


aicap

associazione italiana cemento armato e precompresso

ATTI DEL SEMINARIO

# Tecnica delle coazioni impresse nella riparazione strutturale

BERGAMO, maggio 1984

in collaborazione con  ISMES

**aicap**

associazione italiana cemento armato e precompresso

ATTI DEL SEMINARIO

# **Tecnica delle coazioni impresse nella riparazione strutturale**

*a cura di* Roberta Masiello

## COMITATO ORGANIZZATORE

---

Prof. Ing. Carlo CESPELLI GOIDI	- presidente A. I. C. A. P.
Prof. Ing. Antonio MIGLIACCI	- coordinatore del Seminario
Prof. Ing. Aldo CASPOLDI	- condirettore I. S. M. E. S.
Prof. Dott. Gian Pietro TOGNON	- dirigente Laboratorio Centrale dell'IPALCEMENTI
Dott. Ing. Luigi BACCI	- per l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bergamo
On. Avv. Giovanni GIAVAZZI	- presidente del Credito Bergamasco
Comm. Dott. Luigi CIOCCA	- presidente della Banca Provinciale Lombarda
Comm. Avv. Lorenzo SUARDI	- presidente della Banca Popolare Lombarda

---

A. I. C. A. P. - ASSOCIAZIONE ITALIANA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO  
VIA GIOVANNI ANTONELLI, 41 00197 ROMA -  
Tel. (06) 80.22.26

## PRESENTAZIONE

*Nei giorni 2-4 maggio 1984 ha avuto luogo a Bergamo il Seminario A.I.C.A.P.-I.S.M.E.S. sul tema "Tecnica delle coazioni impresse nella riparazione strutturale".*

*Il Seminario è stato tenuto nella sala conferenza del Centro S. Bartolomeo di Bergamo, gentilmente messa a disposizione dall'I.S.M.E.S.*

*L'interesse per una messa a punto su tale argomento è stato manifestato ripetutamente da più parti, testimoniando che la cerchia di tecnici impegnati nei problemi delle riparazioni - una volta ristretta a pochi specialisti - è andata sensibilmente allargandosi. Le ragioni di questa estensione possono ritrovarsi nella tendenza verso il riuso del patrimonio edilizio, nella recrudescenza dell'attività sismica in molte zone del territorio nazionale, nella sensibilizzazione per il problema della durabilità nel campo del c.a. e del c.a.p.*

*Il Consiglio Direttivo dell'A.I.C.A.P. ha quindi studiato l'opportunità di organizzare un Seminario in collaborazione con l'I.S.M.E.S. di Bergamo affidandone il coordinamento al Prof. A. Migliacci ed invitando a far parte del Comitato Organizzatore i Signori: Prof. Ing. Carlo Cestelli Guidi, Presidente A.I.C.A.P.; Dott. Ing. Aldo Castoldi, Direttore Tecnico Scientifico dello I.S.M.E.S.; Prof. Dott. Gian Piero Tognon, Dirigente Laboratorio Centrale della ITALCEMENTI; Dott. Ing. Luigi Bacci, per l'Ordi-*

ne degli Ingegneri della Provincia di Bergamo; Dott. Ing. Paolo Corio, Assessore ai LL.PP. del Comune di Bergamo; On. Avv. Giovanni Giavazzi, Presidente del Credito Bergamasco; Comm. Dott. Luigi Cioccia, Presidente della Banca Provinciale Lombarda; Comm. Avv. Lorenzo Suardi, Presidente della Banca Popolare di Bergamo.

Gli argomenti di studio sono stati individuati con esplicito riferimento alle esigenze di chi opera nel campo della riparazione con responsabilità di progettazione e di direzione dei lavori: in primo luogo la riflessione critica sui fondamenti della teoria, per una consapevole scelta del modello matematico più adatto, poi l'ampliamento delle conoscenze nel campo delle nuove tecniche costruttive e sperimentale, utilmente impiegabili negli interventi di riparazione, infine la illustrazione dettagliata di casi concreti, come sintesi del processo di progettazione e di costruzione e come esemplificazione della versatilità e potenzialità della tecnica delle coazioni impresse.

Le relazioni svolte nel corso del Seminario sono state quindici e sono raccolte nel presente volume di Atti.

I N D I C E

INTRODUZIONE AL PROBLEMA DELLA PRESOLLECITAZIONE CARLO CESTELLI GUIDI.....	Pag. 11
CONCETTI E CRITERI DELLA PRESOLLECITAZIONE: RIFLESSI SULLA SICUREZZA STRUTTURALE FRANCO LEVI.....	pag. 29
VISCOSITA' E RITIRO; POSIZIONE DEL PROBLEMA SOLUZIONE GENERALE E RIFLESSI PRATICI ANTONIO MIGLIACCI.....	pag. 43
VISCOSITA' E RITIRO: SOLUZIONE ALGEBRIZZATA, APPLICAZIONI CONCRETE FRANCO MOLA.....	pag. 77
GLI STATI DI COAZIONE NEL RESTAURO E NEL RECUPERO STRUTTURALE GIULIO PIZZETTI.....	pag. 99
ESEMPI DI APPLICAZIONI FONDAZIONALI BATTISTA DE PAOLI.....	pag. 133
APPLICAZIONI DI TIRANTI PRESOLLECITATI NEL CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE CESARE PREVEDINI.....	pag. 179
APPLICAZIONE DELLA COAZIONE PER LA RIPARAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI INDUSTRIALI E CIVILI DANNEGGIATI DA CAUSE DIVERSE O DA RISTRUTTURARE ERNESTO SEGRE.....	pag. 201
IMPIEGO DELLA PRECOMPRESSIONE NEL RINFORZO DELLE STRUTTURE ALDO PIO FAVINI.....	pag. 251

TECNICHE DI SOLLEVAMENTO DELLE STRUTTURE E COMPENSAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONE AGOSTINO MARIONI.....	pag. 267
REALIZZAZIONE DI GIUNTI ATTIVI MEDIANTE MARTINETTI PIATTI PER IL RISANAMENTO DI DIGHE IN CALCESTRUZZO PIER PAOLO ROSSI - GIOVANNY VALLENO.....	pag. 297
REPARATION DE STRUCTURES EN BETON PRECONTRAINY PAR PRECONTRAINTE ADDITIONELLE PIERRE XERCAVINS.....	pag. 321
LINEE TEORICHE GENERALI ED APPLICAZIONI DELLA COAZIONE ALLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE: ESEMPI DI STRUTTURE DA PONTE EMANUELE FILIBERTO RADOONA.....	pag. 353
L'IMPIEGO DELLA PROVA CON MARTINETTI PIATTI PER L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE MURATURE PIER PAOLO ROSSI.....	pag. 391
IL RUOLO DELLE RIGIDEZZE E DEGLI STATI DI COAZIONE NEL RIVESTIMENTO DELLE GALLERIE A CONCI PREFABBRICATI GIORGIO CROCI.....	pag. 419
L'APPLICAZIONE DELLA PRESOLLECITAZIONE A STRUTTURE PLACCATE SERGIO TATTONI.....	pag. 455

INTRODUZIONE AL PROBLEMA DELLA PRESOLLECITAZIONE

CARLO CESTELLI GUIDI

*Facoltà di Architettura - Università di Roma*





Nell'anno 1917 Gustavo Colonnetti presentava all'Accademia dei Lincei la memoria "Su certi stati di coazione elastica che non dipendono da azioni esterne".

Nella memoria veniva segnalato che in un corpo elastico si può generare una distribuzione di tensioni non conseguente ad azioni esterne derivanti da connessioni forzate, variazioni termiche ed altri fenomeni quali quelli di indurimento e presa.

Un classico esempio di un corpo in stato di coazione per connessione forzata è la botte da vino ove le doghe in legno vengono accostate fra loro e mantenute da cinture in ferro messe in forza a formare un contenitore. In tale semplice accostamento la pressione del liquido provocherebbe l'allungamento degli anelli, il distacco delle doghe e quindi la fuoriuscita del contenuto.

Senonchè gli anelli metallici vengono scaldati e forzati verso il centro dell'involucro, - di maggior diametro - talchè ne risulta una presollecitazione di trazione negli anelli metallici e quindi una presollecitazione di compressione trasversale delle doghe l'una contro l'altra.

Tale struttura viene così a trovarsi in stato di coazione perchè sollecitata in assenza di forze esterne.

Analogamente avviene per una ruota a raggi, quale ad es. quella della bicicletta. I raggi vengono messi in tiro cosicchè, ad operazione effettuata, il cerchione risulta compresso ed i raggi tesi in uno stato di coazione. Avviene allora che per il carico trasmesso dal mozzo i raggi sottostanti subiscono una riduzione dello sforzo di coazione - ma restano sempre tesi - cosicchè venendo evitato lo svergolamento dei raggi la ruota conserva la forma.

Altro classico esempio di stato di coazione impressa è il sistema usato negli edifici per collegare le travi metalliche di sostegno alla muratura sovrastante l'apertura di un vano. Onde evitare che si verificino risentimenti al di sopra, per rilassamento del corpo murario, e quindi l'apparizione di lesioni, le travi di sostegno prima della demolizione della muratura sottostante vengono forzate con zeppe od altro in modo da scontare la curvatura corrispondente a quella del carico che dovranno sostenere.

Così operando, al momento del taglio totale su tutta la larghezza della muratura l'intero carico viene trasferito dalla muratura asportata alle travi, senza ulteriore inflessione.

Altro antico criterio di utilizzo di stati di coazione impressi è quel-

lo indotto dalle sollecitazioni esterne. Il circolo di Mohr si allontana così dalla curva critica.

E' il caso della cerchiatura delle colonne sollecitate assialmente. Gli anelli metallici che avvolgono la colonna vengono messi in forza tirandoli mediante opportuni chiavi dinamometriche, eventualmente anche scaldandoli prima del serraggio. La fig. 1 mostra il provvedimento applicato alle colonne a sezione poligonale di una cattedrale.

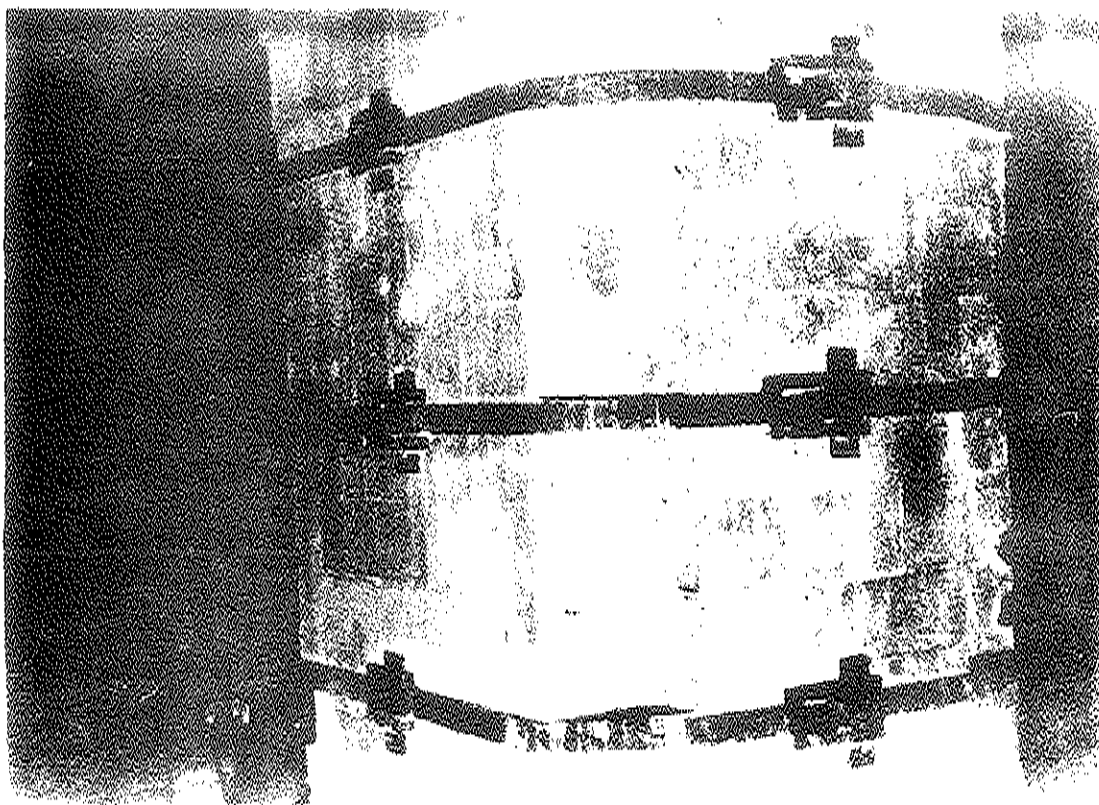


Fig.1

E' stata studiata anche la possibilità di esercitare la precompressione trasversale delle colonne (fig. 2) mediante l'inserimento di tiranti diametrali pretesi sfalsati e diversamente orientati lungo l'altezza della colonna, - il che equivale a creare un sistema di forze radiali dirette verso lo interno - con effetto analogo alla cerchiatura.

Prove eseguite nel laboratorio dell'ISMES su apposito modello hanno dato risultati soddisfacenti (fig. 3).

Non ultimo è l'esempio della applicazione di catene su archi e volte (fig.4) - messe in forza in modo da creare una deformazione della struttura

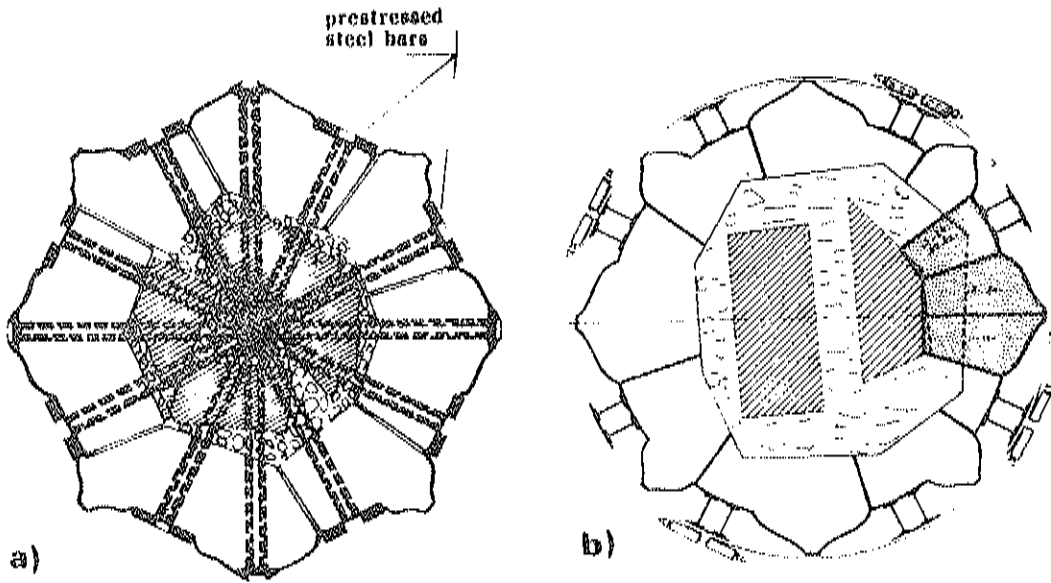


Fig.2

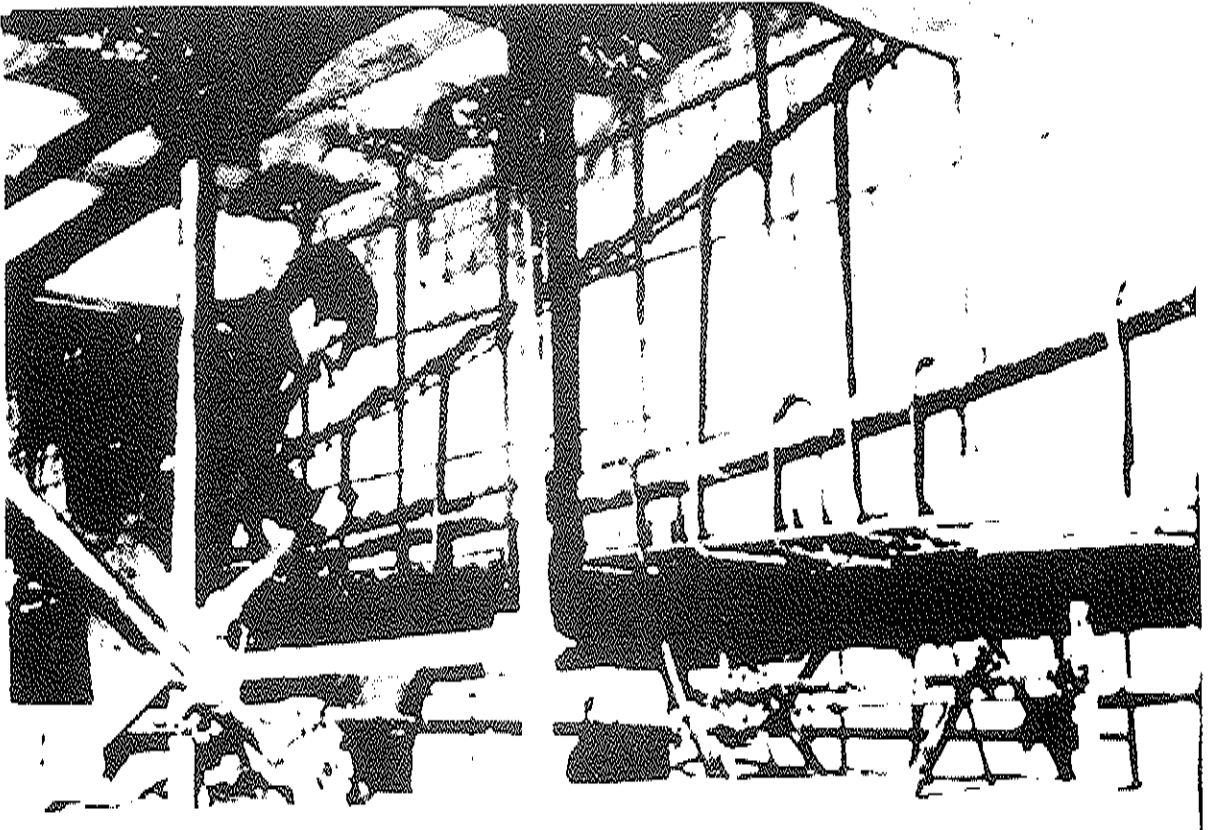


Fig.3

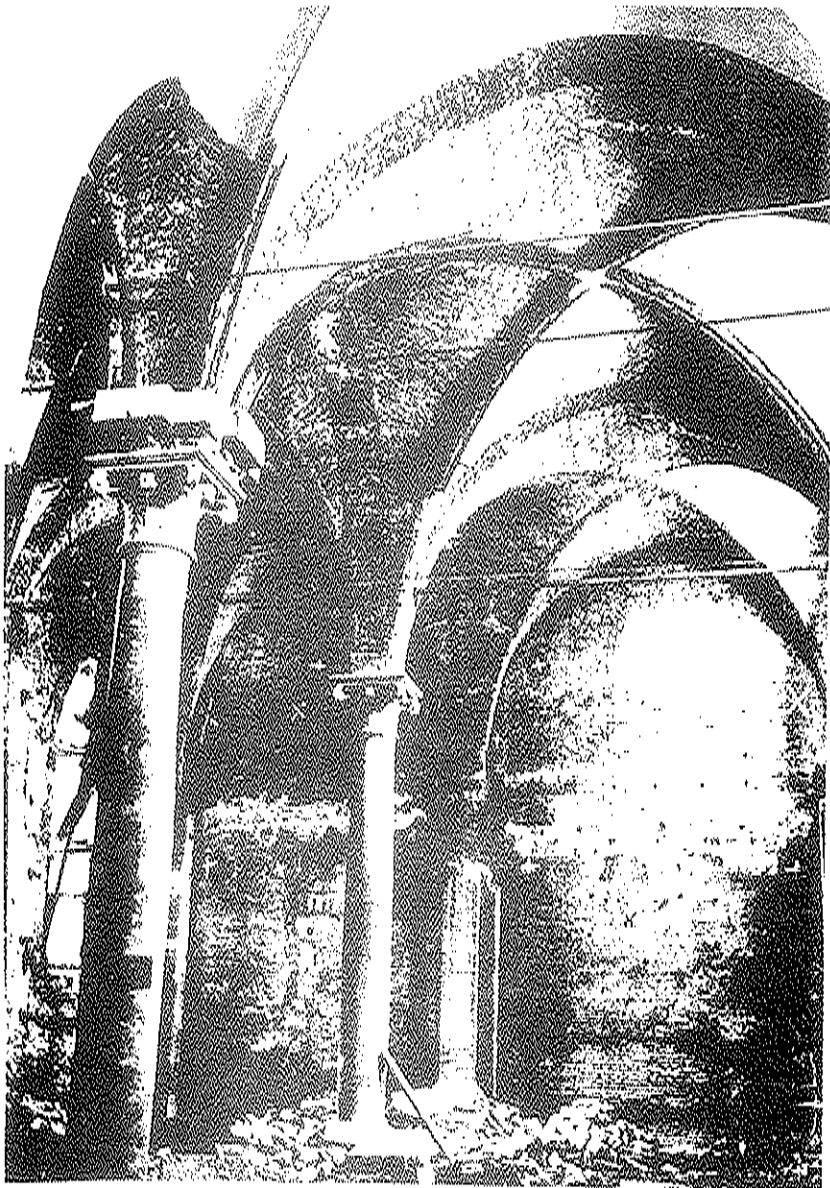


Fig.4

verso l'interno - tale da compensare la deformazione indotta dai carichi.

