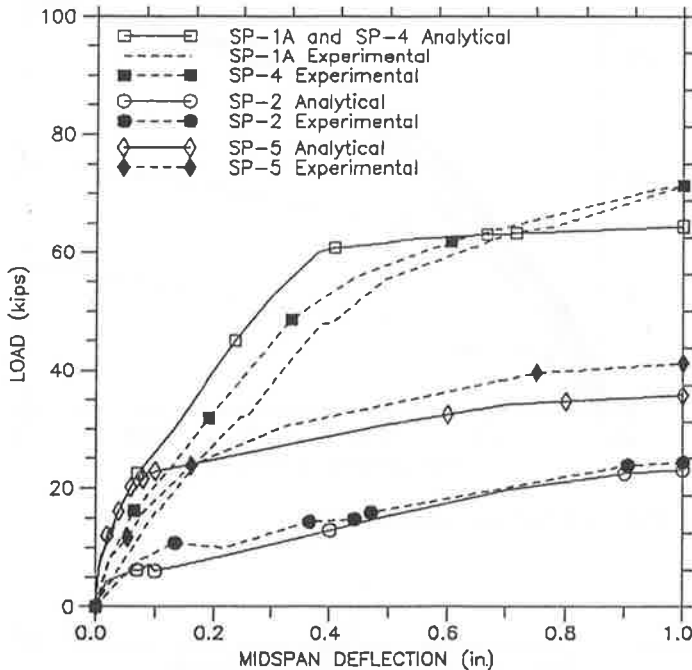
3 - Slab panel load-deflection behavior.



4 - Typical crack patterns for slab panel tests.



5 - Dimensions of full-scale test specimen



6 - Theoretical and experimental load-deflection response of slab panels.

red. For example, assuming a friction coefficient of 0.7 at the interface after slip, the amount of shear reinforcement required to replace the nominal concrete capacity of $v_i = 0.17 \sqrt{f'_c}$ would be

$$e_{min} = \frac{0.17 \sqrt{f'_c}}{0.7 f_y} \quad (1)$$

For typical values of $f'_c = 25 \text{ MPa}$ and $f_y = 400 \text{ MPa}$, Eqn. 1 indicates $e_{min} = 0.3\%$. This is more than four times the amount that had previously been required. More complete details of the project are available in Ref. [1].

3. STRENGTHENING TECHNIQUES FOR CONCRETE BRIDGE SUPERSTRUCTURES

In California alone, 353 bridge structures have been identi-

7 - Strengthening with external prestressing tendons.

fied in need of strengthening at an estimated cost of \$103 million to meet uniform rating criteria for increased legal loads and overloads. However, strengthening measures are often designed and applied in a rather empirical fashion without detailed knowledge of the actual state of the bridge and understanding of the effect of secondary structural components such as rails, curbs, barriers and parapets, as well as actual support constraints. The large volume of required strengthening projects not only justifies but necessitates a comprehensive evaluation of strengthening measures, and with it a validated means of state determination of existing bridge structures. As a first step this can only be accomplished of full-scale structures under controlled laboratory conditions prior to increasing the complexity with actual in-situ measurements.

3.1. Strengthening Measures

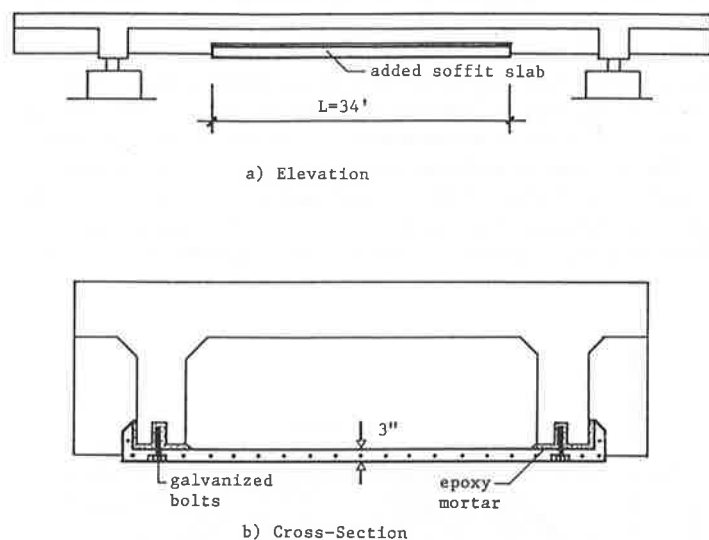
In an extension to the bridge overlay project described in Section 2 of this paper, the prototype section of the Gepford Overhead shown in fig. 5 has been used as a candidate to examine two different strengthening strategies; namely post-tensioning with external tendons, and a new concept of adding a prestressed, precast concrete slab in the form of a bottom soffit to the existing bridge structure.

The first method utilizes external tendons along the girder faces anchored in reinforced concrete anchor blocks to the webs. The tendons are corrosion protected in grouted galvanized steel tubing and the mechanical anchorage is capped with concrete after the post-tensioning operation, as shown in fig. 7.

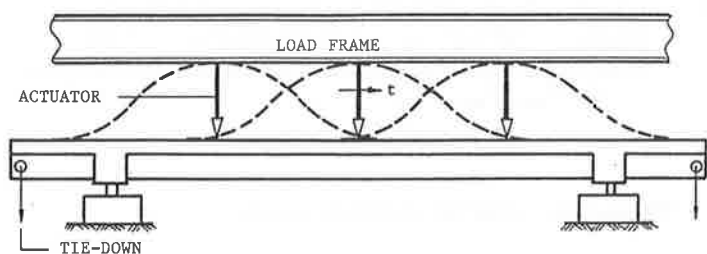
Prior to prestressing the bridge, existing flexural cracks resulting from 30 years of general traffic, and the overload testing provided in the laboratory during the overlay tests were epoxy injected. Special attention has been given to the shear transfer behind the anchorage zone where secondary effects are significant. At the time of writing this paper, the bridge had been prestressed and preliminary testing under live load had been carried out. Subsequent to additional live load tests up to yield of mild-steel reinforcement, the prestressing system will be removed and the second strategy involving a bonded soffit slab will be implemented.