A queste antiche forme di coazione impresse ha fatto seguito quella della tecnologia più moderna della precompressione, strumento questo di particolare attitudine ad intervenire nelle opere mediante l'inserimento di cavi postesi. L'idea di Doering del 1988 veniva realizzata da Freyssinet nel 1928 grazie alla disponibilità di acciai ad alta resistenza, per quanto già nel 1925 l'idea era stata concretata dalla Ditta Vianini nell'avvolgimento dei tubi con acciai pretesi.

Ogni cavo collegato alla struttura comporta la trasmissione alla strut-

tura stessa di un sistema di forze equivalenti equilibrate e quindi sistema chiuso che si sovrappone favorevolmente al sistema delle forze esterne.

Viene così ridotto lo stato risultante di sollecitazione e quindi migliorate le condizioni di stabilità in esercizio. Numerosi sono i casi di intervento di consolidamento di strutture in c.a., mediante inserimento di cavi postesi che offrono sistemi di forze equivalenti alla presollecitazione, schematizzati in figura 5, pervenendo così a strutture in generale parzialmente precomprese.

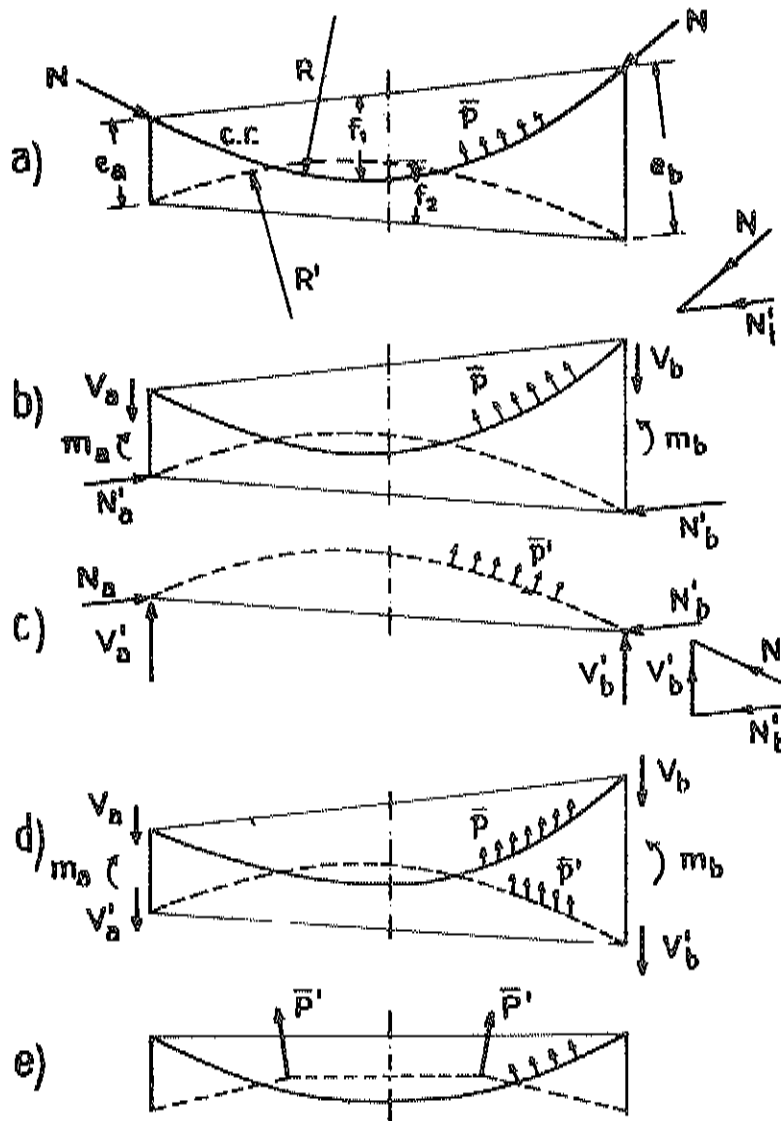


Fig.5

La fig. 6 mostra un intervento di rinforzo di travi in c.a. con appoggio a seggiola di un solaio industriale, intervento eseguito allo scopo di

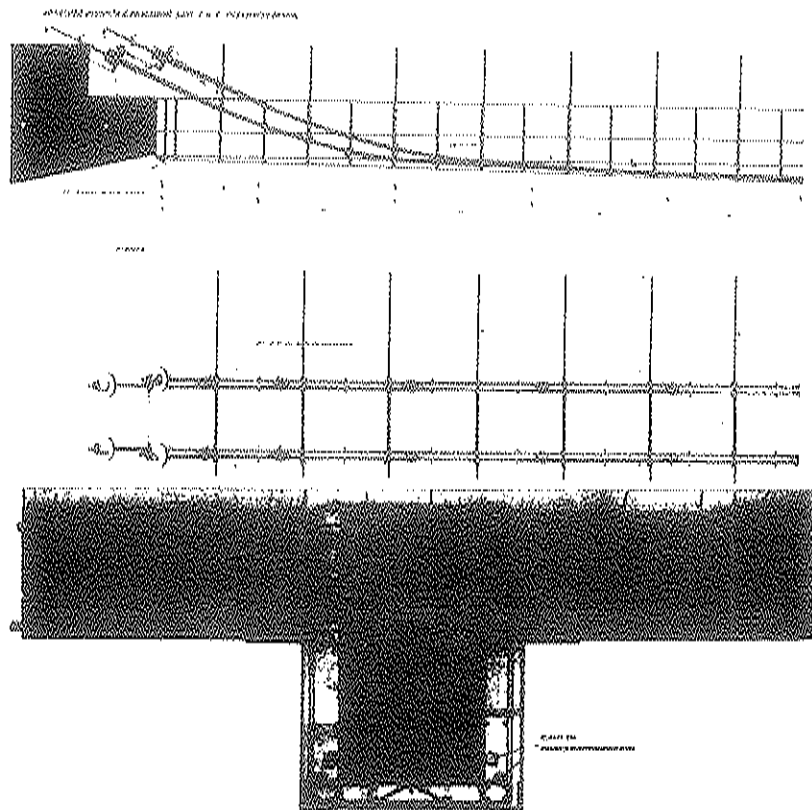


Fig.6

consentire un maggior sovraccarico.

Le figg. 8-9 mostrano l'applicazione di cavi post tesi alle strutture di un Ponte sul Tevere della fig. 7 formato da una trave Gerber a tre luci. Il rinforzo, realizzato con l'applicazione di cavi esterni, inglobati in un rivestimento cementizio, così da renderli solidali alle travi, ha lo scopo di consentire un transito veicolare più pesante.

Gli esempi a cui si è accennato sono chiaramente applicazioni di stati di coazione, ossia di sistemi di forze realmente chiusi, ma è consuetudine parlare di stati di coazione anche quando trattasi di sistemi aperti per i quali sarebbe più proprio parlare non di coazione bensì di stato di tensione indotto.

Ad esempio si dicono impropriamente stati di coazione le distorsioni impresse di un edificio dai cedimenti differenziali delle fondazioni. In tal caso, invece, la distorsione ha luogo a spese dell'intervento di un sistema di forze esterne che non solo produce, ma anche mantiene, la distorsione. Infatti se è vero che nella distorsione l'equilibrio delle forze verticali resta inalterato nel senso che sul complesso non intervengono nuovi carichi,

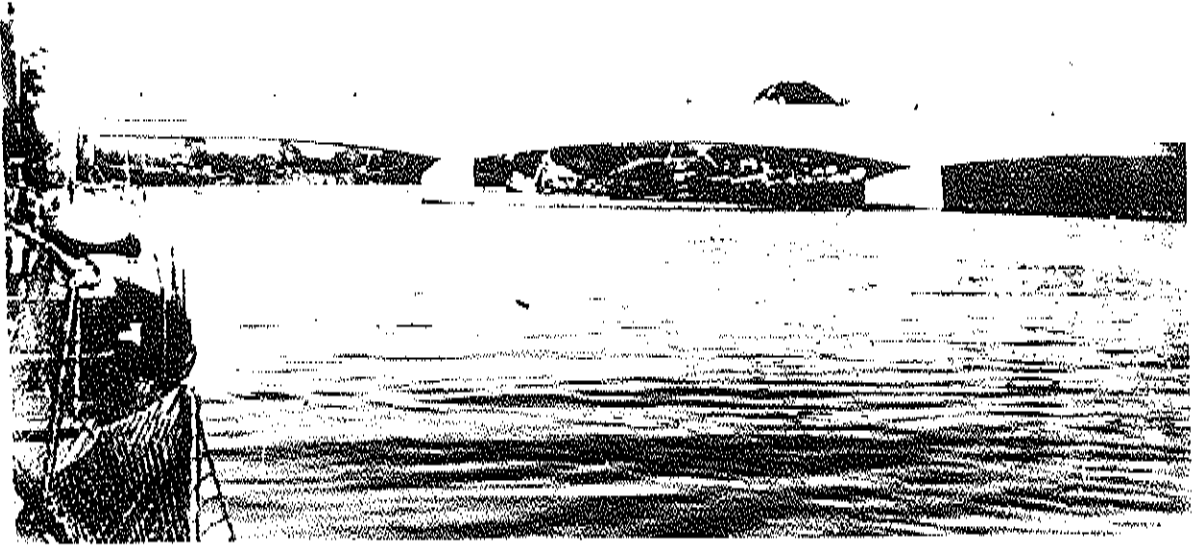


Fig.7

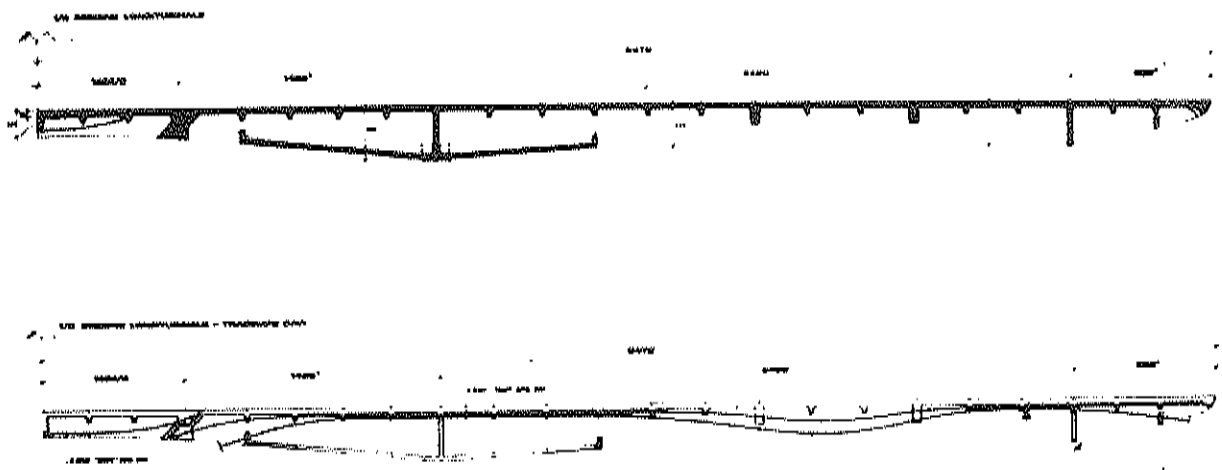


Fig.8



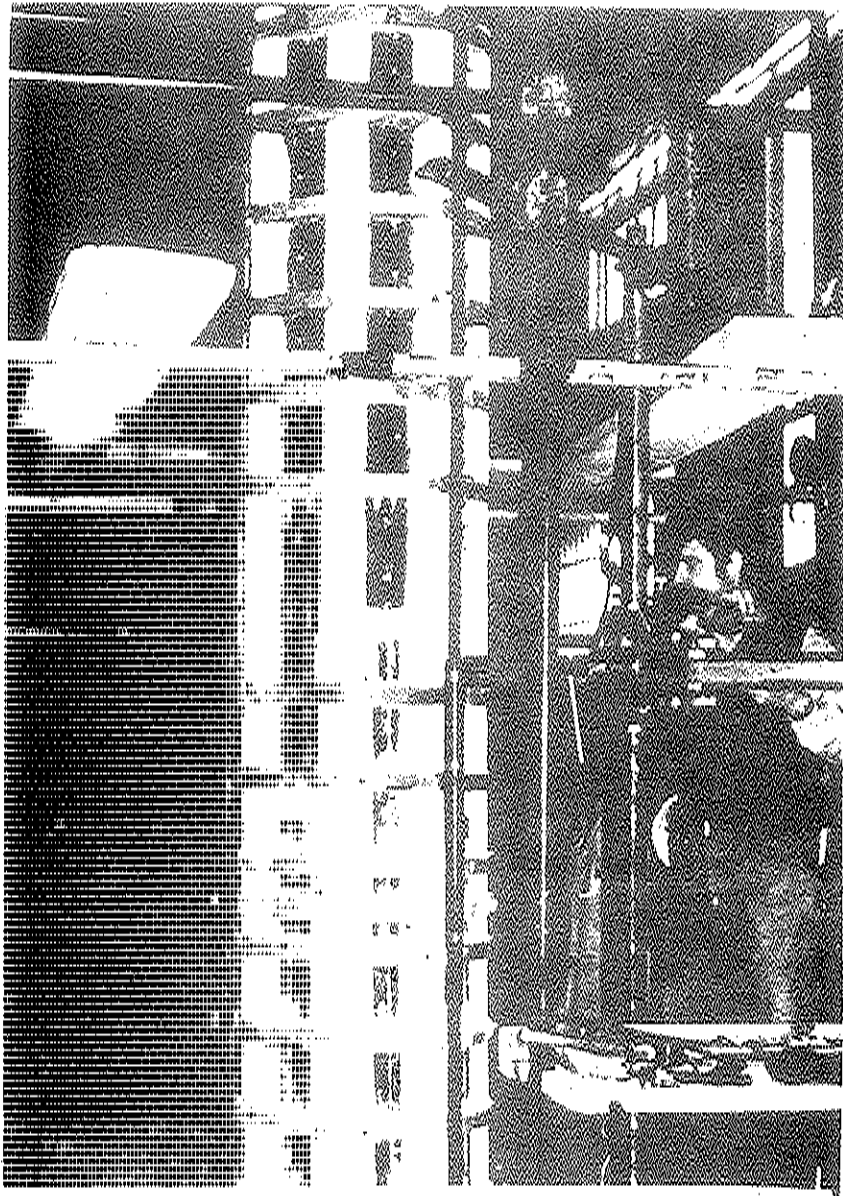


Fig.9

è pur vero che esiste una trasmigrazione delle reazioni del terreno lungo la opera e quindi appare un momento esterno a produrre la distorsione. Va anche detto che la distorsione varia nel tempo, in relazione al decorso della consolidazione del terreno e lo stato di sollecitazione della struttura varia a sua volta, anche in relazione al progredire della fessurazione della struttura stessa.

Si potrebbe tuttavia parlare ancora di coazione impressa, ossia di sistema chiuso, ove non si considerasse il solo corpo isolato dell'edificio, bensì il complesso costituito dall'edificio e dal suo volume significativo di

terreno, ossia da quel volume di terreno che interagisce con l'opera, volume delimitato da una superficie indifferente. (Fig. 10)

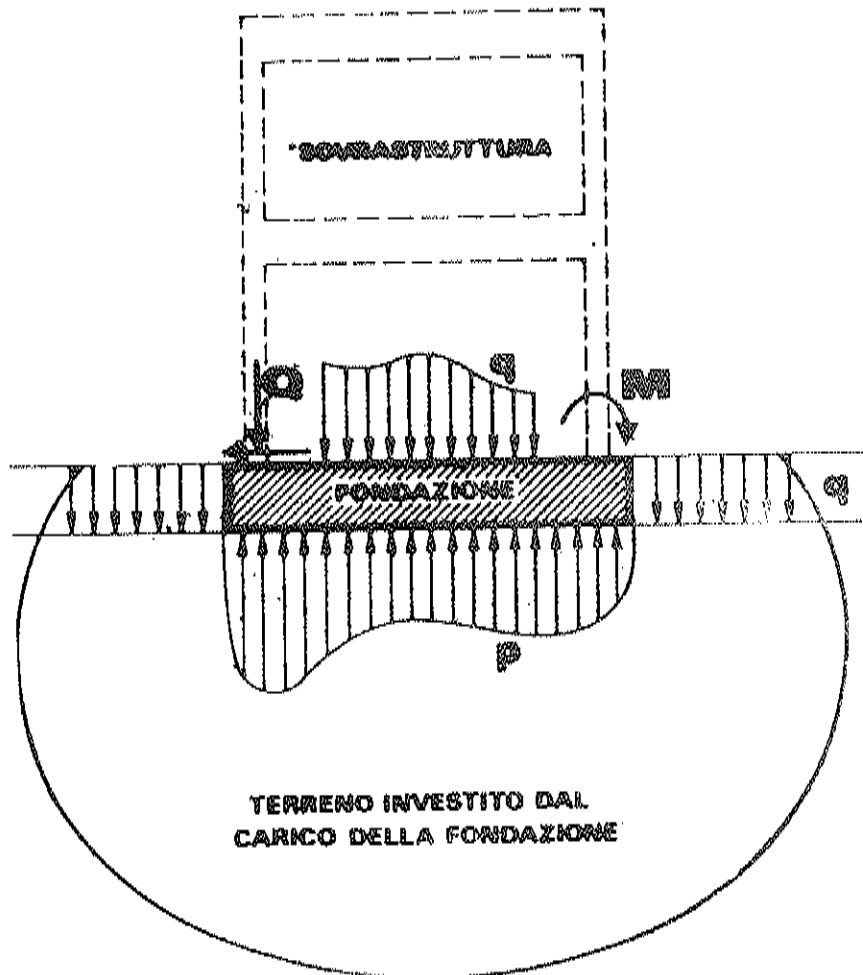


Fig.10

Analogamente non può definirsi stato di coazione l'inserimento di uno o più pali che vengono forzati sotto un fabbricato mediante l'uso di martinetti.

Così non può definirsi stato di coazione, ma semplicemente di tensione impressa, l'accorgimento adottato per un altro ponte sul Tevere: il ponte sulla via Olimpica (Fig. 11) a trave continua su tre luci progettato con il criterio di alleggerire i momenti positivi della campata centrale costruendo a sbalzo le due campate laterali - come indicato nello schema della figura 12. E' un sistema aperto in quanto vi interviene una alterazione della distribuzione delle reazioni degli appoggi.

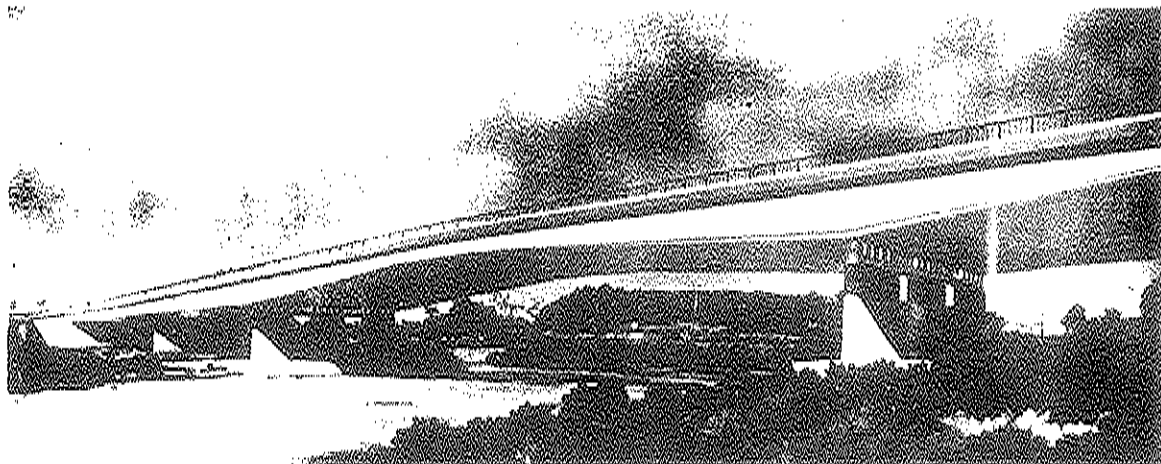


Fig. 13.94 Ponte sul Tevere a travata continua con luce centrale di 100 m costruito in Roma per la via Olimpica.

Fig. 11.

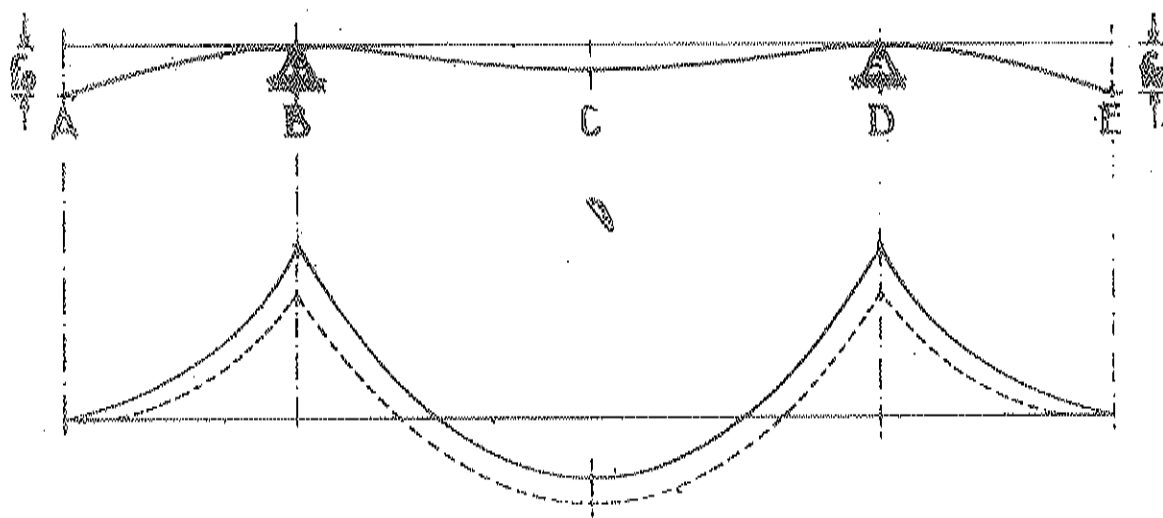


Fig. 12

Nella figura 13 si vede il diagramma di preflessione.