Strengthening of bridge decks by gluing steel plates to the bottom flange of concrete girders has shown problems with

the bond of the epoxy to the steel plates under cyclic loading. In addition to the bond problem, the corrosion problem, and with it continued maintenance of the steel plates, still exists. It appears that these problems can be eliminated and additional benefits achieved by replacing the steel plates with thin precast highly prestressed, high strength concrete soffit slabs which are positioned with galvanized dowel bolts and epoxy grouted to the girder bottoms (see fig. 8). The principal advantages of this second method are in the easy manufacturing of the precast and prestressed slabs to required tight tolerances under factory conditions, the transfer of prestress from the soffit slab to the girders due to creep and shrinkage, the improvement in transverse load distribution capabilities due to the formation of a box section, as well as the aesthetic appearance of a closed bottom soffit. The good bonding characteristics between the concrete and the epoxy mortar should ensure non-slip monolithic behavior and the corrosion protection maintenance problem will be eliminated.



8 - Strengthening with precast soffit slab.



9 - Moving load simulation.

3.2. Rolling Traffic Load Simulation

The advantages of testing full or large scale test specimens under controlled laboratory conditions are often lost due to simplifications and approximations necessary in the load application. Rolling traffic loads and their effect on the structural behavior cannot be modeled realistically by a push or pull type point load used in most laboratory experiments.

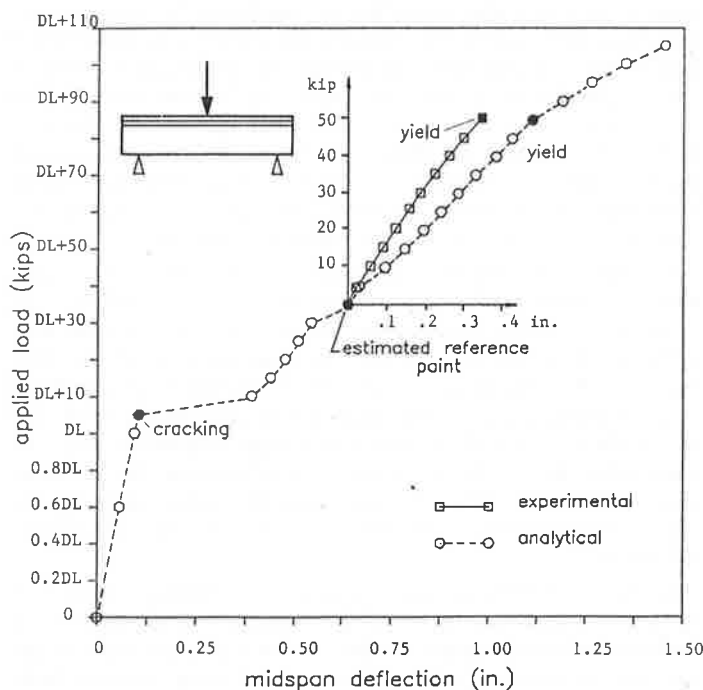
A servo controlled multi-actuator system allows the modeling of rolling loads if a series of actuators is computer controlled in a time sequence as schematically outlined in fig. 9. This type of load application allows the realistic representation of combined and changing moment and shear force states encountered in the prototype under rolling traffic loads.

Current analytical studies are investigating the feasibility of developing this test technique further to model bridge/vehicle interaction, by a development of the pseudo-dynamic test method used for seismic testing. This will involve computer control of the actuators and an analytical model of a vehicle suspension system. The vehicle will be conceptually driven across the bridge and the monitored response displacements used to calculate response of the vehicle suspension system. This response will in turn be used to modify the loads applied by the moving load, simulated by the multiactuator system.

Successful modeling of this behavior requires real-time testing, and hence ultra high-speed computation. At UCSD this is provided by a planned fiber-optics link to the San Diego CRAY XMP Supercomputer, which will allow realtime operations for this and other computer controlled testing.

3.3. State Determination

The assessment of the effectiveness of strengthening measures depends largely on the availability of analytical tools to



10 - Analytical state determination.

model the actual state of the bridge structure and the changes introduced by the rehabilitation measure. This basic problem is demonstrated in fig. 10, where a sophisticated non-linear analytical model of the Gepford Overhead test section is compared with the experimentally measured midspan load-deflection behavior.

Not only is the determination of a common reference point (current bridge state) a problem but the different slopes in the load-deflection curve also indicate significant stiffness differences between the analytical and experimental model which have to be explained prior to any assessment of the effectiveness of strengthening measures. It is therefore important to develop analytical state determination models which are partially based on observed or measured field data such as crack patterns, crack widths and the dynamic response behavior due to forced vibration tests. Since forced or ambient vibration measurements are typically the easiest way to obtain in-situ bridge response data, a series of forced vibration tests on the Gepford Overhead specimen are being employed to establish

input data under controlled laboratory conditions for input into state determination models, at all stages of the strengthening and testing program.

3.4. Conclusions

This study is still in the early stages and conclusions are premature. It is anticipated that firm design recommendations for the two strengthening measures will result from the program and that developments in state determination and advanced testing methodology will be side benefits of the program. More complete data on the project are included in Ref. [2].

4. SEISMIC RETROFITTING OF CONCRETE BRIDGE COLUMNS FOR ENHANCED SHEAR STRENGTH AND FLEXURAL DUCTILITY

4.1. Introduction

The 1971 San Fernando earthquake caused substantial damage to recent bridge construction, and forced a reassessment of design philosophy for bridges. Research was undertaken both in the U.S. and overseas to improve analytical techniques and to provide basic data on the strengths and deformation characteristics of lateral load resisting systems for bridges. In the U.S., research emphasis was primarily directed towards development of sophisticated time-history analysis techniques for bridges. Experimental research was primarily pursued as a means for verifying the analytical techniques.

Parallel to the analytical developments in the U.S., a comprehensive research program into the strength and ductility of bridge columns was carried out at the University of Canterbury, New Zealand, under the sponsorship of the New Zealand National Roads Board. This program has produced detailed information on the flexural strength and ductility, and on the shear strength, of concrete bridge columns and of concrete piles. Particular emphasis was placed on the influence and effectiveness of lateral confinement reinforcement in the plastic hinge region of concrete columns, in improving flexural ductility.

At the same time as basic research was being carried out, the California Department of Transportation (Caltrans) was making an initial impact on the considerable problem of improving the safety of existing bridges. Although column failure due to inadequate strength or ductility was recognized as a major problem, the greatest risk was assessed to be the inadequate connection across movement joints in bridges. As a consequence, a major retrofit program was undertaken by Caltrans to install restrainers across movement joints to reduce the risk of collapse of spans due to excessive relative movement. This retrofit program has recently been completed.

Shear failure of columns of the I-5/I-605 separator (a major freeway overpass) in the moderate Whittier Earthquake of October 1, 1987 reemphasized the inadequacies of pre-1973 column designs, and has resulted in plans for basic research into methods of retrofitting bridge columns. Results of this research will be used by Caltrans in formulating procedures for column retrofit as part of a major retrofit program recently approved.

4.2. Enhancement of Flexural Strength and Ductility

Bridge columns designed before the 1971 San Fernando earthquake typically contain very little transverse reinforcement. A common detail for both circular and rectangular co-

lumnns consisted of #4 (12.7 mm diam.) transverse peripheral hoops at 300 mm centers regardless of column section dimensions. These hoops were typically closed by lapping in the cover concrete, rather than by lapwelding or anchoring by bending back into the core concrete.

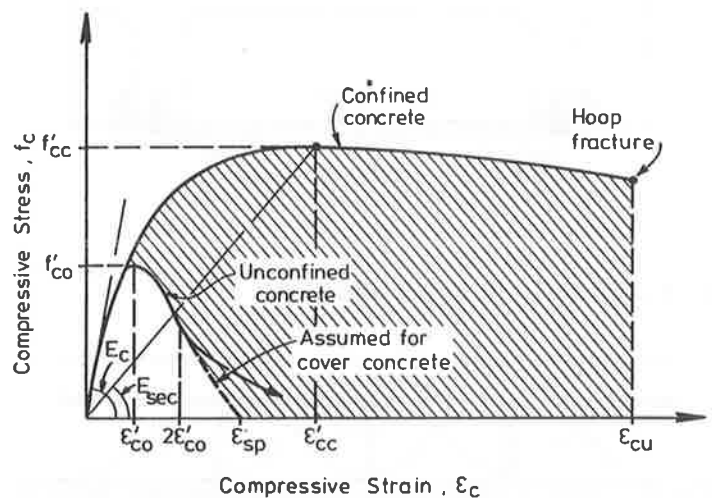
Longitudinal reinforcement was typically lapped with starter bars extending only 20 longitudinal bar diameters from the foundation.

As a consequence of these details, the ultimate curvature capable of being developed within the potential plastic hinge region is limited by the strain at which the cover concrete starts to spall. This is typically at about 0.005 strain. At higher strains the hoop steel will be ineffective and the small degree of confinement provided to the core concrete will be lost.

Initiation of spalling is also likely to result in bond failure at the lapped longitudinal reinforcement. Hence flexural strength and ductility will be limited to values corresponding to the spalling strain. Theoretical studies have shown these to be generally inadequate to survive earthquakes corresponding to currently accepted return periods.

Recent research [3] has established that close-spaced lateral confinement reinforcement in potential plastic hinge regions increases the crushing strength of the core concrete, and the effective ultimate compression strain of the concrete.

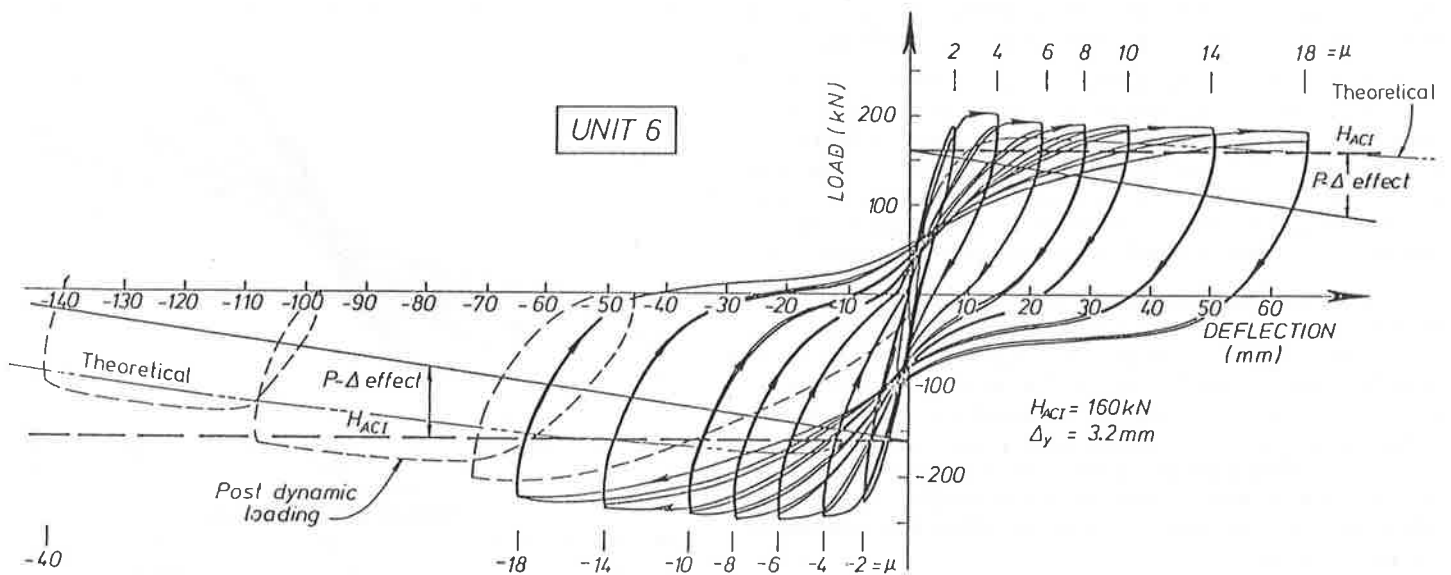
The increase in ultimate compression strain from the unconfined value of about 0.003 to confined values of 0.03 or higher greatly increases the ductility capacity of confined sections. Provided the transverse confinement is spaced no more than