Gli appoggi esterni delle campate laterali sulle spalle sono stati fissati dopo un congruo periodo di tempo, tale che fosse scontata la maggior parte del creep. Naturalmente non essendo il fenomeno completato al momento del collegamento della trave agli appoggi, una parte del provvedimento è andato perduto gradualmente fino ad esaurimento del fenomeno.

Una valutazione in base ai tempi trascorsi fra le varie fasi di costruzione ha portato, nel caso specifico, ad una perdita della tensione impressa

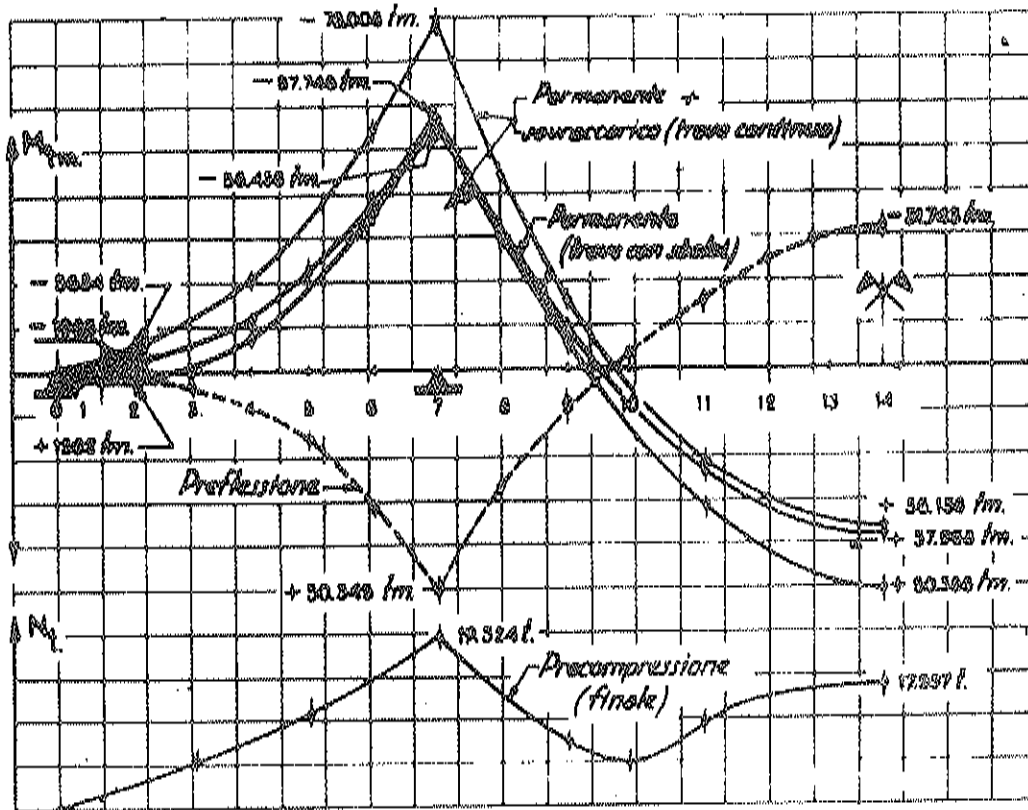


Fig. 13

e quindi della efficienza del processo di circa il 25%.

Rientra pure negli stati di tensione impressa lo sfruttamento della resistenza passiva del terreno mediante il forzamento con martinetti. Cito lo esempio del ben noto ponte di Esbly ed il progetto di un ponte in Pisa ove le reazioni orizzontali dell'arcata sono affidate alla messa in forze delle spalle mediante martinetti (Fig. 14).

E' anche una tensione impressa la precarica dei pali ottenuta eseguendo alla base del palo delle iniezioni cementizie a forte pressione, ovvero usando martinetti piatti (Fig. 15).

In fine è presollecitazione una azione di consolidazione artificiale di una stratificazione di terreno fine saturo allo scopo di scontare i cedimenti prima della applicazione del carico di una costruzione, ovvero per produrre determinate inclinazioni di un opera.

Ciò può essere fatto con opportuni riporti di terra, e con tale sistema si è prodotto il raddrizzamento di fabbricati.

Un effetto equivalente di presollecitazione del terreno che al limite potrebbe anche definirsi di coazione è quello realizzabile con tiranti in



roccia agenti su piastre (fig. 16) ancorate nel bedrok con le quali si applica la pressione equivalente al carico mediante il tiro degli ancoraggi.

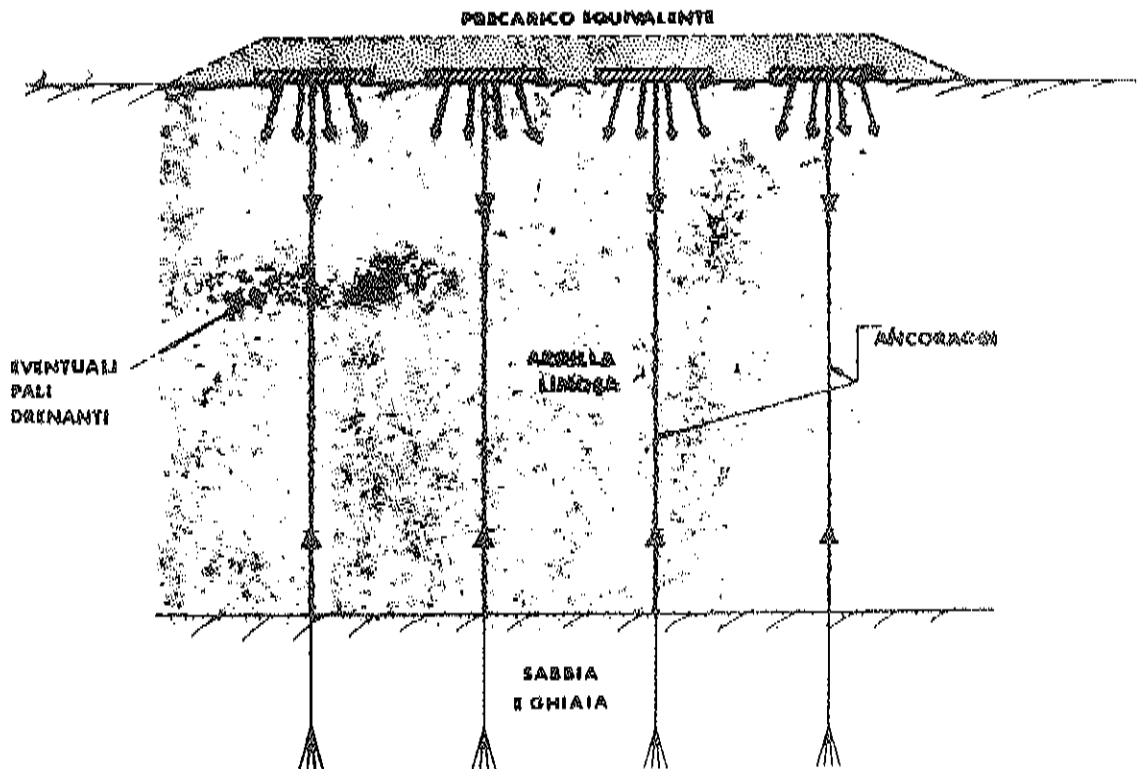


Fig.16

La figura 17 mostra il raddrizzamento di un serbatoio operato con il sistema.

Con gli ancoraggi in roccia si producono anche presollecitazioni di direzione prevalentemente orizzontale per il contenimento di masse terrose a pareti verticali.

Un caso notevole di applicazione degli ancoraggi in roccia è quello proposto per la Torre di Pisa (Fig. 18). Il moto attuale di inclinazione della Torre veramente non è dovuto ad un fenomeno di consolidazione, poiché il terreno sotto la Torre - che dall'inizio della sua costruzione ha subito un assentamento di oltre 2 m, è ormai completamente consolidato cosicché il lieve incremento, tuttora in atto, della inclinazione è dovuto unicamente ad un fenomeno di creep del terreno.

Pur ritenendo che la situazione della Torre per quanto riguarda le fondazioni sia attualmente in sicurezza, sarebbe forse sufficiente una lievissi

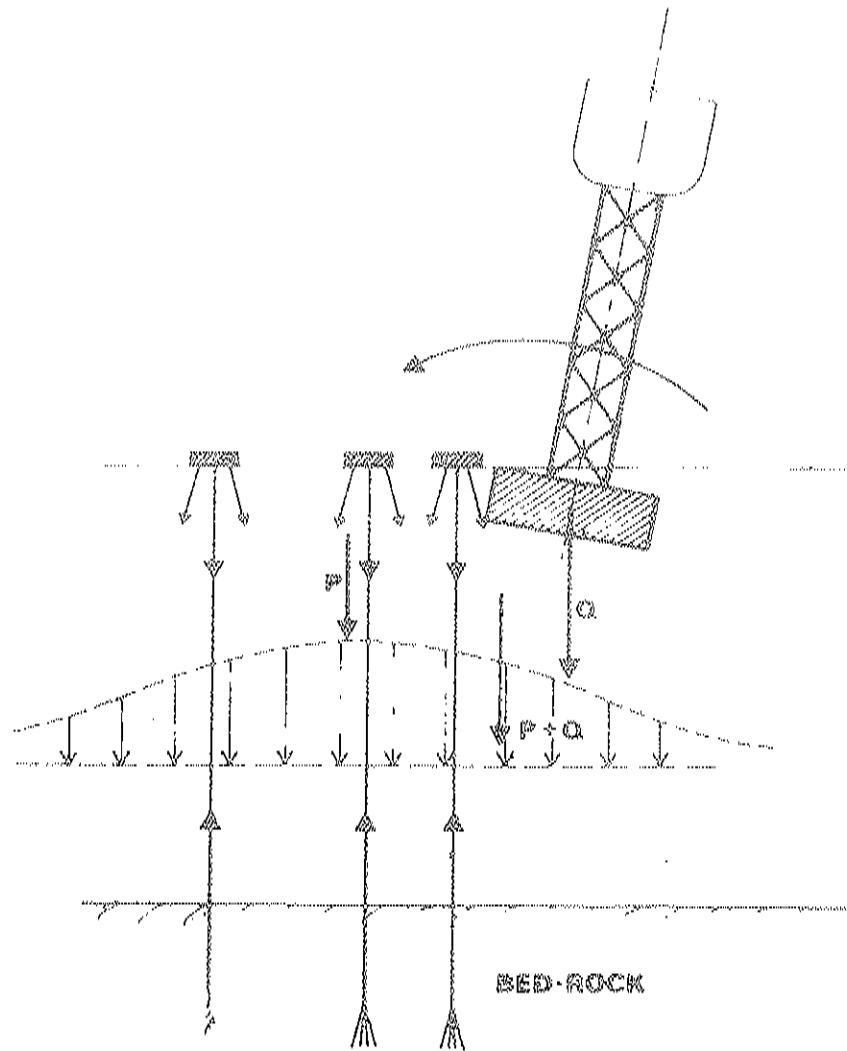


Fig. 17

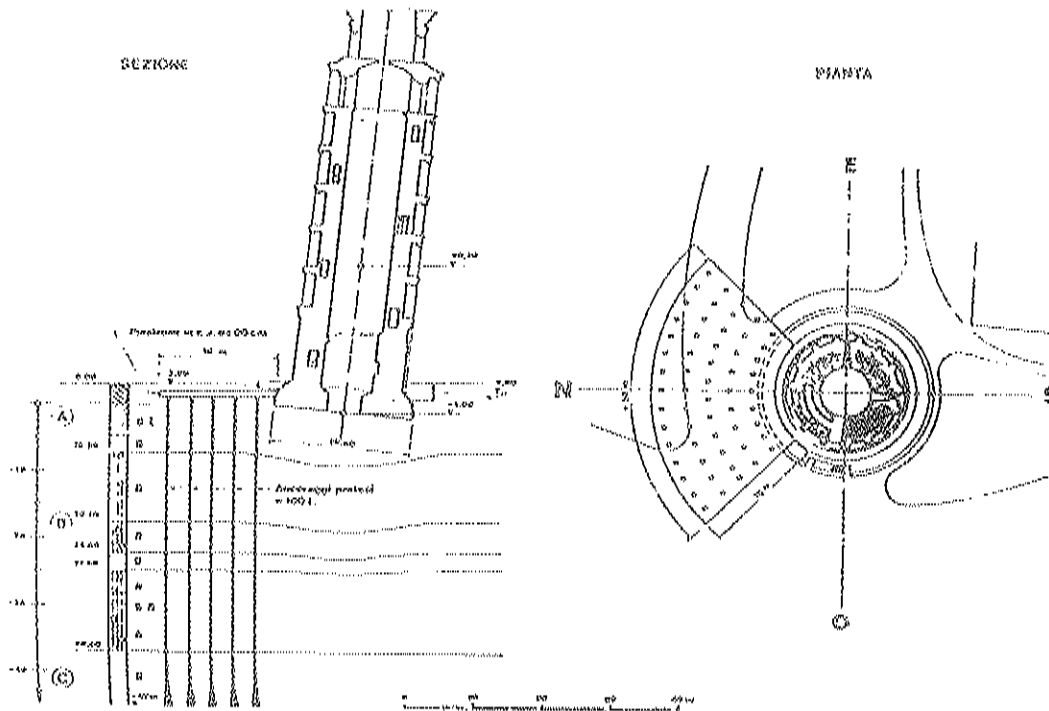


Fig. 20.15 - Proposta di confinamento della rotazione della Torre di Pisa mediante piastra di fondazione, e nucleo della Torre, collegata a tiranti passanti (filosofese).

Fig. 13

ma pressione di una piastra laterale ancorata mediante tiranti al bedrock a 40 m di profondità ad arrestare il moxo di rotazione.





CONCETTI E CRITERI DELLA PRESOLLECITAZIONE:  
RIFLESSI SULLA SICUREZZA STRUTTURALE

FRANCO LEVI

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale*

*Politecnico di Torino*



## 1. PREMESSA

Gli stati di "pre-sollecitazione" sono assimilabili a degli stati di coazione realizzati mediante introduzione nel solido di deformazioni imprese artificiali. Per quanto tale definizione debba essere assunta con qualche cautela nella scelta delle procedure di calcolo strutturale, essa rimane tuttavia pienamente valida sul piano concettuale e costituisce un riferimento indispensabile per lo studio dei problemi di sicurezza. In questo ambito è molto significativo contrapporre la diversa funzione che la "struttura", costituita da un corpo deformabile, svolge in presenza di forze o in presenza di deformazioni imprese.

Negli stati di equilibrio da forze, che potremo definire "classici", in quanto derivati direttamente dalla meccanica del corpo rigido, il solido funge da elemento intermedio per cui tramite le forze applicate vengono riportate sui vincoli. Ciò comporta l'apparizione, nell'interno del corpo, di percorsi preferenziali delle tensioni, i quali sono tuttavia condizionati dalla deformabilità del materiale, in quanto la configurazione finale deve soddisfare sia le condizioni di equilibrio, sia quelle di compatibilità geometrica. Non vi è dubbio tuttavia che l'aspetto originario del comportamento sia, in questo caso, di natura statica e che le implicazioni geometriche assumano carattere consequenziale.

La deformabilità offre però un'altra via per la creazione di stati di sforzo, in relazione al ruolo che il solido svolge di assicurare la continuità spaziale fra i vincoli (interni od esterni) cui è soggetto. La causa prima del fenomeno è, questa volta, costituita dall'intervento di "deformazioni imprese" non compatibili con i vincoli, cui devono corrispondere delle deformazioni complementari tali che la deformazione totale risulti geometricamente compatibile. Donde un regime di sforzi internamente equilibrati - quello che Colonnetti ha denominato "stato di coazione" - che assume in questa ottica carattere consequenziale.

Si giunge così ad una concezione "duale" che ricollega logicamente le due categorie di configurazioni del corpo naturale, create da forze o da deformazioni imprese, ai due punti di vista complementari inerenti, rispettivamente, all'equilibrio ed alla compatibilità geometrica.

Questi ragionamenti hanno una immediata rispondenza in tema di sicurezza. Quando il solido svolge funzione d'intermediario statico fra forze e vin

coli (equilibrio da forze), un incremento dell'azione comporta un aumento concomitante delle sollecitazioni, sia pure generalmente non proporzionale, in quanto accompagnato da ridistribuzione degli sforzi che caratterizzano il regime elastico. Quando, invece il corpo assume il ruolo di elemento di continuità geometrica fra i vincoli, ad un accrescimento della deformazione impressa fra riscontro una legge di evoluzione delle sollecitazioni strettamente legata alla deformabilità del sistema: dapprima proporzionale, quindi ad andamento nettamente ipoproporzionale, appena si esca dal campo lineare per l'intervento di fessure o di deformazioni plastiche.

Da quanto precede scaturiscono le seguenti considerazioni di carattere pratico.

- a) L'incidenza degli stati di coazione sul comportamento statico è generalmente molto più sensibile negli stati limite di esercizio che negli stati limite ultimi.
- b) Nelle verifiche in esercizio la definizione dei parametri che caratterizzano lo stato di coazione dovrà pertanto essere particolarmente accurata.
- c) Se, come avviene spesso, le verifiche allo stato limite ultimo si basano su calcoli lineari, il fattore di sicurezza  $\gamma_{ind}$  applicato alle deformazioni impresse (o) deve essere opportunamente ridotto rispetto al fattore  $\gamma_Q$  applicato alle forze. In pratica il fattore  $\gamma_{ind}$  può infatti ridursi ad un "coefficiente d'incertezza di modello" in quanto, in presenza di deformazioni impresse, la variabilità delle azioni, presa in conto dalla differenza  $\gamma_Q - \gamma_{ind}$ , ha scarsa incidenza per l'intervento dei fenomeni anelastici.

Vedremo più avanti in quale misura questi concetti si applicano nel campo della pre-sollecitazione nel cui ambito va inoltre tenuto presente che la variabilità dell'azione (e cioè l'ampiezza della deformazione impressa) è sempre limitata superiormente.

---

(o) La notazione  $\gamma_{ind}$  corrisponde alla denominazione "azioni indirette" con cui si designano talvolta le deformazioni impresse.

## 2. NATURA DEGLI STATI DI PRE-SOLLECITAZIONE OTTENUTI MEDIANTE ACCIAI FORTEMENTE TESI

E' noto che il passo decisivo compiuto dal Freyssinet nella realizzazione del cemento armato precompresso fu l'adozione di acciai ad alto limite elastico tesi a tassi molto elevati. Con ciò infatti le deformazioni impresse all'armatura risultano di entità nettamente superiore agli accorciamenti indotti, nel conglomerato di contrasto, dal ritiro e dal fluage e si riduce l'entità relativa delle altre perdite dovute al rilassamento dell'acciaio, agli assestamenti degli ancoraggi, ecc..

Una interessante interpretazione dei vantaggi che si hanno con l'invenzione del Freyssinet risulta dal confronto del comportamento nel tempo di due prismi di calcestruzzo, uno precompresso per contrasto su due teste a mezzo di un martinetto, l'altro per messa in tensione di una armatura pre o post-tesa. Nel primo caso, per effetto del solo fluage, l'intensità dello stato di coazione si riduce in pochi mesi del 70 - 80%, nel secondo caso la perdita di tensione non supera il 10 - 15%.

Correlativamente, se si valuta l'energia potenziale elastica accumulata, si constata che quella presente nel secondo prisma è circa venti volte superiore a quella che si riscontra nel primo. E' quindi logico definire la precompressione realizzata con armature fortemente tese come uno stato di coazione ad "alta energia potenziale" nel cui ambito l'armatura preventivamente tesa funge da volano energetico atto a ridurre l'incidenza delle perdite per fluage e ritiro.

Tale definizione mette chiaramente in luce i pregi di una tecnica che garantisce la permanenza nel tempo degli stati di tensione correttivi voluti dal progettista per adeguare la risposta strutturale alle esigenze statiche.

## 3. MODALITA' DI PRESA IN CONTO DEGLI EFFETTI DI ARMATURE ARTIFICIALMENTE TESE

In pratica, la valutazione degli effetti statici indotti da armature pre o post-tese in una struttura monodimensionale in cemento armato pre

compresso può effettuarsi seguendo tre vie diverse:

- a) presa in conto delle "forze equivalenti" esercitate dall'armatura sul calcestruzzo, e cioè sforzi di ancoraggio e forze distribuite o concentrate indotte dalle deviazioni delle armature tese rispetto all'asse geometrico;
- b) assunzione del cavo quale curva delle pressioni e calcolo delle corrispondenti caratteristiche delle sollecitazioni nelle varie sezioni;
- c) assimilazione della pretensione ad una deformazione impressa elastica e calcolo delle tensioni indotte dalle deformazioni complementari di compatibilità.

A prima vista il terzo procedimento potrebbe sembrare il più corretto, in quanto atto a rappresentare fedelmente la precompressione quale stato di coazione artificiale. E' facile tuttavia rendersi conto che le sue possibilità di applicazione sono molto limitate per i seguenti motivi:

- In primo luogo, volendo calcolare l'effetto di armature tese che non si mantengono parallele all'asse geometrico, oppure studiare la precompressione di elementi prismatici ad asse spezzato, è molto difficile far rientrare le azioni trasversali che ne derivano nel quadro delle deformazioni impresse. In pratica bisognerebbe infatti abbandonare l'ipotesi del solido prismatico, ciò che comporterebbe gravose complicazioni analitiche.
- Un'altra difficoltà deriva dalle imprecisioni cui può dar luogo la schematizzazione del comportamento che tale approccio comporta. In pratica quando si studia il regime statico di un concio imponendo che la deformazione totale, impressa più complementare, rispetti la condizione di compatibilità, e cioè la conservazione delle sezioni piane, si ammette implicitamente che tale condizione si verifichi in ogni concio senza la comparsa di azioni tangenziali fra acciaio e calcestruzzo. Con ciò si dà quindi per scontato che la trasmissione degli sforzi mutui fra i due materiali avvenga altrove (nella zona di trasmissione). In realtà, nel concio generico, le tensioni agenti provengono dunque da concii adiacenti e non dalla mutua costrizione locale fra acciaio e calcestruzzo. Ne deriva che l'assimilazione del regime statico ad uno stato di coazione è solo parzialmente corretta; essa vale soltanto per armature parallele all'asse geometrico e con riferimento ad uno studio globale del comportamento del solido prismatico che prescinda dalle singolarità che si

hanno nelle zone di trasmissione. Come vedremo, se si trascurano tali limitazioni, insite nella teoria del de Saint Venant, si possono facilmente commettere errori d'interpretazione.

Anche l'immagine di una precompressione indotta da un cavo assimilato alla "curva delle pressioni" degli sforzi artificiali non è priva di inconvenienti. Essa riposa infatti sulla rappresentazione di una armatura che trasmette le sue azioni esercitando su ciascuna sezione una forza disposta secondo la tangente del cavo, mentre è evidente che le sollecitazioni applicate al concio generico provengono, prevalentemente, dai tronchi adiacenti, l'unica azione che si esercita direttamente sull'elemento essendo quella dovuta ad un eventuale cambiamento locale di direzione dell'armatura tesa.

La rappresentazione corretta del comportamento si ha dunque col metodo delle "forze equivalenti". Tale riferimento non deve tuttavia far perdere di vista la necessità di adeguare i principi di sicurezza al carattere singolare degli stati di equilibrio ottenuti, in particolare nei riguardi degli stati limite ultimi.

#### 4. APPLICAZIONE DEI PRINCIPI DI SICUREZZA SEMI-PROBABILISTICI

##### 4.1 Campo isostatico

Negli stati limite di esercizio la tensione preventiva delle armature dà generalmente luogo, col suo valore permanente, ad una sollecitazione agente; il suo contributo alla resistenza è invece pressochè trascurabile. D'altra parte il comportamento dell'acciaio rimane per lo più in campo lineare. Si può dunque valutare la tensione complessiva come somma algebrica della tensione permanente caratteristica (dopo deduzione delle perdite) e della sovratensione data dalle azioni variabili caratteristiche. Se del caso, si devono distinguere due valori caratteristici della precompressione (massimo o minimo).

Nello stato limite ultimo l'acciaio supera normalmente il suo limite elastico e l'influenza della tensione preventiva diventa trascurabile. Inoltre l'armatura da precompressione assume essenzialmente funzione resistente ed è logico ridurre il contributo mediante applicazione del coefficiente di



sicurezza parziale  $\gamma_g$ . Se, tuttavia, per la loro posizione nella sezione, gli acciai pretesi subiscono, in presenza delle azioni variabili, una riduzione della tensione preventiva, o soltanto una debole sovratensione, la loro influenza resta nel campo delle sollecitazioni agenti e deve essere trattata come tale, applicando un fattore di maggiorazione  $\gamma_p$  superiore all'unità, in quanto l'effetto corrispondente è generalmente sfavorevole. In pratica, il passaggio dall'una all'altra condizione si farà per un allungamento corrispondente ad una tensione  $f_{p0,1k}/\gamma_g$  per assicurare una logica continuità fra i due campi.

#### 4.2 Campo iperstatico

Nelle condizioni di esercizio, l'effetto iperstatico della precompressione è un elemento delle sollecitazioni agenti, in quanto assimilabile a quello di forze esterne. Esso sarà valutato, a seconda dei casi, con riferimento ad uno oppure a due valori caratteristici (massimo e minimo), nell'ipotesi di comportamento elastico.

L'estensione di tale procedura agli stati limite ultimi, fondata inizialmente su considerazioni puramente intuitive, può ora ritenersi comprovata dai risultati di analisi spinte fino a rottura effettuate con procedimenti di calcolo automatico. Nei calcoli di cui trattasi, ad ogni passo, la tensione agente nell'armatura nel concio generico viene adeguata alla deformazione ivi subita dall'acciaio e, a ciascun tronco della struttura, si attribuisce una rigidezza conforme alle condizioni locali di sollecitazione, operando, come è d'uso, sui valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei materiali. Per separare l'influenza della precompressione da quella della variazione del carico esterno si ammette che, nell'ambito di ciascun intervallo di carico, valga il principio di sovrapposizione. In pratica si trova che, proseguendo l'indagine fino al raggiungimento dello stato limite ultimo in una sezione, le iperstatiche di precompressione subiscono solo variazioni modeste. Tale risultato, che consente di accontentarsi di calcolare gli effetti iperstatici della precompressione nelle condizioni di esercizio, si giustifica agevolmente se si segue il procedimento che assimila le azioni esercitate dalla precompressione e delle forze equivalenti. Con questa rappresentazione, l'evoluzione della configurazione di

equilibrio della struttura al crescere del carico, per quanto attiene allo effetto iperstatico per la precompressione, può attribuirsi prevalentemente alle seguenti cause:

- Accentuazione e concentrazione delle forze trasversali esercitate localmente dall'armatura pretesa nelle zone fortemente fessurate o plasticizzate. Tali mutamenti possono raggiungere localmente entità significativa ma i loro effetti assumono, lungo l'asse geometrico, segni alterni e, da altra parte, l'incremento di sforzo che si ha nella zona plasticizzata è equilibrato, nei tronchi adiacenti, dalle componenti verticali di segno opposto degli sforzi di aderenza fra armatura e conglomerato;
- Variazioni delle rigidzze nei conci fessurati o plasticizzati. Anche in questo caso l'influenza sulla deformazione d'insieme risulta alternativamente positiva e negativa a seconda della posizione del tronco sede di deformazioni anelastiche.

Logico quindi che l'effetto globale di questi fenomeni contrastanti sia limitato.

E' auspicabile che tali previsioni teoriche vengano sottoposte a verifiche sperimentali per controllare l'attendibilità delle ipotesi adottate.

E' invece interessante osservare che gli altri procedimenti di presa in conto della precompressione si prestano meno bene alla trattazione del problema e devono essere applicati con cautela, tenendo presenti gli aspetti singolari della configurazione indotta dalla pretensione dell'armatura. Ad esempio, assimilando la precompressione ad una deformazione impressa applicata concio per concio, potrebbe sembrare che la sua entità dovesse variare al crescere della deformabilità locale. Donde risulterebbe una evoluzione molto più marcata delle iperstatiche di precompressione. Si è tuttavia già notato che tale rappresentazione non rispecchia correttamente il fenomeno fisico. In realtà, l'evoluzione dello stato di coazione in gioco, che si riduce praticamente alla variazione delle azioni trasversali esercitate dal cavo, agisce globalmente e risente dunque molto poco l'influenza delle variazioni locali di rigidzza. (o)

Anche in questo caso, quindi la configurazione ottenuta tenendo le armature a tassi molto elevati, denota una notevole stabilità legata al suo caratterese di "stato di coazione ad alta energia potenziale".

---

(o) Vedi nota a pagina seguente

## 5. SINGOLARITA' DELLA PRESOLLECITAZIONE DA ARMATURE TESE NEI RIGUARDI DEI CRITERI DI SICUREZZA

E' interessante raffrontare le modalità d'introduzione dei fattori parziali di sicurezza illustrate nel precedente paragrafo con le considerazioni generali enunciate nella Premessa nei riguardi dei principi di sicurezza applicabili agli stati di coazione.

### 5.1 Plessione

#### 5.1.1 Campo isostatico

Le regole relative agli stati limite di esercizio non si prestano a particolari osservazioni. Va tuttavia sottolineata la necessità di valutare con precisione l'intensità della precompressione, data la sua forte incidenza sul comportamento. Si adotterà quindi un valore rappresentativo unico definito con cautela, oppure, se del caso, due valori caratteristici, massimo e minimo.

---

(o) - Secondo un altro punto di vista si potrebbe anche negare l'esistenza di un problema della "evoluzione degli effetti iperstatici di precompressione". Tali effetti insorgono infatti all'atto della messa in tensione e, una volta scontate le cadute di tensione, non variano per l'intervento dei carichi. Questi ultimi agiscono allora su una struttura in cemento armato (includendo nell'armatura anche i cavi aderenti) e determinano una evoluzione del regime statico condizionata dalla legge di variazione delle rigidità che deve anche tener conto della presenza delle sollecitazioni di precompressione rimaste immutate. Con ciò risulterebbe confermata la conclusione delle analisi numeriche citate. In realtà, tale approccio non considera l'accentuazione e la concentrazione, talvolta significative, delle azioni trasversali esercitate dai cavi nelle zone fortemente fessurate, fenomeno che è invece stato preso in conto nei calcoli passo passo cui si è fatto cenno. Poichè tale evoluzione delle azioni trasversali è tipica delle strutture pre-sollecitate (nel cemento armato esse vengono sistematicamente trascurate in quanto gli acciai passivi hanno resistenze meccaniche molto minori e l'armatura è per lo più rettilinea) è lecito assimilarle ad una "variazione degli effetti di precompressione" e calcolarne l'influenza che, come si è visto, è tuttavia modesta.

Per gli stati limite ultimi, la norma che consente di trascurare l'influenza della tensione preventiva quando gli acciai superano il limite elastico è in accordo, anzi supera addirittura, il concetto secondo cui, in campo anelastico, la maggiorazione da applicare alla deformazione impressa è piccola. Per giustificare l'anomalia che consiste nel trascurare la pretensione basta riferirsi ai diagrammi di deformazione a rottura delle sezioni. Quando l'armatura di precompressione è concentrata sul lembo teso, l'incidenza della tensione preventiva sul comportamento del calcestruzzo o dello acciaio è generalmente trascurabile. L'intervento dell'acciaio quale elemento resistente va d'altra parte messo in relazione con il passaggio della sezione precompressa ad un regime di funzionamento a "cemento armato". Infine, la presa in conto degli eventuali effetti sfavorevoli (peraltro generalmente di entità limitata) di acciai pre-tesi situati in zona compressa si ricollega al fatto che, nelle zone di cui trattasi, l'influenza della presollecitazione rimane significativa per limitata incidenza dei fenomeni anelastici.

Nel campo delle travi "parzialmente precomprese" (e, cioè, ad armatura mista) si pone tuttavia un problema particolare. Generalmente si ammette che il calcolo della resistenza ultima per flessione si possa effettuare con lo stesso procedimento per qualsiasi tipo di trave, in cemento armato, in cemento armato precompresso o ad armatura mista. In realtà, sappiamo bene che se si immagina di usare una armatura ad alto limite elastico priva di pretensione, non è praticamente possibile sfruttarne appieno la resistenza in quanto, ben prima di raggiungere il limite elastico dell'acciaio, si ha rottura prematura per eccessiva apertura delle fessure. Logica conseguenza di quanto precede: per sfruttare adeguatamente un acciaio ad alta resistenza occorre un minimo di precompressione. A nostra conoscenza lo studio di tale aspetto del comportamento a flessione non è mai stato adeguatamente approfondito, probabilmente perchè esso dovrebbe prescindere dall'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e richiederebbe una analisi accurata della risposta nel difficile campo della fessurazione avanzata. Riteniamo tuttavia che l'argomento meriti ulteriori approfondimenti in quanto ne potrebbero derivare limitazioni ai classici procedimenti di calcolo allo stato limite ultimo. E' bensì vero infatti che l'impiego di armatura lenta ad alto limite elastico non è frequente. Non è detto tuttavia che per certe proporzioni fra le sezioni dell'armatura lenta ordinaria e dell'armatura pretesa non possano verificarsi singolarità di comportamento. Inoltre il problema si pone nelle verifiche delle zone

di trasmissione dove ci si avvicina ad un comportamento a "cemento armato".

### 5.1.2 Campo iperstatico

In esercizio, l'effetto iperstatico della precompressione è dello stesso ordine di grandezza delle altre sollecitazioni in gioco e va preso in conto accuratamente.

Allo stato limite ultimo, il concetto di assumere per le iperstatiche di precompressione gli stessi valori calcolati per le condizioni di esercizio è praticamente in accordo con i criteri generali di presa in conto degli effetti delle deformazioni impresse, ed in particolare di quelle "plafonate" ottenute mediante presollecitazione. Tutto avviene come se si adottasse un coefficiente d'incertezza di modello eguale all'unità. Ciò che è accettabile se si tiene conto che l'incidenza delle iperstatiche di precompressione sulla sollecitazione complessiva è comunque abbastanza limitata. Se poi, nei calcoli di verifica, si applicano, a seconda delle sezioni, dei coefficienti  $\gamma_p$  alternativamente superiori o inferiori all'unità, si può ammettere che il fattore  $\gamma_p$  copra contemporaneamente le incertezze sul valore della precompressione e l'incertezza del modello.

Per quanto riguarda le possibilità di ridistribuzione delle sollecitazioni globali, va tenuto presente che la precompressione non riduce generalmente la duttilità delle sezioni, in quanto la presenza dello sforzo normale è controbilanciata dalla riduzione della percentuale di armatura. In genere si possono quindi applicare gli stessi metodi di calcolo non lineare che valgono per il cemento armato ordinario.

### 5.2 Taglio

L'esperienza dimostra che la precompressione influisce sul termine che traduce il contributo alla resistenza dei fenomeni secondari (detto talvolta impropriamente: contributo del conglomerato). In particolare, risulta incrementata l'incidenza della compenetrazione degli inerti (interlock). Di

ciò si tiene conto nelle verifiche maggiorando, mediante applicazione del coefficiente  $(1 + \frac{M_0}{Mult})$ , sia la resistenza delle travi non armate al taglio, sia il termine additivo che interviene nel calcolo delle travi con armature trasversali. Anche in questo caso si opera tuttavia sul valore in esercizio della precompressione, in accordo con criteri generali enunciati in precedenza. E' anche possibile sfruttare la componente trasversale di precompressione deducendola dal taglio di calcolo. Ma, ancora una volta, ci si deve basare sui valori di esercizio. Infine, nel caso di eventuali staffe trasversali pretese, a parte la presa in conto dell'incidenza spesso elevata delle cadute per assestamento degli ancoraggi, si deve valutare con molta prudenza la sovratensione allo stato limite ultimo, assimilando praticamente gli acciai ad alta resistenza a quelli ordinari. Anche in questo caso si palesa quindi la difficoltà di sfruttare appieno gli acciai di elevate caratteristiche per l'intervento di una fessurazione eccessiva.

#### 6. CRITERI DI SICUREZZA APPLICABILI ALLE RIPARAZIONI MEDIANTE PRE-SOLLECITAZIONI

Anche in questo campo valgono ovviamente i principi generali, ai quali occorre tuttavia affiancare alcune considerazioni integrative.

- Accade spesso che nella riparazioni si usino cavi relativamente corti sui quali gli eventuali assestamenti degli ancoraggi esercitano un effetto molto sensibile che deve essere accuratamente preso in conto. In proposito va tuttavia osservato che armature anche molto corte (poche decine di centimetri) ancorate con sistemi filettati e sottoposte a ritaratura, permettono di conseguire una pre-sollecitazione permanente molto efficace se si evita l'interposizione fra acciaio e calcestruzzo di materiali deformabili nel tempo.
- E' frequente l'impiego delle armature aggiunte non aderenti. In questo caso, nel calcolo allo stato limite ultimo, non si può contare su incrementi di tensione consistenti. In pratica è prudente ammettere che la tensione conservi il suo valore di esercizio fino a rottura. Naturalmente, per armature libere, occorre anche premunirsi nei riguardi della corrosione e degli effetti dell'incendio.

- Per tutti gli altri aspetti ci si dovrà ispirare ai concetti precedentemente esposti, in particolare per quanto riguarda gli effetti iperstatici di precompressione allo stato limite ultimo.

- o - o - o -

Vorremmo concludere queste brevi note osservando che, nella trattazione del tema che ci era stato assegnato, noi non abbiamo potuto evitare di ispirarci ad un approccio fondato sul concetto di "stati limite". Si tratta, come è noto, di un metodo tuttora contestato da molti calcolatori che lo considerano troppo "sofisticato". A nostro avviso, tuttavia, le considerazioni svolte costituiscono una ulteriore prova della validità del procedimento, senza il quale la presa in conto di deformazioni impresse create artificialmente assume carattere convenzionale e può facilmente condurre ad una errata valutazione dei margini di sicurezza disponibili.

Nota - Alla stesura del paragrafo sugli effetti iperstatici di precompressione hanno collaborato il prof. Giuseppe Mancini e l'ing. Daniele Munari.

VISCOSITA' E RITIRO: POSIZIONE DEL PROBLEMA  
SOLUZIONE GENERALE E RIFLESSI PRATICI

ANTONIO MIGLIACCI

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale*

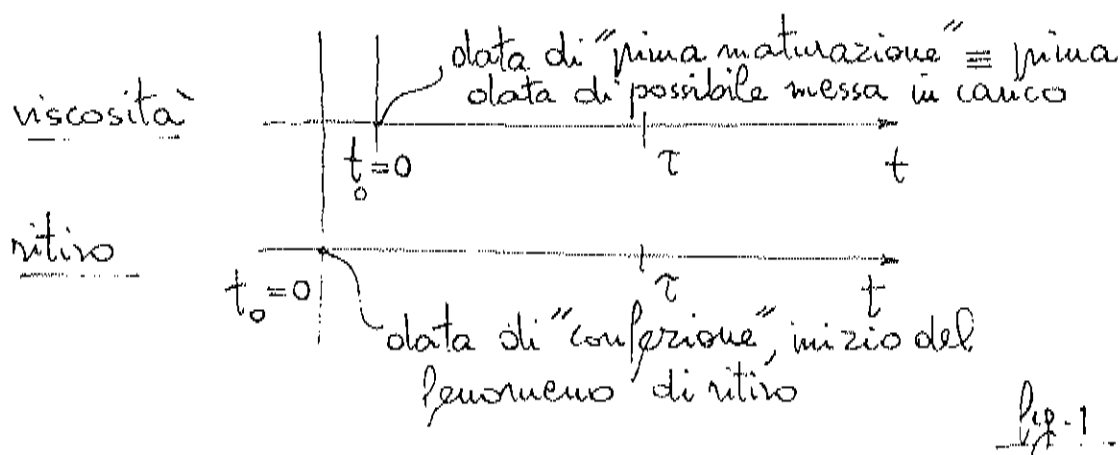
*Politecnico di Milano*





## 1 - POSIZIONE DEL PROBLEMA

Nelle strutture realizzate con materiali cementizi si manifestano deformazioni differite nel tempo causa la viscosità del materiale in presenza di tensioni applicate in tempi  $t_0$  che non siano troppo avanzati (qualche anno al massimo a partire dalla data  $t_0 = 0$  di "prima maturazione"). Deformazioni differite nel tempo si generano poi sempre per ritiro a partire dalla data  $t_0 = 0$  di "confezione del materiale" durante la presa, la maturazione e l'indurimento del materiale, anche in assenza di stati tensionali (fig. 1).



Come appare dalla figura 1, le origini dei tempi nei due fenomeni di viscosità e di ritiro non sono proprio coincidenti, ma per semplicità possono essere considerati tali.

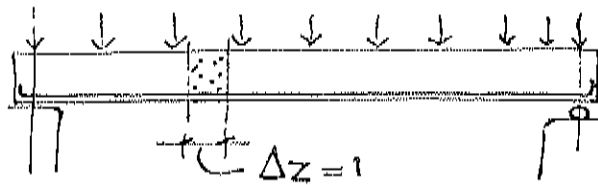
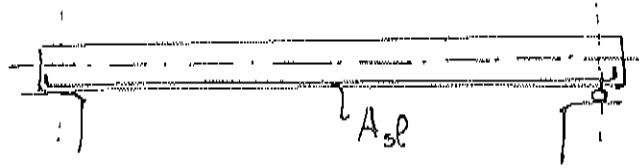
Allorchè gli spostamenti conseguenti alle suddette deformazioni differite risultino compatibili con i vincoli strutturali, non si genera in questi nessuna reazione vincolare e quindi l'originario stato tensionale della struttura non subisce variazioni, mentre ovviamente muta lo stato di deformazione.

Diversamente accade quando tali spostamenti sono in qualche misura impediti dai vincoli, giacchè in tal caso si generano reazioni vincolari e quindi la struttura varia il suo stato tensionale. Ora si noti che nelle strutture in materiale cementizio contenenti armature metalliche, le quali non presentano viscosità e ritiro, gli impedimenti prodotti da tali armature alle libere deformazioni di viscosità e ritiro delle fibre di materiale a loro adiacenti dovranno generare sempre azioni interne mutue nelle sezioni, cosicchè l'originario stato tensionale della struttura dovrà pur sempre variare, anche se i vincoli della struttura sono tali da consentire gli spostamenti conseguenti alle deformazioni differite di viscosità e ritiro.