11 - Stress-strain model for confined concrete.

6 longitudinal bar diameters, and is properly anchored by welding laps or by hoop extensions bent back into the core concrete, the effective ultimate compression strain is the longitudinal strain at fracture of the transverse reinforcement. This may be found by equating the energy required to fracture the transverse reinforcement to the additional energy stored by the confined concrete, compared with unconfined concrete [4]. This enhancement in compression strength and compression strain is illustrated in fig. 11.

Research results have shown [5] that new columns designed with reasonable volumetric ratios of confinement reinforcement ($0.005 \leq \rho_s \leq 0.03$) develop stable hysteresis loops during inelastic cycling to displacement ductilities exceeding $\mu = 6$. Where axial load levels are high, significant enhancement in flexural strength also results. Although it might be technically feasible to place external hoops on existing circular columns, weld laps and then spray gunite on the surface



12 - Load-Displacement hysteresis loops for steel-encased pile.

to provide a rigid connection with the existing concrete, it would be an expensive procedure and unsuitable for rectangular columns because of problems at the corners. Two alternative retrofit strategies appear more suitable. The first is suitable for both circular and rectangular columns, the second can only be used for circular or oval columns.

Confinement by jacketing the column in the plastic hinge regions by means of a cylindrical steel sleeve site-welded up two longitudinal seams promises to be an effective method for both circular and rectangular columns. The jacket would be constructed slightly oversized for ease of construction and the gap between the column and jacket would be grouted with high strength grout. This action would effectively make the column behave as a steel-encased concrete pile. Since the jacket would terminate at the critical section, the jacket would principally act as confinement reinforcement. However, experimental research on steel-encased concrete piles with the jacket terminating at the critical section indicates significant increase in flexural strength as well as ductility increases. Fig. 12 shows typical hysteresis hoops obtained from such a system [6]. Very large displacement ductility factors were possible due to the high confinement capabilities of even thin steel shells. It is expected that the lateral pressures from confinement will greatly improve bond conditions on the lapped longitudinal reinforcement.

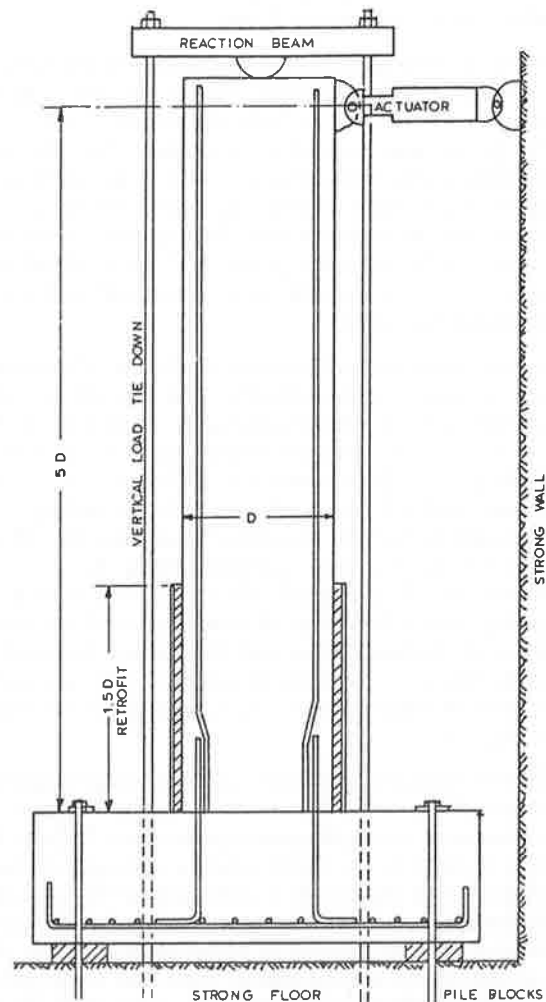
Japanese research has indicated significant improvement to the response of steel-jacketed square concrete columns as well as to circular columns.

The second potential means of confinement of existing columns consists of wrapping a prestressing wire or tendon, either initially stressed or unstressed, around the potential plastic hinge region. The wire wraps would be protected against corrosion by a pneumatically placed mortar or concrete cover, or by other methods such as epoxy coating.

Design methods are currently being developed to establish the improvement in strength and ductility of bridge piers resulting from different retrofit measures. As mentioned above, the most promising retrofit measures appear to be external confinement of potential plastic hinge regions by either welding an external steel plate jacket over the hinge region and bonding to the existing concrete by grouting, or wrapping unstressed prestressing strand around the hinge region. Both techniques are expected to provide a small but significant increase in flexural strength, a large increase in flexural ductility capacity, an improvement in performance of lapped splices

at the base of columns, and should also greatly improve shear strength.

Initial experimental work is directed towards improving flexural strength and ductility of circular columns. Six large-scale models (600 mm diam.) of bridge column/base details will be tested using the test configuration of fig. 13. Care is being taken to accurately model typical pile cap details as well as



13 - Column retrofit flexural tests.

the columns, as it is possible that strengthening the columns may result in unacceptable high forces in the pile caps.

Three column units modeling typical pre-1971 design with high axial load ($0.3 f'_c A_g$) have been tested at this stage. The columns were subjected to constant axial load and cycles of gradually increasing lateral displacement applied to the column top. The tests were intended to model the behavior of single-column bridge piers under transverse seismic response, as this category of bridge pier is felt to pose the greatest threat to life.

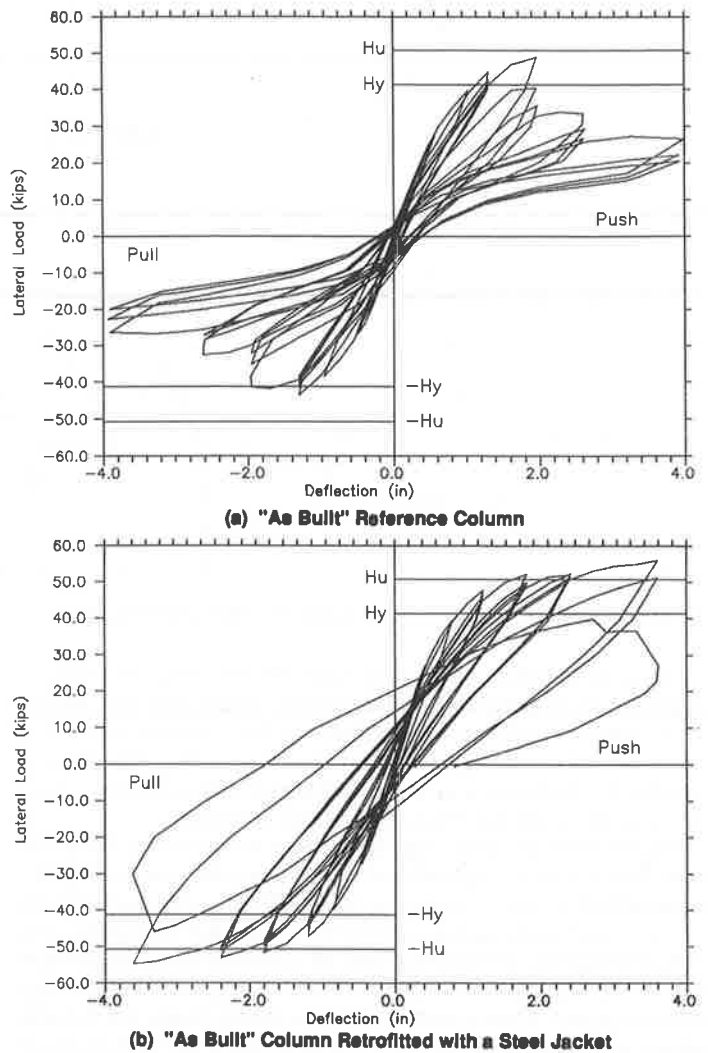
Two columns represented « as built » designs without retrofit measures. One column contained lapped longitudinal reinforcement in the potential plastic hinge region and one contained continuous reinforcement. The third unit modeled the lapped reinforcement case but included the steel-jacketing retrofit measures. As expected, the columns without retrofit measures exhibited unsatisfactory performance. In particular, the column with lapped starter bars was unable to develop the calculated ultimate moment capacity before bond failure of the lap occurred.

Fig. 14 compares the lateral load-displacement loops for the two columns with lapped starter bars. The hysteresis loops indicate that the « as built » column was unable to develop the theoretical lateral flexural strength H_u , with severe bond degradation becoming apparent at a displacement of ± 2.0 in. (50 mm), corresponding to a displacement ductility of $\mu = 1.5$. In subsequent cycles of larger displacements, further strength degradation occurred but the behavior appeared to be stabilizing. That is, strength appeared to be asymptotically approaching a lower limit. By this stage, cover concrete over the region of the lap had completely spalled off and relative slip of the lapped reinforcement was up to 8 mm.

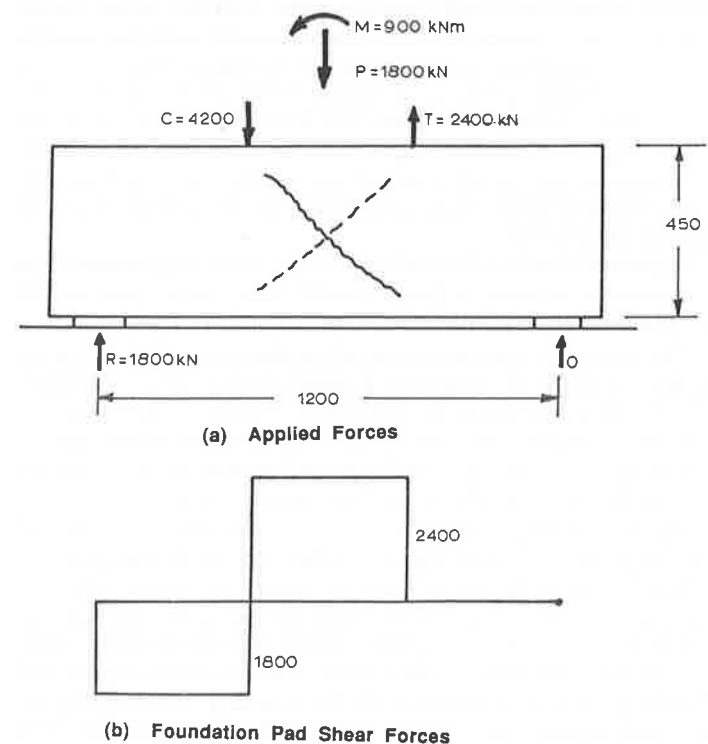
Fig. 14b shows response of the companion column which was retrofitted with a 4.76 mm thick steel jacket over a height of two column diameters (1.2 m) from the column base. The bottom of the jacket was located 25 mm above the column base to ensure that at the critical section the jacket only acted as confining reinforcement, and not as additional flexural reinforcement on the compression side, during cyclic flexural loading. A 5 mm gap between the jacket and the original column was grouted with a pure cement/water grout containing a shrinkage compensation agent.