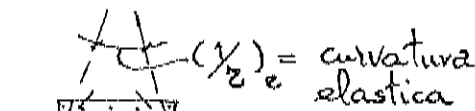
Ad esempio, consideriamo la trave semplicemente appoggiata di figura 2.a. In figura 2.b è mostrato come il libero accrescimento viscoso delle curvature elastiche è consentito dai vincoli di estremità, ma nelle sezioni risulta invece impedito dalla presenza dell'armatura  $A_{st}$ , per cui dovrà variare lo stato tensionale originario (determinato nella sezione con l'usuale metodo  $n$ ). Analogamente, in figura 2.c si vede come le deformazioni di ritiro, cui consegue uno spostamento dell'estremità scorrevole consentito dal vincolo esterno, sono impedito nelle sezioni dalla presenza delle armature  $A_{st}$ , per cui si generano azioni interne non nulle che si sovrappongono allo stato tensionale originariamente nullo.

Fig. 2

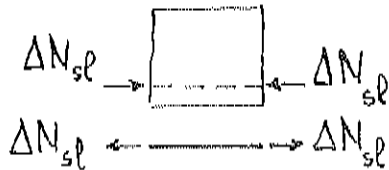
a)



b) viscosita'

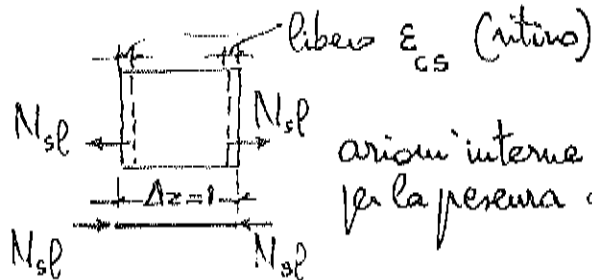
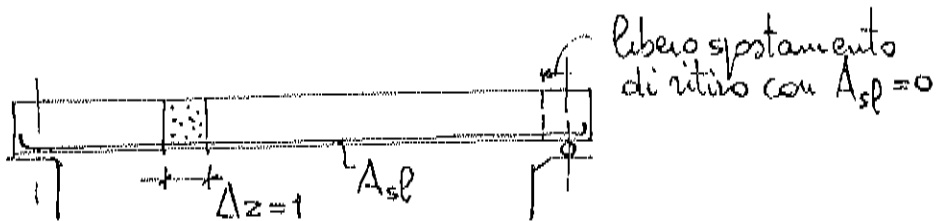


libero accrescimento viscoso di  $(\frac{1}{2})_e$  con  $A_{sl} = 0$



azioni interne mutue per la presenza di  $A_{sl}$

c) ritiro



azioni interne mutue per la presenza di  $A_{sl}$

Si noti poi che le azioni interne mutue che si generano nelle sezioni per la presenza delle armature provocano a loro volta spostamenti in corrispondenza dei vincoli e tali spostamenti possono risultare compatibili con i vincoli stessi (come è nei casi delle figg. 2.b e 2.c viste in precedenza) oppure più generalmente essere in qualche misura impediti. In tal caso si generano reazioni vincolari non nulle, variazioni dello stato tensionale originario e quindi variazioni delle precedenti azioni mutue e così via, rendendo inoltre inscindibili i due fenomeni di viscosità e di ritiro.

Poiché il problema così formulato sarebbe invero complesso da risolvere, usualmente (ossia per gli ordinari quantitativi di armatura metallica) si conviene di tenere separato il problema "sezionale", ossia lo studio di quanto avviene nella sezione per l'impedimento prodotto dalle armature metalliche alle libere deformazioni di viscosità o di ritiro, dal problema "strutturale (di schema)" ossia lo studio di quanto avviene nella struttura quando i vincoli impediscono i liberi spostamenti conseguenti alle deformazioni di viscosità o di ritiro, ritenendo in questo studio le sezioni formate dal solo materiale cementizio (cioè omogenee).

La contemporanea presenza dei fenomeni di viscosità e ritiro nei due problemi "sezionale" e "strutturale" non costituisce invece una difficoltà d'analisi, cioè l'interazione dei due fenomeni può essere facilmente considerata, il ritiro costituendo l'azione esterna applicata nel problema elasto-viscoso.

Posto così il problema, per la sua soluzione occorre, da un lato, vedere di stabilire le ipotesi di base per la descrizione del comportamento viscoso e quindi esprimere le leggi costitutive per tale comportamento, dall'altro lato, per il ritiro, presentare le corrispondenti formulazioni teoriche della sua libera evo-

luzione.

Ciò fatto, sarà necessario mostrare come tali formulazioni possano trovare impiego nell'analisi strutturale e come questa possa essere portata a termine.

Indicato l'algoritmo generale, attesa la difficoltà operativa della sua soluzione, dovranno essere mostrate (prof. F. Mola) le possibilità operative pratiche definendo per esse l'ambito di approssimazione e la validità d'impiego.

## 2 - LEGGE LINEARE DI VISCOSITA'

La legge di viscosità che si impiega nei problemi dell'ingegneria civile quando si ha presenza di materiali cementizi poggia su due ipotesi fondamentali:

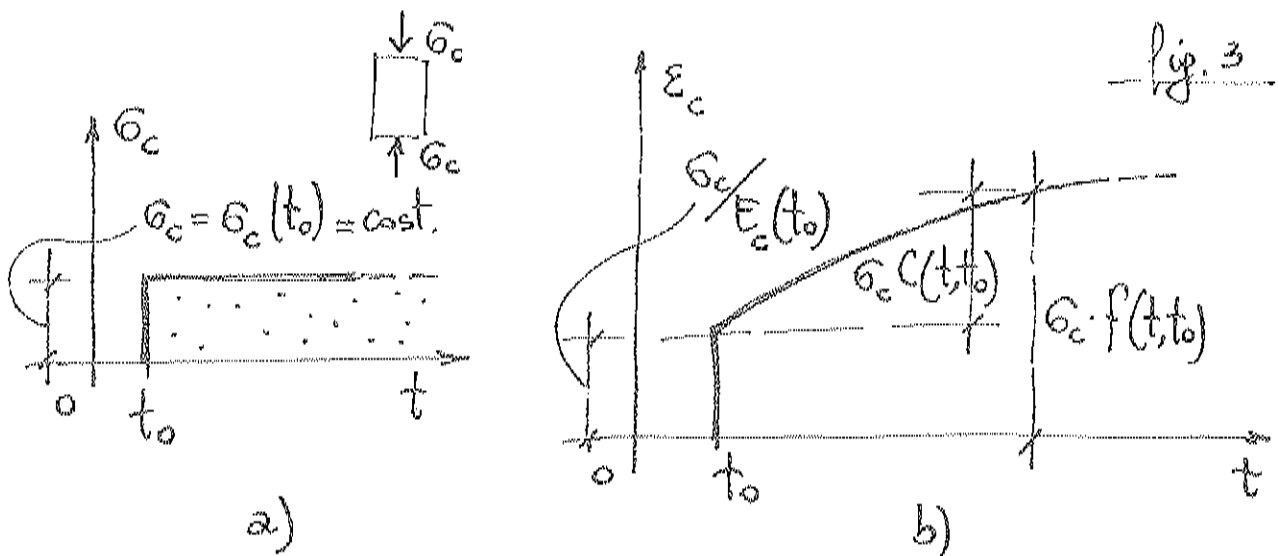
- proporzionalità tra cause ed effetti (legge lineare)
- sovrapponibilità degli effetti nel tempo (ipotesi valida per modesti stati tensionali  $\sigma_c \approx \frac{1}{2} f_c$  a compressione, poco di più in trazione).

Consideriamo, pertanto, un provino di calcestruzzo semplice sottoposto alla tensione di compressione  $\sigma_c = \text{cost.}$  applicata a partire da  $t_0$  (tempo di messa in carico).

Con la "funzione di carico" di figura 3.a, la "risposta", o deformazione unitaria, al tempo  $t$  (per carico in  $t_0$ ) si scrive:

$$1) \quad \varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c \cdot f(t, t_0),$$

esprimente appunto attraverso la funzione di viscosità  $f(t, t_0)$  la linearità di comportamento nella risposta.



Separando nella  $f(t, t_0)$  la parte istantanea elastica iniziale della deformazione da quella differita per viscosità può scriversi (fig. 3.b) :

$$2) \quad \varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c \cdot \left[ \frac{1}{E_c(t_0)} + C(t, t_0) \right],$$

o anche, raccogliendo l'addendo elastico:

$$3) \quad \varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_c(t_0)} \cdot \left[ 1 + \frac{C(t, t_0)}{1/E_c(t_0)} \right] = \frac{\sigma_c}{E_c(t_0)} \left[ 1 + \varphi(t, t_0) \right]$$

avendo introdotto il cosiddetto coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$ ,

rapporto tra la deformazione viscosa al tempo  $t$  per carico in

$t_0$  e la corrispondente deformazione elastica in  $t_0$ .

E' facile verificare essere:

$$C(t_0, t_0) = 0, \text{ o pi\`u genericamente } C(\tau, \tau) = 0 \text{ per qualsivoglia tempo } \tau \text{ di messa in carico,}$$

e quindi:

$$f(t_0, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)}, \text{ o pi\`u genericamente } f(\tau, \tau) = \frac{1}{E_c(\tau)}.$$

Approssimando  $E_c(\tau) = E_c = \text{cost.}$ , può scriversi;

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_c} (1 + \varphi), \quad (\varphi = \varphi(t, t_0)), \text{ o anche:}$$

$$4) \quad \varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_c^*}, \text{ con:}$$

$$5) \quad E_c^*(t, t_0) = \frac{E_c}{1 + \varphi(t, t_0)}, \quad E_c^* = \underline{\text{modulo ridotto (nel tempo).}}$$

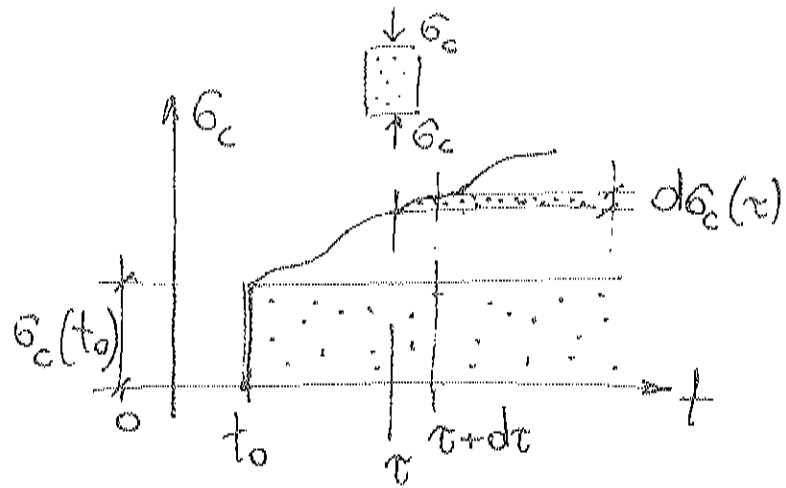
Considerando applicata una  $\sigma_c(t)$  genericamente variabile nel tempo, la "risposta" può essere costruita considerando la "funzione di carico" formata da quella  $\sigma_c(t_0) = \text{cost.}$  (come era in fig. 3.a) cui si sovrappongono nei successivi tempi  $d\tau$  le "funzioni di carico" elementari  $d\sigma_c(\tau)$ , il tutto come è rappresentato in fig. 4.



La sovrapposibilità degli effetti nel tempo consente allora di scrivere, con l'applicazione della funzione di viscosità  $f(t, t_0)$  alla  $\sigma_c(t_0)$  e della  $f(t, \tau)$  alla generica  $d\sigma_c(\tau)$ :

$$e) \quad \varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot f(t, t_0) + \int_{t_0}^t d\sigma_c(\tau) \cdot f(t, \tau).$$

Fig. 4



### 3 - LEGGE LINEARE DI RILASSAMENTO

Vale la pena di considerare il cosiddetto problema duale che corrisponde a "caricare" il provino con una deformazione impressa  $\epsilon_c$  applicata a partire da  $t_0$  e a costruire la risposta  $\sigma_c(t, t_0)$  al tempo  $t$  (per carico applicato appunto in  $t_0$ ).

Per  $\epsilon_c = \epsilon_c(t_0) = \text{cost.}$  la linearità consente di scrivere:

$$?) \sigma_c(t, t_0) = \epsilon_c \cdot r(t, t_0) = \epsilon_c \cdot [E_c(t_0) - R(t, t_0)],$$

ovviamente in modo generico con:

$$r(\tau, \tau) = E_c(\tau), \text{ giacch\`e all'istante generico } \tau \text{ di carico la parte viscosa della risposta } R(\tau, \tau) = 0.$$

La rappresentazione grafica della fig. 7 (in modo simile alla fig. 3.b) si presenta come in fig. 5 con la separazione dell'effetto istantaneo elastico iniziale da quello differito per viscosità.

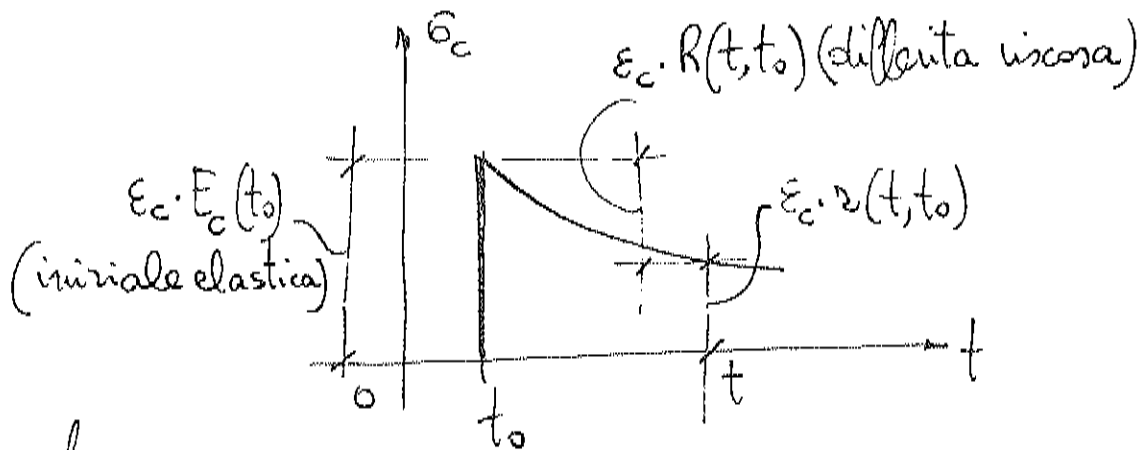


Fig. 5

Raccogliendo l' "addendo" elastico, dalla 7) può ottenersi:

$$8) \quad \sigma_c(t, t_0) = \varepsilon_c \cdot E_c(t_0) \cdot \left[ 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \right] = \varepsilon_c \cdot E_c(t_0) [1 - \psi(t, t_0)] ,$$

essendo  $\psi(t, t_0)$  il coefficiente di rilassamento, rapporto tra la "tensione viscosa" al tempo  $t$  per carico in  $t_0$  e la corrispondente tensione elastica in  $t_0$ .

Per  $E_c(\tau) = E_c = \text{cost.}$ , può anche scriversi:

$$9) \quad \sigma_c(t, t_0) = \varepsilon_c \cdot E_c^{**}(t, t_0) , \quad \text{con:}$$

$$10) \quad E_c^{**}(t, t_0) = E_c \cdot (1 - \psi) , \quad E_c^{**} = \underline{\text{modulo ridotto}} , \quad (\psi = \psi(t, t_0)) .$$

Si ricordi (non v'è bisogno d'insistere) che i coefficienti  $\varphi$  e  $\psi$  sono adimensionali, mentre le funzioni  $f(t, t_0)$ ,  $C(t, t_0)$  hanno come dimensioni l'inverso di un modulo, e le funzioni  $r(t, t_0)$ ,  $R(t, t_0)$  le dimensioni di un modulo.

Sotto una qualsivoglia funzione di carico  $\varepsilon_c(t)$ , la sovrapposibilità degli effetti nel tempo consente di scrivere:

$$11) \quad \sigma_c(t, t_0) = \varepsilon_c(t_0) \cdot z(t, t_0) + \int_{t_0}^t d\varepsilon_c(\tau) \cdot z(t, \tau) ,$$

in modo duale rispetto alla 6).

4 - LEGAMI TRA LE FUNZIONI f ED r

Viene il sospetto che tra le funzioni f ed r debbano sussistere precisi legami analitici, visto che esse consentono di costruire la risposta di comportamento del materiale secondo un fenomeno fisico che trae le medesime origini.

Infatti, dalla 7) per  $\varepsilon_c = 1$  si ottiene:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = z(t, t_0),$$

e di conseguenza:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_c(t_0, t_0) = \varepsilon_c(t_0) = z(t_0, t_0) = \varepsilon_c(t_0) \\ \frac{\partial \varepsilon_c(t, t_0)}{\partial t} \left( \equiv \frac{d\varepsilon_c(t)}{dt} \right) = \frac{\partial z(t, t_0)}{\partial t}. \end{array} \right.$$

Introducendo le precedenti espressioni di  $\varepsilon_c(t_0)$  e  $d\varepsilon_c(t)$  nella 6) con  $\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_c = 1$ , si ottiene la relazione:

$$12) \quad 1 = \varepsilon_c(t_0) \cdot f(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{\partial z(\tau, t_0)}{\partial \tau} \cdot f(t, \tau) d\tau,$$

che per ogni prefissato  $t_0$  consente di passare da una assegnata  $f(t, \tau)$  alla corrispondente  $z(t, t_0)$ .

La relazione duale della 12) si scrive in modo ovvio:

$$13) \quad 1 = \frac{1}{\varepsilon_c(t_0)} \cdot z(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{\partial f(\tau, t_0)}{\partial \tau} \cdot z(t, \tau) d\tau,$$

consentendo di passare dalla r alla f, per ogni prefissato  $t_0$ .

Poichè, come si vedrà, la sperimentazione consente di ottenere le curve di accrescimento viscoso (curve di "fluage", fig. 3.b) descrivibili in modo attendibile attraverso opportune funzioni analitiche, mentre altrettanto non può farsi in una sperimentazione di rilassamento (i cui risultati sarebbero falsati dalle stesse attrezzature di prova), acquista importanza la conoscenza della re-

fazione 12) che consente di passare dalla  $f$  alla  $r$ , e quindi di costruire la risposta del materiale sotto un carico di natura geometrica (ossia, una deformazione impressa).

5 - FORMULAZIONE  $f(t, t_0)$  DEL CEB  
(vedasi Bullettin d'Information n° 136 - 1980).

Si propone la funzione di viscosità come somma di più addendi nella forma seguente:

$$14) f(t, t_0) = \left[ \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\beta_a(t_0)}{E_{c28}} \right] + \left\{ \left[ \varphi_d \frac{\beta_d(t-t_0)}{E_{c28}} \right] + \left[ \varphi_f \frac{\beta_f(t) - \beta_f(t_0)}{E_{c28}} \right] \right\},$$

essendo  $E_{c28}$  il modulo elastico a 28 giorni di maturazione.

Nella forma precedente, il primo addendo (entro parentesi quadra) è a sua volta la somma di un termine che esprime la deformazione istantanea elastica iniziale (al tempo  $t_0$ ) e di un termine che esprime il brusco accrescimento che la precedente deformazione presenta inizialmente (ossia in  $t_0$ , impropriamente chiamata viscosità al primo giorno). Gli altri due addendi (sempre entro parentesi quadra) esprimono la deformazione viscosa differita come somma di una parte avente carattere ereditario (quale funzione della durata di carico,  $t - t_0$ ) e di una parte di tipo invecchiante (quale funzione della differenza di valore assunta da una funzione  $\beta_f$  temporale agli estremi dell'intervallo di carico,  $t$  e  $t_0$ ).