The improvement in performance of the retrofitted column can clearly be seen by comparing figs. 14a and 14b. Initial stiffness of the retrofitted column was higher than the « as built » column by about 20%. At displacements up to ± 2.4 in. (61 mm), corresponding to a displacement ductility of $\mu = 2.2$, stable behavior was obtained, with peak strengths exceeding the theoretical strength H_u for the unconfined column. At a displacement of ± 3.6 in. (91 mm), corresponding to $\mu = 3.3$, the strength exceeded H_u during the first cycle but during subsequent cycling severe load degradation occurred as a result of shear failure of the foundation pad. The failure initiated in the joint region between the lines of action of tension and compression reinforcement, due to the high joint shear force, as shown in fig. 15.

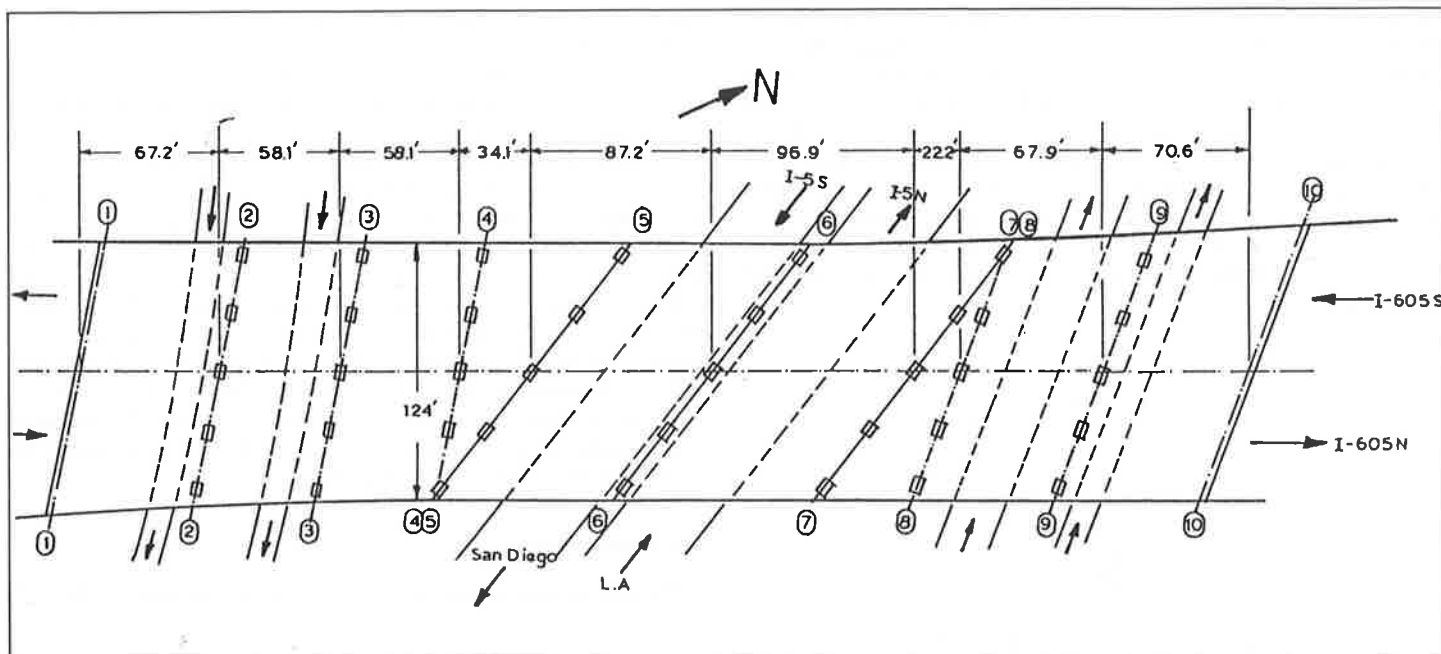
Calculations indicate that many existing bridge column footings have insufficient reinforcement in the joint region to provide the necessary strength against joint shear failure. Retrofit measures need to be developed to strengthen footings against this type of failure. It is emphasized that despite the footing failure, the steel jacketing was completely successful in retrofitting the column plastic hinge region. At the time of failure, no slip of the lapped starter bars had occurred and it was clear that the plastic hinge could have successfully sustained higher plastic rotations without failure.



14 - Lateral load-displacement hysteresis loops for bridge columns with lapped starter bars (1 in. = 25,44 mm, 1 kip = 4,45 kN).



15 - Forces leading to joint shear failure of foundation pad of retrofitted column.



16 - Plan view of I-605 overpass.

4.3. Shear Strength of Bridge Columns

Damage of bridge columns in recent earthquakes has not been limited to flexural failures resulting from inadequate ductility capacity. In the 1971 San Fernando earthquake several bridges suffered column shear failures. In the moderate 1987 Whittier earthquake near Los Angeles, the I-5/I-605 separator (a major freeway overpass) was extensively damaged during the earthquake and came perilously close to collapse. According to a California Highway Patrol officer who was close to the scene at the time of the earthquake, morning rush-hour traffic was at its heaviest and both the I-605 bridge and the I-5 freeway below were carrying maximum density traffic at crawling speed. It is estimated that if the damaged section had collapsed, between 70 and 100 cars would have fallen with the bridge or been crushed underneath, with inevitable extensive loss of life.

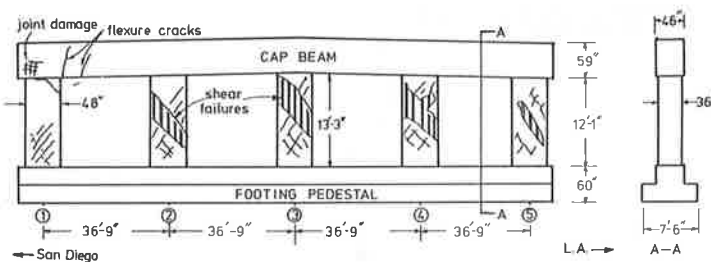
The I-5/I-605 separator is a complex nine span bridge carrying eight lanes of the I-605 over the six lanes of the Santa Ana (I-5) Freeway, and an additional four feeder lanes. This major bridge structure is located in northwest Orange County some six miles from the Whittier earthquake epicenter. The bridge was designed and constructed in the early to mid 1960's.

As is illustrated by the plan view of the bridge in fig. 16, the geometric constraints imposed by the I-5 and feeder lanes have resulted in considerable structural complexity. The axes of the I-605 and I-5 are skewed 37.5° from perpendicular, which is reflected in column support lines on Bents 5, 6 and 7, but the skew of Bents 2-4 and Bents 8 and 9 are based on the geometries of the adjacent feeder lanes. The variable skew of the different support lines results in Bents 4 and 5 (and Bents 7 and 8) sharing one common column.

The most obvious damage sustained by the bridge, and that primarily recorded immediately after the earthquake, was the shear failures of all five columns on Bent 6, as sketched in fig. 17, which represents the appearance of the NE side of Bent 6. It is apparent that major damage was associated with a response pulse of the bridge to the right, or NW, in fig. 17, though severe shear cracking on the opposite diagonals indicated strong response in the SE direction also.

Column 1 (see fig. 17) showed less damage than the other co-

lumns, possibly due to the flexural cracking of the cap beam, which would have reduced the stiffness of this column relative to the others in the bent. Shear failure of the other four co-



17 - Dimensions of and damage to Bent 6, I-605 Bridge, October 1, 1987 (1 ft = 305 mm).

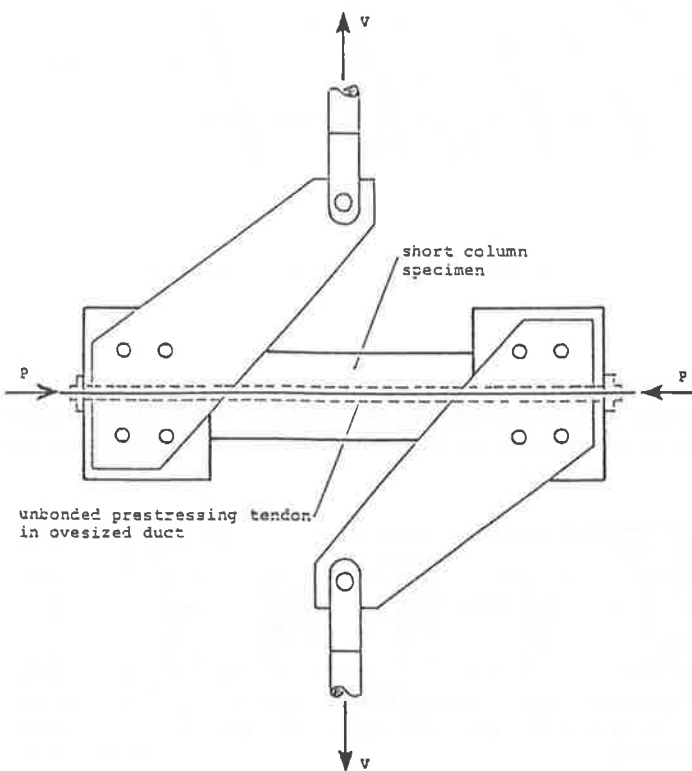
lumns was severe, with crack widths of more than 1.0" (25 mm) being recorded. At the center column, two #4 transverse rebar stirrups fractured and a third had a region of imminent failure, indicated by visible necking.

Preliminary calculations indicate that the shear failures of Bent 6 were a consequence of the much greater stiffness of this bent relative to adjacent bents and due to elastic design philosophy in use at the time that the bridge was designed.

4.4. Enhancement of Shear Strength

As a consequence of the shear failure of the I-605 bridge, noted above, and an awareness that many other bridges in California are potential candidates for such a failure, the scope to the research program for flexural ductility enhancement described earlier in this paper was expanded to include the enhancement of shear strength. This phase will investigate the effectiveness of steel-shell jacketing for enhancing the shear strength of circular and rectangular columns. Preliminary calculations indicate that 1/4" (6 mm) steel plate bonded to the existing concrete would greatly enhance shear strength. For example, the calculated increase in shear strength to the I-5/I-605 separator columns which failed in shear in the 1987

Whittier earthquake, provided by 1/4" (6 mm) thick plate, is 864 kips (3840 kN) per column. This would have been sufficient to ensure suppression of the brittle shear failure mode that occurred. However, testing is needed to determine the effectiveness of the casing in simultaneously resisting shear and providing confining action. Six units will be tested in double bending using the test set up illustrated in fig. 18. Three circular and three rectangular columns will be tested, with the first of each series of three representing typical « as built » pre-1971 design, and the other two representing different retrofit measures.