Per l'impiego della precedente 14) si pone:

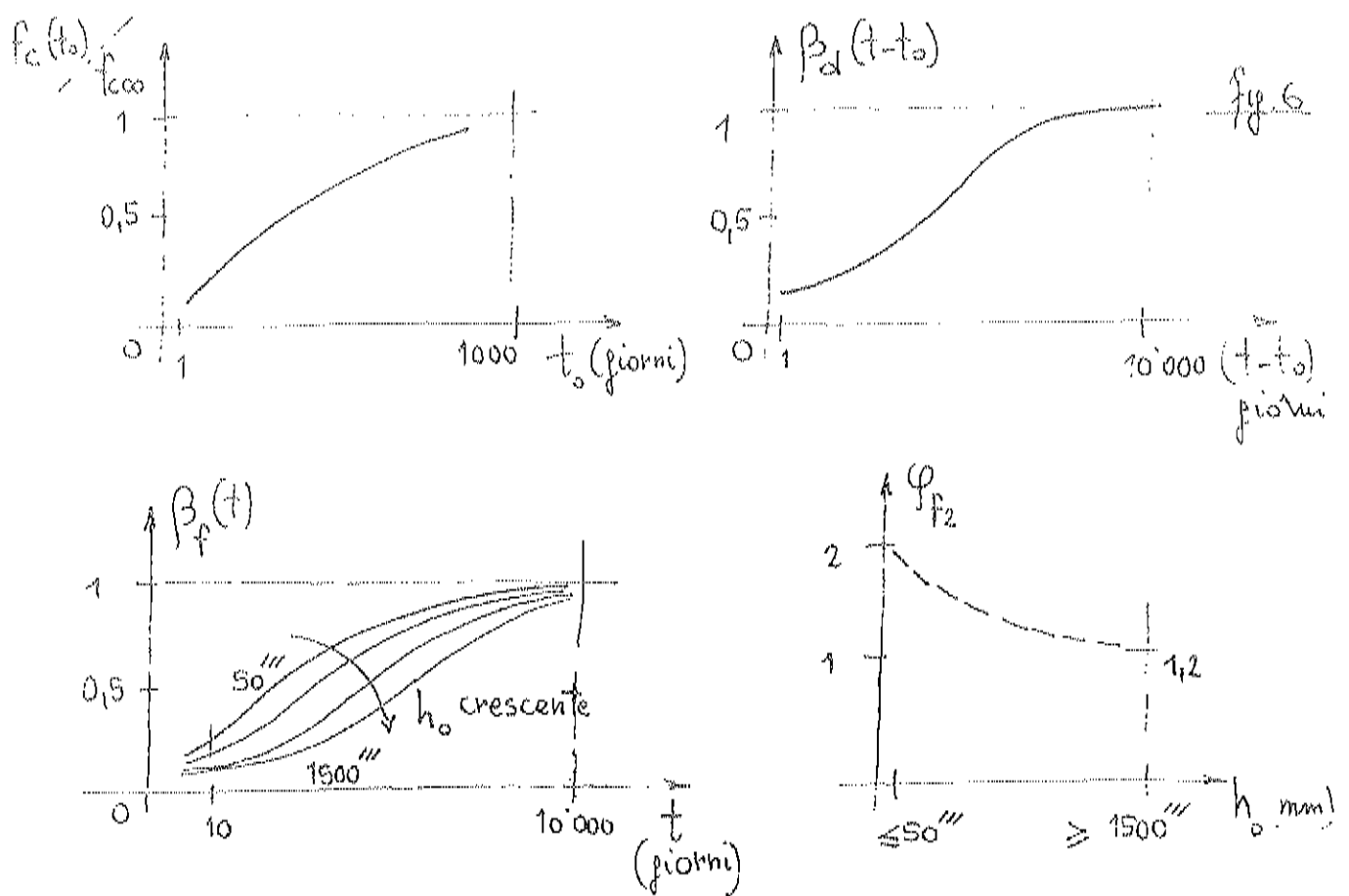
$$\left| \begin{aligned} E_c(t_0) &= 1,25 \cdot 42000 \cdot f_c(t_0)^{1/3}, \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ \beta_a(t_0) &= 0,8 \cdot \left[ 1 - \frac{f_c(t_0)}{f_{c00}} \right] \end{aligned} \right|$$

$$\varphi_d = 0,4$$

$$\left| \varphi_f = \varphi_{f1} \cdot \varphi_{f2}(h_0), \quad \text{con } h_0 = \frac{2A}{p} \cdot \lambda, \quad \text{essendo } A \text{ l'area della sezione trasversale e } p \text{ il perimetro esposto all'atmosfera,} \right|$$

e si assegnano in grafici le funzioni  $\frac{f_c(t_0)}{f_{c00}}$ ,  $\beta_d(t-t_0)$ ,  $\beta_f(t)$ ,  $\varphi_{f2}(h_0)$ , nonché in tabelle i valori numerici di  $\varphi_{f1}$  e  $\lambda$ .

L'andamento qualitativo delle suddette funzioni è riportato in fig. 6, mentre nella tabella sottostante si hanno i valori dei coefficienti  $\varphi_{f_1}$  e  $\lambda$ .



ambiente	umidità	$\varphi_{f_1}$	$\lambda$
acqua	—	0,8	30
molto umido	90%	1	5
esterno	70%	2	1,5
molto secco	40%	3	1

Una formulazione approssimata per la  $f(t, t_0)$  può ottenersi dalla 14) attraverso le seguenti considerazioni:

- il modulo può essere preso costante, ossia può porsi  $E_c = \text{cost.} = E_{c28}$ ,
- l'improvviso accrescimento "iniziale" della deformazione elastica, addendo  $\beta_d(t_0)$ , può essere conteggiato nella valutazione di  $E_{c28}$ ,
- anche la parte ereditaria della deformazione viscosa, addendo  $\beta_d(t-t_0)$ , può essere conteggiato in forma istantanea (ossia,  $\beta_d(t-t_0) \rightsquigarrow 1$ ).

In tal modo, raccogliendo a fattore comune  $\frac{1}{E_{c28}}$ , risulta:

$$f(t, t_0) = \frac{1}{E_{c28}} [1 + 0,4 + \varphi_f (\beta_f(t) - \beta_f(t_0))] ,$$

$$\text{con } E_{c28} = 42'000 \cdot (f_{ck} + 100)^{1/3} , (kgf/cm^2).$$

Ponendo infine:

$$15) \left\{ \begin{array}{l} E_{cf} = E_{c28}/1,4 \\ \varphi_{ff} = \varphi_f/1,4 \end{array} \right. ,$$

per la  $f$  risulta la forma (di semplice invecchiamento):

$$16) f(t, t_0) = \frac{1}{E_{cf}} [1 + \varphi_{ff} (\beta_f(t) - \beta_f(t_0))] ,$$

come ancora era stato proposto a suo tempo da Dischinger.

Introducendo la precedente 16) nel legame integrale 12), dopo derivazione rispetto al tempo  $t$  si ottiene una semplice equazione differenziale del primo ordine con la condizione iniziale

$r(t_0, t_0) = E_{cf}$ , per la quale risulta la soluzione:

$$17) r(t, t_0) = e^{-\varphi_{ff} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]} .$$

Si ha così che il valore istantaneo elastico iniziale della risposta, misurato da  $\varepsilon_c E_{cf}$  per  $\varepsilon_c = \varepsilon_c(t_0) = \text{cost.}$ , viene a smorzarsi nel tempo (rilassamento) attraverso l'applicazione dell'esponenziale  $e^{-\varphi_{ff} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]}$ .



Per anticipate date di messa in carico ( $t_0 \rightarrow 0$ ) e a fenomeno viscoso esaurito ( $t \rightarrow \infty$ ), per cui risulta  $[\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \rightarrow 1$ , lo smorzamento tende al valore massimo  $e^{-\frac{t}{\tau}}$ .

## 6 - LEGGE DI RITIRO

La formulazione del CEB è la seguente (per temperature  $T = 20^\circ\text{C}$ ):

$$18) \quad \varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs0} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)].$$

La relazione precedente fornisce la libera deformazione di ritiro del calcestruzzo ordinario nell'intervallo  $\overline{t_0, t}$ , essendo  $\varepsilon_{cs0}$  il cosiddetto coefficiente finale di ritiro. (\*)

Per  $\varepsilon_{cs0}$  si pone:

$$19) \quad \varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \cdot \varepsilon_{cs2}(h_0), \text{ sempre con } h_0 = \frac{2A}{P} \lambda \text{ come nel caso della viscosità.}$$

Pertanto, vengono assegnati in grafici gli andamenti delle due funzioni  $\beta_s(t)$  ed  $\varepsilon_{cs2}(h_0)$ , nonché tabellati i valori del coefficiente  $\varepsilon_{cs1}$  come è rappresentato qualitativamente nella sottostante fig. 7.

---

(\*) Per  $t_0 \rightarrow 0$ ,  $t \rightarrow \infty$ , la differenza  $\beta_s(t) - \beta_s(t_0) \rightarrow 1$ , cosicchè  $\varepsilon_{cs0}$  misura la totale libera deformazione di ritiro.

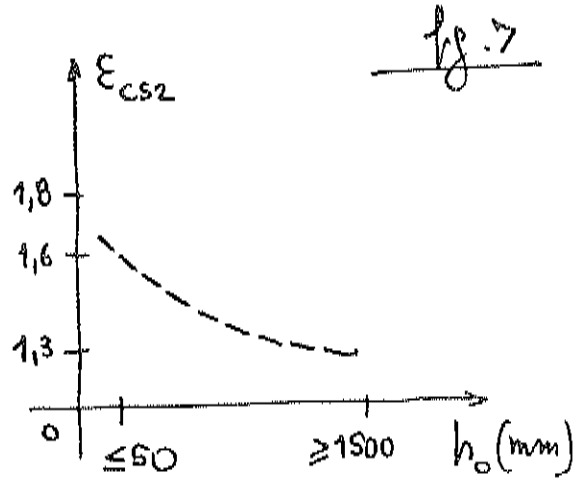
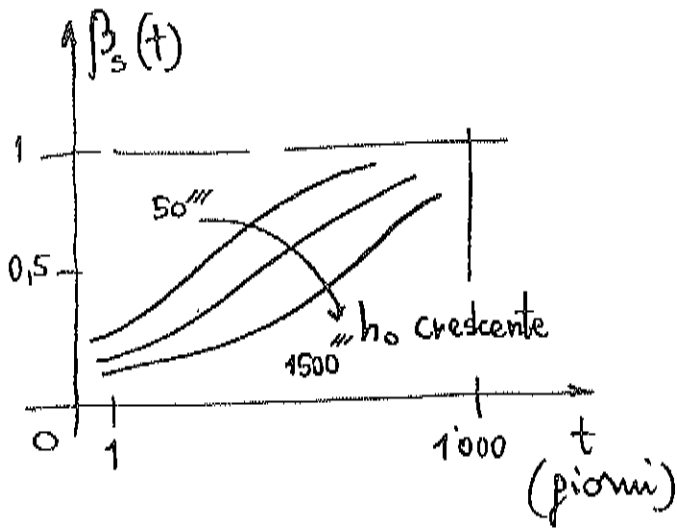


fig. 7

ambiente	umidità	$\epsilon_{CS1}$
acqua	-	0,00010
molto umido	90%	-0,00013
esterno	70%	-0,00032
molto secco	40%	-0,00052

Vengono suggerite particolari cautele per il caso dei calcestruzzi maturati a vapore (necessità di una sperimentazione diretta), e si propone di tener conto di temperature diverse da 20°C nei casi usuali aumentando fittiziamente i tempi  $t$  e  $t_0$  di una quantità  $\Delta t$  fornita dalla relazione:

$$20) \quad \Delta t = \frac{\alpha}{30} \sum_{i=1}^m \left[ T_i (^{\circ}\text{C}) + 10 \right] \cdot \Delta t_i ,$$

essendo:  $\alpha$  dipendente principalmente dalla finezza di macinazione del cemento ( $\alpha=1,2,3$  passando dai cementi normali a quelli ad alta resistenza),

$$\Delta t_i = \text{numero di giorni a temperatura media } T_i (^{\circ}\text{C}),$$

$$m = \text{numero degli intervalli di ampiezza } \Delta t_i .$$

Una formulazione del tipo 20) può essere tentativamente applicata anche al caso della viscosità per la traslazione di lettura delle  $\beta_f(t), \beta_f(t_0)$ .

## 7 - ANALISI STRUTTURALE

Il primo ostacolo da superare consiste nel vedere se le leggi di viscosità e di rilassamento presentate nei paragrafi 2 e 3 per costruire la risposta in un problema mono-assiale di carico possono applicarsi anche ad un problema strutturale ove lo stato tensionale non è unicamente mono-assiale.

A questo riguardo, si può dimostrare che la risposta segue sempre le medesime leggi purchè il coefficiente di Poisson in fase viscosa resti costante ed uguale al valore che si ha nella fase elastica.

In tal modo, volendo costruire lo spostamento totale elasto-viscoso al tempo  $t$  per l'estremità della mensola di fig. 8.a sotto il carico  $Q(t)$  applicato a partire da  $t_0$  si potrà scrivere, in analogia alla 6):

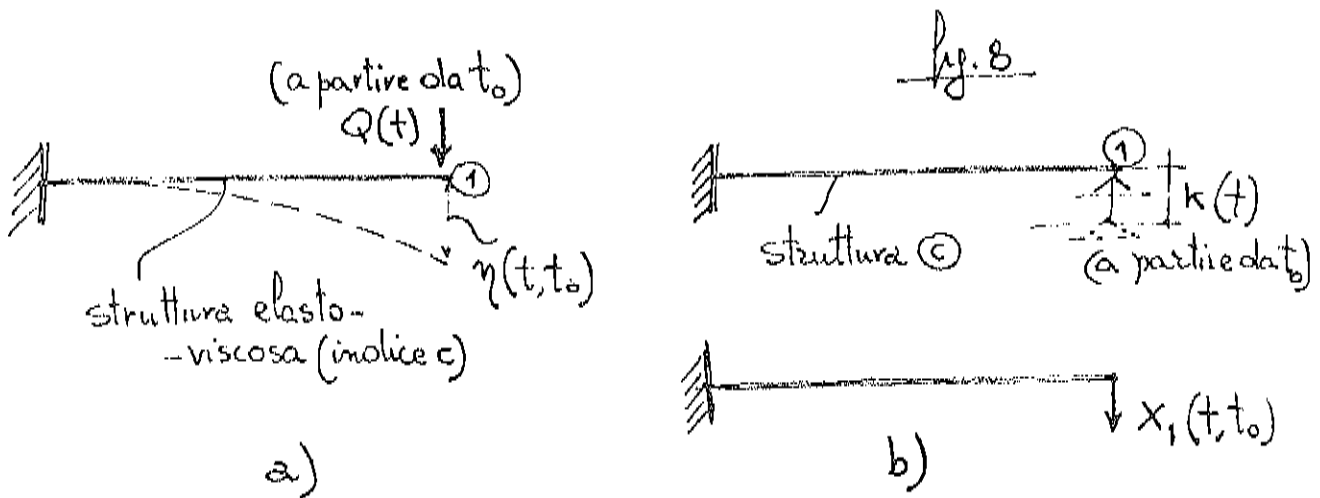
$$\eta(t, t_0) = \delta_{nc}(t_0) E_c(t_0) Q(t_0) \cdot f(t, t_0) + \int_{t_0}^t dQ(\tau) \cdot \delta_{nc}(\tau) E_c(\tau) f(t, \tau),$$

essendo  $\delta_{11c}(\tau) =$  coefficiente d'influenza elastico in 1 sotto un carico  $Q = 1$  al generico tempo  $\tau$  (quando il modulo vale  $E_c(\tau)$ ) (\*).

Ugualmente, per la struttura di fig. 8.b, messa in tensione dal cedimento  $K(t)$  applicato a partire da  $t_0$ , sarà per la reazione iperstatica  $X_1$  al tempo  $t$ :

$$X_1(t, t_0) = \delta_{11c}(t_0) \frac{1}{E_c(t_0)} K(t_0) \eta(t, t_0) + \int_{t_0}^t dK(\tau) \cdot \delta_{11c}(\tau) \frac{1}{E_c(\tau)} \eta(t, \tau),$$

essendo  $\delta_{11c}(\tau) =$  coefficiente d'influenza elastico in 1 sotto uno spostamento  $K = 1$  al generico tempo  $\tau$  (modulo  $E_c(\tau)$ ) (\*\*).



(\*) Ad esempio, per luce  $L$  e sezione con  $J = \text{cost.}$  sarà flessio-

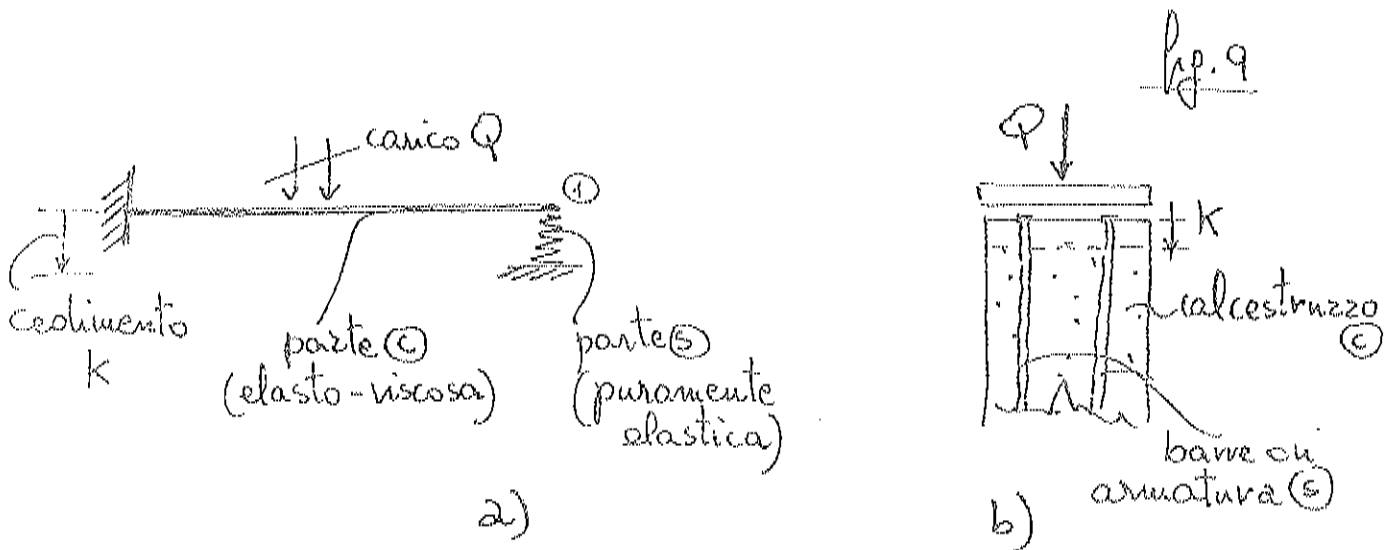
nalmente:  $\delta_{11c}(\tau) = \frac{L^3}{3 E_c(\tau) J}$ .

(\*\*) Ad esempio, per luce  $L$  e sezione con  $J = \text{cost.}$  sarà

flessionalmente:  $\delta_{11c}(\tau) = \frac{3 E_c(\tau) J}{L^3}$ .

In particolare, ammettendo una viscosità di semplice invecchiamento secondo la 16), cui consegue la funzione di rilassamento 17), nel caso di cedimento  $K = \text{cost.}$  istantaneo al tempo  $t_0$  l'iperstatica iniziale elastica  $X_{1e}$  (costante nel tempo, per l'ipotesi  $E_c = E_{cf} = \text{cost.}$ ) di valore  $X_{1e} = \frac{3E_c J}{l^3} \cdot K$  si rilassa nel tempo con l'applicazione dell'esponenziale  $e^{-\frac{t-t_0}{\tau}} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$ , riducendosi a fenomeno viscoso esaurito e per anticipate date di cedimento al valore  $X_{1e} \cdot e^{-\frac{t-t_0}{\tau}}$ .

L'analisi strutturale risulta molto significativa per le applicazioni pratiche riscontrabili nella realtà ove sia svolta, non già sul "modello" di fig. 8.b) nel quale il vincolo in ① (appoggio esterno) è di tipo rigido, ma invece sul modello di fig. 9.a) avente il vincolo in ① di tipo elastico (si noti, "semplicemente elastico e non elasto-viscoso", quindi caratterizzato dall'indice  $s$ ).



Numerose sono infatti le situazioni della realtà in cui v'è appunto una parte strutturale elasto-viscosa sottoposta ad azioni di natura statica (forze  $Q$ ) oppure geometrica (spostamenti  $K$ , o deformazioni) che trova un vincolo su una parte strutturale puramente elastica. Si pensi ad esempio, come in figura 9.b, al caso di una sezione in calcestruzzo (parte  $c$ ) armata con barre (parte  $s$ ), alla quale possono applicarsi le forze  $Q$  (come accade in un pilastro) oppure nella quale la parte  $c$  risulti soggetta alle deformazioni di ritiro ( $K = \epsilon_{cs}$  sulla lunghezza unitaria).

Il problema modellato in fig. 9.a sarà risolto prima sotto azioni di natura statica, poi sotto azioni di natura geometrica, nell'ipotesi comune che il vincolo elastico sia preesistente rispetto al tempo  $t_0$  di applicazione delle azioni.

Ha però naturalmente grande interesse il caso che il vincolo elastico sia messo in opera dopo l'applicazione delle azioni, cioè in un tempo  $t_0^* > t_0$ , al limite  $t_0^* = t_0$  nel senso che, seppure posticipato, il vincolo viene messo in opera ad un tempo  $t_0^*$  praticamente coincidente con  $t_0$ .

Si comprende facilmente l'interesse di questo problema se si riflette ad esempio a quanto frequentemente avviene, oltrechè nelle usuali operazioni costruttive della prefabbricazione, nei lavori di consolidamento strutturale (rinforzo).

I diversi problemi ora enunciati saranno esaminati nell'ordine sopra esposto nel proseguio della trattazione, indicando per alcune situazioni della realtà l'orientamento della soluzione.