18 - Column retrofit shear tests.

In these column tests, the axial load will be simulated by an unbonded tendon anchored to the two ends of the test unit and passing through an oversize central duct. The intention of these tests is to develop retrofit measures which increase shear strength to the extent that ductile flexural modes of inelastic deformation can develop.

4.5. Investigation of Dynamic Response

Virtually all testing to date of bridge columns has been carried out at very low strain rates. At seismic strain rates, compression strength of concrete and yield strength of reinforcement are increased by 10-30%. More importantly, flexural tension strength can be increased by more than 100%. This results in a pattern of flexural cracking under dynamic loading which can be very different from that under slow strain rates. The implication of this phenomenon to flexural stiffness and ductility capacity needs investigation by carefully designed shake table test programs. The model size should be large enough so that scale effects do not mask the influence of the prime variable. A new shake table currently under construction at University of California, San Diego, will enable comparatively large units (approximately 1/4 full size) to be taken to failure using simulated earthquake ground motion. Two test

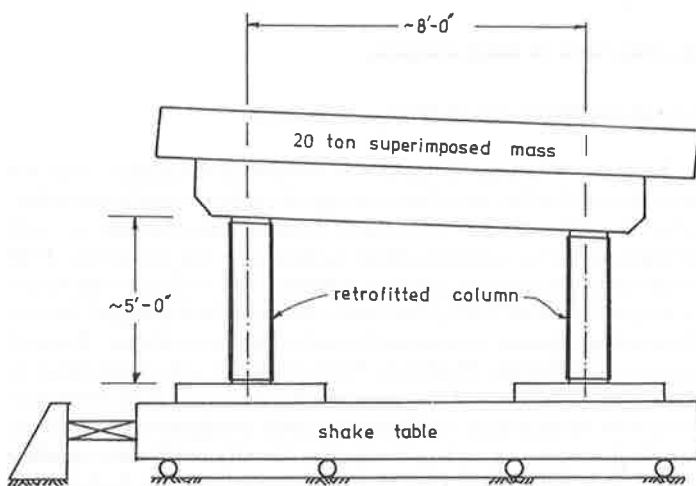
units are planned, each consisting of twin column bents as shown in fig. 19.

Two-column bents have been identified as one of the most critical configurations of bridge support for seismic resistance. Compared with single-column piers, they have the additional complexity of a variable axial-load history when subjected to transverse excitation. Initial testing of twin-column piers suffering shear failure has indicated that behavior could not satisfactorily be predicted based on results of single-column tests.

The test units will be based on a two-span bridge supported on a two-column central bent which suffered catastrophic failure during the 1971 San Fernando earthquake. The first model will be based on the central bent « as built », with a second unit, including retrofit measures, tested to prove effectiveness under dynamic conditions of the retrofit measure developed in the single-column test program.

4.6. Conclusions

The research program is not sufficiently advanced to be able



19 - Shake table testing of twin column bridge Bent.

to draw conclusions. However, it is expected that economically viable column retrofit measures will be developed. Theoretical studies indicate that the use of steel-jacketing of existing columns should be economical and should provide significant improvement in both flexural and shear behavior. Initial experimental studies have confirmed that existing bridges built in the 1950's and 1960's are susceptible to premature failure, and have established that steel-jacketing of the potential plastic hinge region can result in greatly enhanced ductility capacity.

5. CONCLUDING REMARKS

This paper describes current research efforts directed towards enhancement of performance and life of concrete bridges under gravity and seismic load effects. In the United States this area of bridge performance is becoming more critical than the construction of new bridges.

The concern with strength and deformation capacity of existing concrete structures is not limited to concrete bridges. Concern is also felt for the capacity of existing concrete buildings, particularly the seismic capacity of buildings designed and constructed before 1970. Methods for assessing strength and duc-

ility capacity of existing buildings need to be developed, and based on experimental data for the performance of standard details. Research into the performance of unreinforced or inadequately reinforced beam/column joints of concrete frame structures is a matter of extreme urgency.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The author gratefully acknowledges the important contribution of his colleague, Dr. Frieder Seible, to the research de-

scribed in this paper. Research funding for the projects described has been provided by the National Science Foundation (Grants CES-8552672, Dr. J.B. Scalzi cognizant NSF program official and CES-8803229, Dr. A.J. Eggenberger cognizant NSF program official) and the Federal Highway Administration and Caltrans (Contracts RTA 13945-53D408, F85SD19, and RTA-59G927, F88SD06). The active participation of Caltrans staff in this research is also gratefully acknowledged.

Any opinions or conclusions expressed in the paper are those of the author alone and should not be construed as representing NSF or Caltrans policy.

REFERENCES

- [1] SEIBLE, F., LATHAM, C., KRISHNAN K., « Structural Concrete Overlays in Bridge Deck Rehabilitation », Structural Research Project Report No. SSRP 88/04, UCSD, June 1988.
- [2] SEIBLE, F., PRIESTLEY M.J.N., « Strengthening Techniques for Reinforced Concrete Bridge Structures », Proc. NSF Symposium on Bridge Research in Progress, Iowa, 1988.
- [3] MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N., PARK, R., « Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete », Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, ST8, August 1988, pp. 1827-1849.
- [4] PRIESTLEY, M.J.N., PARK, R., « Strength and Ductility of Bridge Structures », New Zealand Road Research Bulletin, No. 71, 1984, 120 pp.
- [5] PRIESTLEY, M.J.N., PARK, R., « Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading », ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, Jan./Feb. 1987, pp. 61-76.
- [6] PARK, R.J.T., PRIESTLEY, M.J.N., WALPOLE, W.R., « The Seismic Performance of Steel Encased Reinforced Concrete Bridge Piles », Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 16, No. 2, June 1983, pp. 123-140.