8 - VINCOLI PRE-ESISTENTI

8.1 - Azioni di natura statica (forze)

Con la struttura principale di fig. 10.b, in presenza ad esempio di forze  $Q = \text{cost.}$  applicate a partire da  $t_0$ , l'equazione di congruenza in fase elasto-viscosa al tempo  $t$  si scrive:

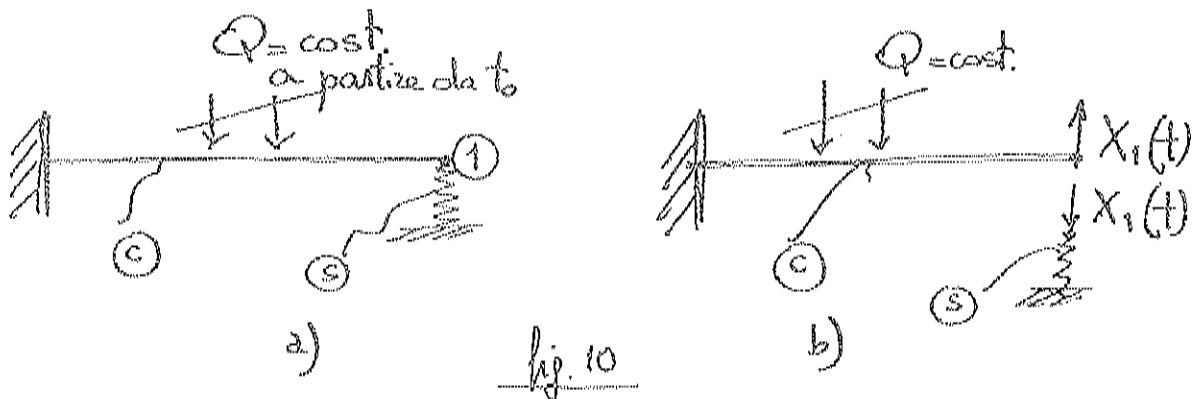
$$21) \quad X_1(t_0) \delta_{nc}(t_0) \epsilon_c(t_0) f(t, t_0) + \int_{t_0}^t \alpha X_1(\tau) \delta_{nc}(\tau) \epsilon_c(\tau) f(t, \tau) + \\ + X_1(t_0) \delta_{ns} + \int_{t_0}^t \alpha X_1(\tau) \delta_{ns} + \delta_{10c}(t_0) \epsilon_c(t_0) f(t, t_0) = 0,$$

dove:

$\delta_{nc}(t_0), \delta_{nc}(\tau)$  sono (come in 7) i coefficienti d'influenza in  $I$  sotto  $X_1 = 1$  al tempo  $t_0$  e  $\tau$  rispettivamente, per quanto riguarda la parte  $c$ ,

$\delta_{ns}$  l'analogo coefficiente d'influenza per quanto riguarda la parte  $s$ ,

$\delta_{10c}(t_0)$  è il coefficiente d'influenza "esterno" in  $I$  al tempo  $t_0$  relativo alla parte  $c$  caricata.



Introducendo il parametro di accoppiamento  $D(t_0)$  espresso dalla relazione:

$$22) \quad D(t_0) = \frac{\delta_{11c}(t_0)}{\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}}$$

e quindi:

$$23) \quad 1-D(t_0) = \frac{\delta_{11s}}{\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}}$$

dividendo la 21) per  $\delta_{11}(t_0) = \delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}$  e tenendo presente l'espressione della soluzione elastica in  $t_0$ :

$$24) \quad X_{1e}(t_0) = \frac{-\delta_{10c}(t_0)}{\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}}$$

la precedente congruenza in  $t$  si scrive:

$$25) \quad X_1(t_0) \cdot [D(t_0)E_c(t_0)f(t, t_0) + (1-D(t_0))] + \int_{t_0}^t dX_1(\tau) \cdot [D(t_0)E_c(t_0)f(t, \tau) + (1-D(t_0))] = X_{1e}(t_0)E_c(t_0)f(t, t_0).$$

Importante è la disamina dei valori che possono essere assunti dal parametro  $D$ . Si ha quanto segue.

Per vincolo rigido, con  $\delta_{11s} = 0$ , risulta  $D = 1$ .

Per vincolo estremamente deformabile,  $\delta_{11s} \rightarrow \infty$ , si ha  $D \rightarrow 0$ .

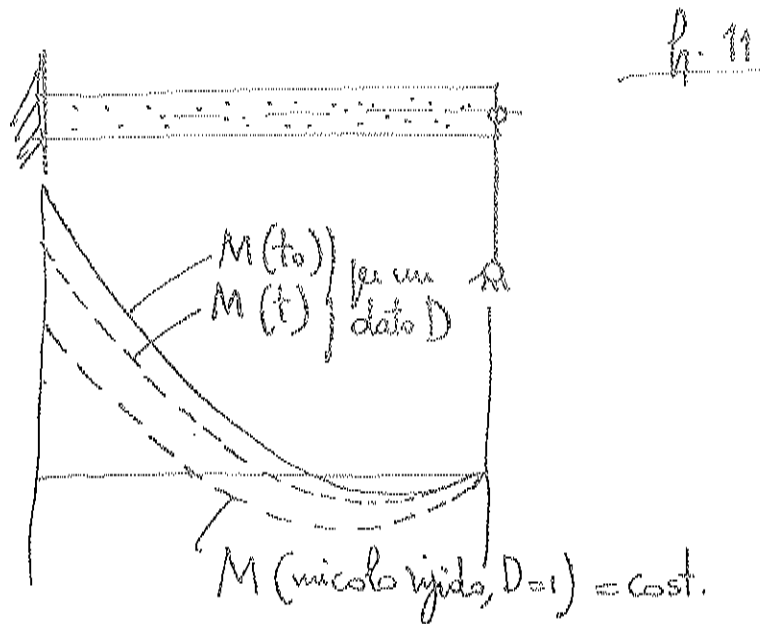
Per le strutture omogenee, avendosi struttura  $c$  anche a formare il vincolo, per ipotesi con le medesime caratteristiche elasto-viscose della parte restante, è come se fosse  $\delta_{11s} = 0$  e quindi risulta ancora  $D = 1$ .

Ora, i valori del parametro  $D$  giocano un ruolo fondamentale nella risposta strutturale, ossia nell'andamento temporale della  $X_1(t)$ .

Consideriamo, ad esempio, la struttura di fig. 11 sotto il carico permanente  $q = \text{cost.}$  applicato a partire da  $t_0$ .

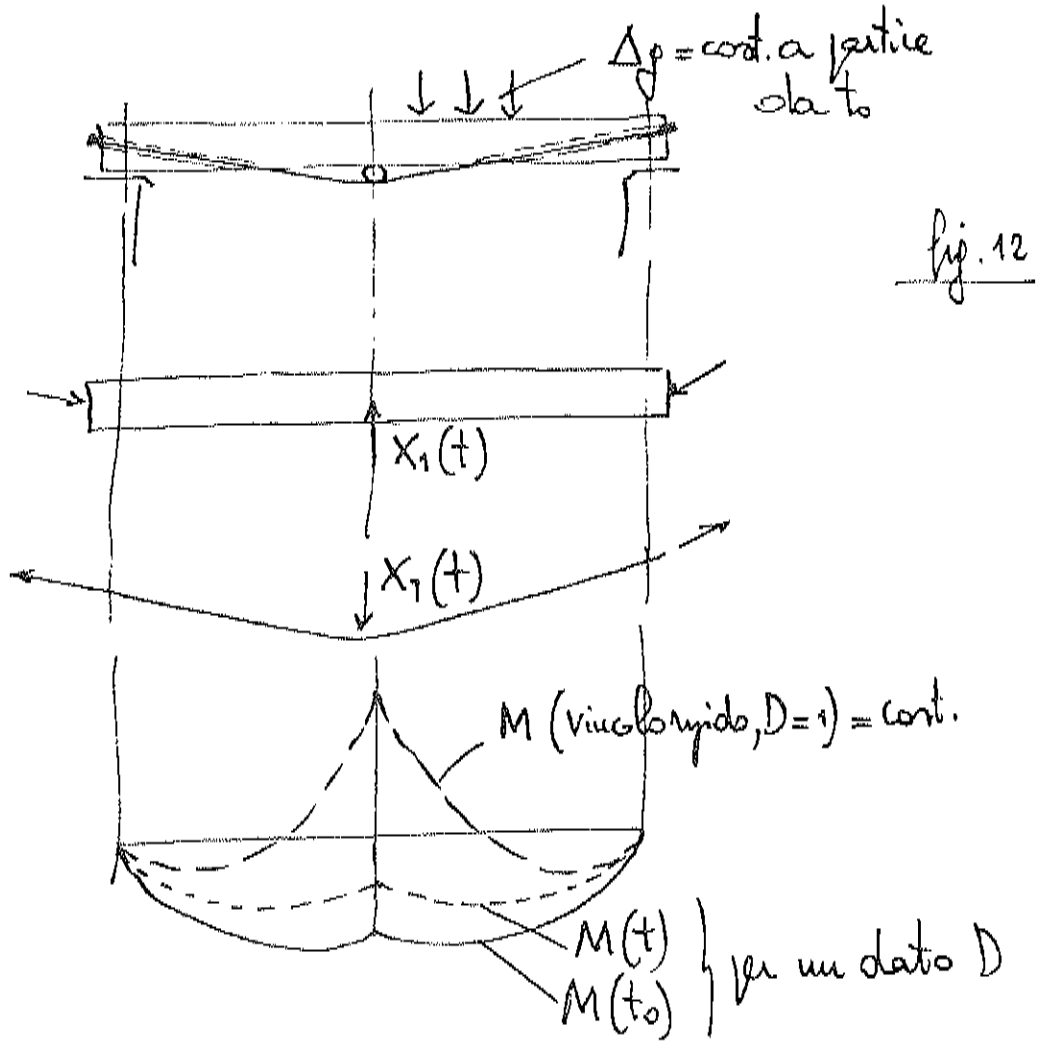
In figura sono segnati i diagrammi dei momenti flettenti, per un assegnato  $D$  compreso fra 0 e 1 e per il caso del vincolo rigido ( $D=1$ ).





Tali andamenti sono conseguenza del fatto che la reazione iperstatica è sempre crescente nel tempo, in percentuale crescente al decrescere di  $D$ . Per vincolo rigido,  $D = 1$ , tale reazione resta però costante, in accordo con il 1° principio della viscosità lineare (più genericamente valido per le strutture omogenee), come del resto è facile vedere dalla 25) ponendovi  $D = 1$  e tenendo presente che siccome  $X_{1e_0}(t_0)$  costituisce una soluzione (lo si può controllare per sostituzione) essa è pure l'unica soluzione in virtù di un noto teorema relativo alle equazioni integrali.

Un'altra situazione strutturale che può essere riportata a titolo illustrativo è quella raffigurata nella fig. 12.



In particolare, con la forma di invecchiamento 16) per la  $f(t, t_0)$ ,  
 è facile dimostrare che la soluzione della 25) si scrive ( $X_{1e}(t_0) = X_{1e}$ ,  
 essendo  $E_c = E_{cf} = \text{cost.}$ ):

$$X_1(t) = \frac{X_{1e}}{D} \left[ 1 - e^{-D\varphi_{ff}(\beta_f(t) - \beta_f(t_0))} \right] + X_{1e} e^{-D\varphi_{ff}(\beta_f(t) - \beta_f(t_0))}$$

dalla quale, per  $t_0 \rightarrow 0$ ,  $t \rightarrow \infty$ , si ottiene il massimo:

$$\max X_1 = X_{1e} \frac{1}{D} \cdot (1 - e^{-D\varphi_{ff}}) + X_{1e} e^{-D\varphi_{ff}}, \text{ o anche:}$$

$$\max X_1 = X_{1e \text{ rig.}} \left[ 1 - e^{-D\varphi_{ff}} \cdot (1 - D) \right],$$

essendo chiaramente  $\frac{X_{1e}}{D} = X_{1e \text{ rig.}}$ , reazione a vincolo rigido.

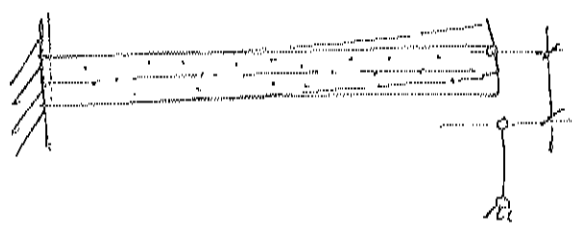
8.2 - Azioni di natura geometrica (ad esempio coazioni)

Ancora con la struttura principale di fig. 10.b, poichè sotto una azione geometrica costante applicata alla parte c (ad esempio, un cedimento lineare  $K = \text{cost.}$  del suo vincolo d'incastro), il coefficiente d'influenza "esterno" al tempo  $t$  vale:

$$\delta_{10c}(t, t_0) = \delta_{10c} = \text{cost.},$$

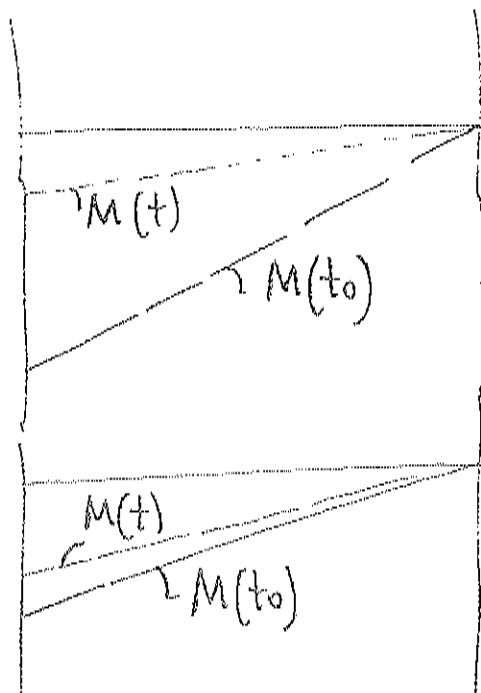
l'equazione di congruenza fornirà ancora la (25) con al secondo membro  $X_{1e_0}(t)$  semplicemente.

Considerando la situazione di fig. 13, si hanno i diagrammi dei momenti flettenti ivi rappresentati.



forramento  $k = \text{cost.}$   
applicato in  $t_0$

vincolo rigido  
 $D=1$

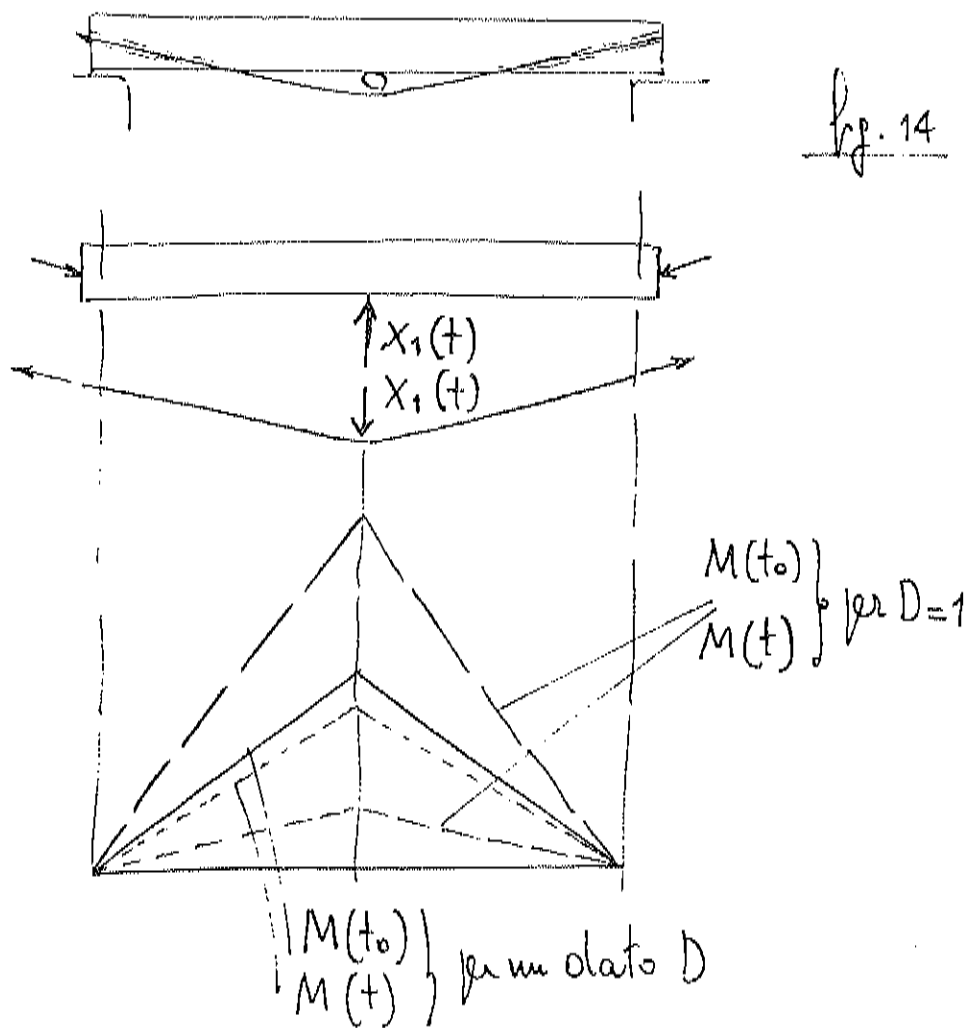


per un dato  
 $D$

Fig. 13

Tali andamenti sono conseguenza del fatto che la reazione iperstatica è sempre decrescente nel tempo, in percentuale crescente al crescere di  $D$ . Cioè, in modo equivalente, la dissipazione della coazione applicata è in percentuale tanto minore quanto più il vincolo  $s$  è deformabile, ossia  $D$  piccolo.

Una situazione tensionale che può avvenire per la struttura di fig. 12 è ad esempio la coazione  $X_1$  generata dal cavo al tempo  $t_0$ . In fig. 14 sono rappresentati gli andamenti dei momenti flettenti nella trave.



Nella coazione esercitata attraverso un vincolo deformabile, la dissipazione risulta in percentuale decrescente al decrescere di  $D$ . Pertanto, se si vuole ottenere il risultato favorevole di avere basse dissipazioni occorre che il vincolo elastico sia molto deformabile (grandi valori di  $\delta_{115}$  in rapporto a  $\delta_{11c}$ ).

Con la forma d'invecchiamento 16), è facile dimostrare che la soluzione  $X_1(t)$  si scrive:

$$X_1(t) = X_{1e} \cdot e^{-D \varphi_{ff} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]},$$

il cui confronto con la soluzione 17) trovata per la  $r(t, t_0)$  mostra chiaramente l'importante ruolo giocato da  $D$ . Per valori di  $D$  assai piccoli ( $\delta_{115}$  molto grande, vincolo elastico molto deformabile) il fattore di smorzamento esponenziale tende all'unità garantendo la conservazione nel tempo della coazione  $X_{1e}$  applicata inizialmente.

9 - VINCOLI POSTICIPATI

Il problema si pone naturalmente solo per le azioni di natura statica, giacchè se le azioni applicate alla parte c sono di natura geometrica, prima della messa in opera del vincolo s non si hanno stati tensionali e quindi non possono destarsi fenomeni viscosi per le azioni esistenti prima del vincolo s.

La congruenza in t si scriverà con l'usuale simbologia (il tempo iniziale per la  $X_1$  è quello  $t_0^*$  di messa in opera del vincolo):

$$26) \quad X_1(t_0^*) \delta_{11c}(t_0^*) E_c(t_0^*) f(t, t_0^*) + \int_{t_0^*}^t dX_1(\tau) \delta_{11c}(\tau) E_c(\tau) f(t, \tau) + \\ + X_1(t_0^*) \delta_{11s} + \int_{t_0^*}^t dX_1(\tau) \cdot \delta_{11s} + \\ + \delta_{10c}(t_0) E_c(t_0) f(t, t_0) - \delta_{10c}(t_0) E_c(t_0) f(t_0^*, t_0) = 0,$$

con la condizione iniziale  $X_1(t_0^*) = 0$ .

Al solito, dividendo per  $\delta_{11c}(t_0^*) + \delta_{11s}$  e considerando il parametro d'accoppiamento in  $t_0^*$ , ossia:

$$D(t_0^*) = \frac{\delta_{11c}(t_0^*)}{\delta_{11c}(t_0^*) + \delta_{11s}},$$

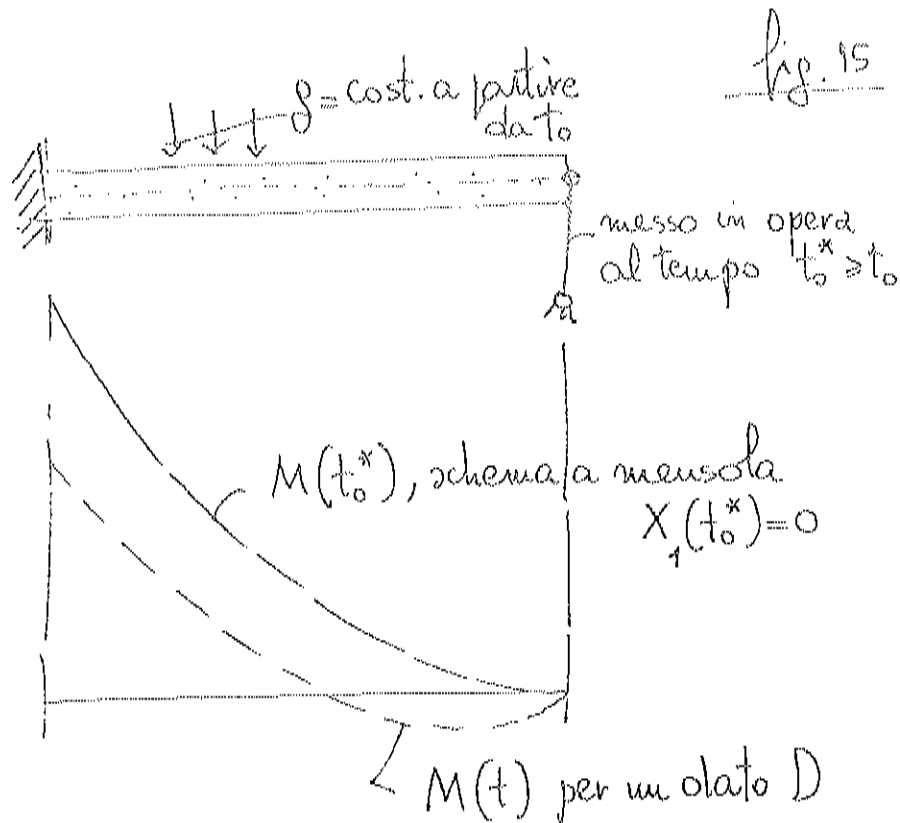
la precedente 26) si scrive (si confronti utilmente con la 25) :

$$27) \quad X_1(t_0^*) \cdot [D(t_0^*) E_c(t_0^*) f(t, t_0^*) + (1 - D(t_0^*))] + \\ + \int_{t_0^*}^t dX_1(\tau) \cdot [D(t_0^*) E_c(t_0^*) f(t, \tau) + (1 - D(t_0^*))] = \\ = X_{1e}(t_0^*) [E_c(t_0^*) f(t, t_0) - E_c(t_0^*) f(t_0^*, t_0)],$$

$$\text{con } X_{1e}(t_0^*) = \frac{-\delta_{10c}(t_0^*)}{\delta_{11c}(t_0^*) + \delta_{11s}}.$$

Considerando quale caso pratico, la situazione strutturale di figura 15. L'andamento dei diagrammi dei momenti segnalano la messa in carico del vincolo s aggiunto al tempo  $t_0^*$ .

La  $X_1(t)$  risulta crescente nel tempo in percentuale crescente al crescere di D.



Si ha così la manifestazione di quel principio, chiamato di "riacquistato del regime principale", tanto caro ai prefabbricatori in quanto anche per i carichi antecedenti al tempo  $t_0^*$  tende a stabilirsi nella struttura quello stato tensionale che ivi si avrebbe qualora il vincolo esistesse sin già dall'inizio.

Ciò consente quindi di raggiungere lo schema statico definitivo attraverso schemi successivi facendo sì che anche per le azioni applicate in precedenza sia principalmente lo schema definitivo quello resistente di riferimento per il calcolo delle sollecitazioni.

Con la forma d'invecchiamento 16), la soluzione della 27) si scrive, con i simboli usuali:

$$X_1(t) = \frac{X_{1e}}{D} \left[ 1 - e^{-D\varphi_{ff}(\beta_f(t) - \beta_f(t_0^*))} \right], \text{ o anche:}$$

$$X_1(t) = X_{1e} \eta_{ij} \left[ 1 - e^{-D\varphi_{ff}(\beta_f(t) - \beta_f(t_0^*))} \right],$$

dalla quale, per  $\beta_f(t) - \beta_f(t_0^*) \rightarrow 1$  (anticipate messe in opera del vincolo e fenomeno viscoso esaurito), può ottenersi il massimo "caricamento":

$$\max X_1 \rightarrow X_{1e} \eta_{ij} \cdot (1 - e^{-D\varphi_{ff}}).$$

Nelle strutture omogenee (o, in modo equivalente, a vincolo rigido,  $D = 1$ ) si ottiene al limite (scrivendo più genericamente  $X_{1e}$  al posto di  $X_{1e} \eta_{ij}$ ):

$$\max X_1 \rightarrow X_{1e},$$

che prova appunto il principio di riacquisto del regime principale.

Si noti che la soluzione ora trovata, scritta per  $t_0^* = t_0$ , sommata a quella

relativa al caso di vincolo preesistente sotto azioni di natura geometrica, fornisce proprio la soluzione relativa al caso di vin-

colo preesistente sotto azioni di natura statica (che si scrive in-

fatti,  $X_{1e} \eta_{ij} \left[ 1 - e^{-D\varphi_{ff}(\beta_f(t) - \beta_f(t_0))} \right] + X_{1e} e^{-D\varphi_{ff}(\beta_f(t) - \beta_f(t_0))}$ .



Ciò può essere intuito se si pone mente al fatto che quest'ultima soluzione (vincolo preesistente, azioni statiche) può essere raggiunta pensando il vincolo come posticipato, ma applicando alla struttura iperstatica sempre al tempo  $t_0$  una "distorsione" in  $1$  di valore uguale allo spostamento  $\delta_{10c}$  e diretta verso l'alto per tener conto che nel vincolo preesistente effettivo lo spostamento dell'estremo  $1$  non poteva liberamente avvenire.

Si è voluta fare questa annotazione per invitare a pensare che tra le diverse soluzioni, anche nel caso più generale di descrizione del comportamento del materiale, debbano esistere precise correlazioni, talchè dovrebbe essere assai vantaggioso determinare le soluzioni singolari per alcune tipiche equazioni risolventi del problema elasto-viscoso.

Ciò è quanto sarà mostrato successivamente dal prof. Mola, assieme alla presentazione della classica soluzione algebrizzata, nelle sue diverse possibilità.

VISCOSITA' E RITIRO:  
SOLUZIONE ALGEBRIZZATA, APPLICAZIONI CONCRETE

FRANCO MOLA  
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Politecnico di Milano*



## 1. Premessa

La analisi di strutture a comportamento elastoviscoso lineare, soggette ad azioni di natura statica, di natura geometrica o in presenza di cambiamento dello schema strutturale, conduce alla scrittura di equazioni integrali di Volterra la cui soluzione è in genere alquanto complessa.

In via del tutto generale può affermarsi che una corretta procedura per l'analisi delle strutture elasto-viscose deve soddisfare ai due requisiti seguenti:

- rappresentazione del comportamento del materiale mediante leggi costitutive realistiche ed oggettive;
- risoluzione delle equazioni integrali di Volterra che reggono il problema mediante appropriati algoritmi.

Per quanto riguarda il primo requisito non vi è che da fare ricorso a leggi costitutive di comprovata validità sperimentale, oppure adottare formulazioni contenute in Codici o documenti normativi, (vedasi ad esempio /1/,/2/), la cui affidabilità e precisione sono pienamente soddisfacenti ai fini pratici. Nondimeno, sia la vasta panoramica dei risultati sperimentali che le formulazioni presentate nei Codici fanno riferimento a prove di viscosità, nelle quali è nota la tensione applicata al materiale e pertanto attraverso di esse viene definita la funzione di viscosità  $f(t,\tau)$ , mentre la funzione di rilassamento  $r(t,\tau)$ , che costituisce per così dire l'inversa della  $f(t,\tau)$ , deve essere dedotta per via analitica, risolvendo l'equazione integrale di Volterra che correla fra loro le funzioni  $f$  ed  $r$ , /3/.

Relativamente al secondo requisito, si hanno tre livelli operativi, caratterizzati da differenti gradi di precisione. Il primo di tali livelli è denominato Metodo Generale ed è essenzialmente costituito da un algoritmo numerico per mezzo del quale è possibile risolvere con un grado di precisione comunque stretto le equazioni integrali che reggono il problema. Per la pratica applicazione del metodo, data la sensibile laboriosità computazionale che lo caratterizza, risulta necessario mettere a punto specifici programmi di calcolo automatico.

Il secondo livello operativo, dal quale discendono i cosiddetti Metodi Algebrizzati, è caratterizzato dall'introduzione dell'ipotesi di considerare la deformazione totale del materiale elasto-viscoso quale funzione lineare del coef-

ficiente di viscosità. In tal modo le equazioni integrali di Volterra si riducono a relazioni algebriche lineari di facile risolubilità. La pratica applicazione del metodo risulta pertanto agevole e l'affidabilità dei risultati è in genere buona e ciò tanto più quanto la reale deformazione del materiale elastoviscoso risulta ben approssimabile mediante una forma lineare nel coefficiente di viscosità.

Il terzo livello operativo, dal quale derivano i metodi facenti capo a modelli di comportamento semplificati, è caratterizzato dalla adozione di particolari funzioni di viscosità per descrivere il comportamento del conglomerato. In tal modo le equazioni integrali di Volterra possono essere ricondotte ad equazioni differenziali, la cui soluzione risulta in molti casi facilmente perseguibile. Appartengono a questo livello operativo i procedimenti di analisi basati sulla applicazione dei modelli ereditari e di invecchiamento, i quali, seppur troppo grossolani per poter interpretare con sufficiente accuratezza le deformazioni viscosi del conglomerato, godono tuttavia dell'importante prerogativa che le soluzioni da essi fornite definiscono i limiti superiore ed inferiore entro i quali si colloca la reale soluzione. Per questo motivo, insieme al fatto di essere caratterizzato da una notevole semplicità di impiego, il terzo livello operativo è spesso utilizzato nelle calcolazioni pratiche.

Una disamina dettagliata dei metodi sopra accennati e delle loro caratteristiche fondamentali, insieme ad alcuni esempi di applicazione e confronto è riportata in /4/.

Nella presente lezione, dopo la trattazione del problema della risoluzione delle equazioni integrali di Volterra mediante i metodi ora indicati, si effettuerà l'analisi delle strutture in conglomerato omogenee in presenza di vincoli elastici, soggette ad azioni statiche (forze), ad azioni geometriche (distorsioni) o a cambiamenti di schema statico. Le situazioni strutturali che vengono così ad individuarsi si prestano assai bene per l'analisi dello stato di sforzo e deformazione in strutture riparate mediante la tecnica delle coazioni impresse e possono essere assunte quali casi tipici per la discussione e l'analisi delle proprietà fondamentali delle soluzioni che caratterizzano tali strutture. Allo scopo di rendere più snella la trattazione verranno prese in considerazione le strutture omogenee con un solo vincolo elastico, la cui reazione costitui-

sce l'unica incognita del problema. La generalizzazione ai problemi a più incognite è riportata in /5/, /6/, /7/, ove è pure messa a punto e mostrata in dettaglio la procedura di calcolo che prevede l'adozione delle funzioni di rilassamento ridotte, le quali interpretano in maniera sintetica e particolarmente espressiva il comportamento delle strutture omogenee con vincoli elastici.

## 2. Risoluzione delle equazioni integrali di Volterra

Data l'equazione integrale di Volterra nell'incognita  $X(t)$ :

$$X(t_0) f(t, t_0) + \int_{t_0}^t dX(\tau) f(t, \tau) = g(t) \quad (1)$$

essendo  $f(t, \tau)$  la funzione di viscosità e  $g(t)$  una funzione nota del tempo, la risoluzione della (1), in virtù del principio di sovrapposizione si può scrivere nella forma

$$X(t) = g(t_0) r(t, t_0) + \int_{t_0}^t dg(\tau) r(t, \tau) \quad (2)$$

ove  $r(t, \tau)$  è il risolvente della equazione (1), soddisfacente l'equazione integrale

$$r(\tau, \tau) f(t, \tau) + \int_{\tau}^t \partial r(t', \tau) / \partial t' f(t, t') dt' = 1 \quad (3)$$

Come è noto, in ossequio ai fondamenti teorici della viscoelasticità lineare, per le funzioni  $f$  ed  $r$  può scriversi

$$f(t, \tau) = (1 + \phi(t, \tau)) / E_c(\tau) \quad (4)$$

$$r(t, \tau) = (1 - \rho(t, \tau)) E_c(\tau)$$

essendo  $\phi(t, \tau)$  e  $\rho(t, \tau)$  rispettivamente i coefficienti di viscosità e di rilassamento.

Valgono inoltre le relazioni

$$\partial f(t, \tau) / \partial \tau \leq 0 \quad (5)$$

$$\partial f(t, \tau) / \partial t \geq 0$$

$$\partial r(t, \tau) / \partial \tau \geq 0 \quad (6)$$

$$\partial r(t, \tau) / \partial t \leq 0$$

$$\phi(t, t) = 0 \quad (7)$$

$$\rho(t, t) = 0$$

onde risulta

$$\begin{aligned} f(t, t) &= 1/E_c(t) \\ r(t, t) &= E_c(t) \end{aligned} \quad (8)$$

e quindi

$$f(t, t) = 1/r(t, t) \quad (9)$$

La (1), in corrispondenza a forme particolari della funzione  $g(t)$  ammette soluzioni evidenti.

Ad esempio, per  $g(t)=1$ ;  $g(t)=f(t, t_0)$ ;  $g(t)=\phi(t, t_0)$ , si ottiene immediatamente:

$$g(t)=1; \quad X(t)=r(t, t_0) \quad (10)$$

$$g(t)=f(t, t_0); \quad X(t)=1 \quad (11)$$

$$g(t)=\phi(t, t_0)=E_c(t_0)f(t, t_0)-1; \quad X(t)=E_c(t_0)-r(t, t_0) \quad (12)$$

Quale combinazione dei casi precedenti, se risulta

$$g(t)=k_1 + k_2\phi(t, t_0) \quad (13)$$

la soluzione della (1), in virtù delle (10) e (12) diviene

$$X(t) = k_1 r(t, t_0) + k_2 (E_c(t_0) - r(t, t_0)) = k_2 E_c(t_0) + (k_1 - k_2) r(t, t_0) \quad (14)$$

La applicazione della formula risolutiva (2) richiede la conoscenza del risolvete e quindi la preventiva risoluzione dell'equazione integrale di Volterra (3). Per tale risoluzione è possibile applicare il Metodo Generale, suddividendo l'intervallo di tempo  $t-t$  in  $k$  sottointervalli mediante  $k+1$  tempi di suddivisione  $t'_i$  ( $t'_1=t$ ;  $t'_{k+1}=t$ ) ed applicando la regola dei trapezi all'integrale che compare nella (3).

In tal modo la (3) assume la forma

$$r(t'_1, t'_1) f(t, t'_1) + \sum_{i=2}^k \Delta r_i (f(t, t'_{i-1}) + f(t, t'_i)) / 2 = 1 \quad (15)$$

avendo posto

$$\Delta r_i = r(t'_i, t'_i) - r(t'_{i-1}, t'_i) \quad (16)$$

Applicando in modo ricorrente la (15) si ottengono i valori  $\Delta r_i$  degli incrementi successivi della funzione  $r(t, t)$  e quindi la funzione stessa che permette l'utilizzo della formula risolutiva (2).

La risoluzione della (1) mediante i Metodi Algebrizzati comporta l'ipotesi che la funzione  $g(t)$  sia esprimibile nella forma (13). In tal caso la  $X(t)$  è data dalla (14) ed in particolare risulta

$$X(t_0) = k_1 E_c(t_0) \quad (17)$$

$$X(t) - X(t_0) = (k_1 - k_2) (r(t, t_0) - E_c(t_0)) \quad (18)$$

Dalla (1), attesa l'espressione (13) di  $g(t)$  e ricordata la (17), si ottiene

$$\int_{t_0}^t dX(\tau) f(t, \tau) = k_1 + k_2 \phi(t, t_0) - k_1 - k_1 \phi(t, t_0) = -(k_1 - k_2) \phi(t, t_0) \quad (19)$$

ovvero, tenendo conto della (18) alla (2) può darsi la forma

$$X(t_0) f(t, t_0) + (X(t) - X(t_0)) \phi(t, t_0) / (E_c(t_0) - r(t, t_0)) = k_1 + k_2 \phi(t, t_0) \quad (20)$$

ed introdotto il coefficiente

$$\chi(t, t_0) = 1 / (1 - r(t, t_0) / E_c(t_0)) - 1 / \phi(t, t_0) \quad (21)$$

la (20) diviene in definitiva

$$\begin{aligned} X(t_0) (1 + \phi(t, t_0)) / E_c(t_0) + (X(t) - X(t_0)) (1 + \chi(t, t_0) \phi(t, t_0)) / E_c(t_0) = \\ = k_1 + k_2 \phi(t, t_0) \end{aligned} \quad (22)$$

Si osservi che la relazione algebrica lineare (22) nell'incognita  $X(t)$  è esatta qualunque sia il valore delle due costanti  $k_1$  e  $k_2$ . Qualora la funzione  $g(t)$  non sia esprimibile nella forma (13), la relazione (22) diviene approssimata e può scriversi nel modo seguente

$$X(t) / E_c^*(t, t_0) + X(t_0) \phi(t, t_0) (1 - \chi(t, t_0)) / E_c(t_0) = g(t) \quad (23)$$

avendo posto

$$E_c^*(t, t_0) = E_c(t_0) / (1 + \chi(t, t_0) \phi(t, t_0)) \quad (24)$$

La soluzione approssimata della equazione integrale di Volterra (1) diviene dunque

$$X(t) = E_c^*(t, t_0) (g(t) - X(t_0) \phi(t, t_0) (1 - \chi(t, t_0)) / E_c(t_0)) \quad (25)$$

Ricorrendo ai metodi facenti capo ai modelli semplificati, il risolvete, soluzione della (3) può essere determinato immediatamente. Ad esempio, facendo riferimento al modello di invecchiamento per il quale può assumersi la funzione di viscosità

$$f(t, \tau) = (1 + \phi(t) - \phi(\tau)) / E_c \quad (26)$$

derivando la (3) rispetto a  $t$ , dopo avere introdotto la (26) si ottiene

$$r(\tau, \tau) \partial f(t, \tau) / \partial t + \partial r(t, \tau) / \partial t E_c^{-1} + \int_{t_0}^t \partial r(t', \tau) / \partial t' \partial \phi(t) / \partial t E_c^{-1} dt' = 0 \quad (27)$$

e quindi



$$r(t, \tau) \frac{\partial \phi(t)}{\partial t E_c^{-1}} + \frac{\partial r(t, \tau)}{\partial t E_c^{-1}} + (x(t, \tau) - r(t, \tau)) \frac{\partial \phi(t)}{\partial t E_c^{-1}} = 0 \quad (28)$$

ovvero

$$\frac{\partial r(t, \tau)}{\partial t} + r(t, \tau) \frac{\partial \phi(t)}{\partial t} = 0 \quad (29)$$

Dividendo entrambi i membri della (29) per  $\frac{\partial \phi(t)}{\partial t}$ , nella variabile ausiliaria  $\phi(t)$  risulta la seguente equazione differenziale per la funzione  $r$

$$\frac{\partial r(\phi)}{\partial \phi} + r(\phi) = 0 \quad (30)$$

avente soluzione

$$r(\phi) = C e^{-\phi(t)} \quad (31)$$

e la condizione iniziale

$$r(\phi(\tau)) = C e^{-\phi(\tau)} = E_c \quad (32)$$

cosicchè si ottiene immediatamente

$$r(t, \tau) = E_c e^{-(\phi(t) - \phi(\tau))} \quad (33)$$

e la (2) risulta di semplice applicazione.

Sulla base di quanto si è visto, si possono fare le seguenti osservazioni.

Se si adotta il Metodo Generale, la applicazione della soluzione (2) richiede la risoluzione in forma numerica dell'equazione integrale (3) ed occorre inoltre procurarsi i valori del risolvete  $r(t, \tau)$  per ogni coppia di valori  $t, \tau$  ( $\tau < t$ ), il che si persegue risolvendo la (15) al variare di  $t$  e  $\tau$ .

L'applicazione dei Metodi Algebrizzati richiede ancora la risoluzione della (3) ma per un solo valore di  $\tau$  e precisamente per  $\tau = t_0$ , cosicchè l'onere computazionale risulta assai ridotto, non dovendosi fra l'altro effettuare l'integrale che compare a secondo membro della (2).

Ricorrendo infine al modello semplificato di invecchiamento, il risolvete ha l'espressione (33) e può essere direttamente impiegato per la calcolazione dell'integrale a secondo membro della (2).

### 3. Strutture omogenee con vincoli elastici

#### 3.1. Vincolo preesistente, azioni statiche

Si consideri la struttura di fig. 1a, soggetta alle azioni statiche  $P_i$  costanti nel tempo ed applicate a partire dall'istante  $t_0$ .

Assunta la struttura principale di fig. 1b, l'equazione di congruenza nel punto A al tempo  $t$  si scrive

$$\eta_{X_1}^C(t) + \eta_{X_1}^S(t) + \eta_O^C(t) = 0 \quad (34)$$

avendo indicato rispettivamente con

$\eta_{X_1}^C(t)$  lo spostamento dell'estremo dell'asta prodotto dalla azione iperstatica  $X_1(t)$  nella sua direzione, con  $\eta_{X_1}^S(t)$  l'analogo del vincolo elastico e con  $\eta_O^C(t)$  lo spostamento dell'estremo

dell'asta in direzione di  $X_1(t)$  prodotto dalle azioni  $P_i$ .

Nell'ipotesi di costanza nel tempo del coefficiente di Poisson, per gli spostamenti  $\eta$  valgono le relazioni, /8/:

$$\eta_{X_1}^C(t) = X_1(t_0) \delta_{11c}(t_0) f(t, t_0) E_c(t_0) + \int_{t_0}^t dX_1(\tau) \delta_{11c}(\tau) f(t, \tau) E_c(\tau) \quad (35)$$

$$\eta_{X_1}^S(t) = X_1(t) \delta_{11s} \quad (36)$$

$$\eta_O^C(t) = \delta_{10c}(t_0) f(t, t_0) E_c(t_0) \quad (37)$$

ove  $\delta_{11c}(t_0)$ ,  $\delta_{11c}(\tau)$  rappresentano i coefficienti di influenza elastici della trave calcolati al tempo  $t_0$  ed al tempo  $\tau$ ,  $\delta_{11s}$  è il coefficiente di influenza del vincolo elastico e  $\delta_{10c}(t_0)$  è quello delle azioni  $P_i$  calcolato al tempo  $t_0$ .

Poichè all'istante iniziale  $t=t_0$  la struttura si comporta elasticamente, detta  $X_{1e}(t_0)$  la reazione del vincolo a tale tempo, si ha la relazione di congruenza elastica

$$X_{1e}(t_0) (\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}) + \delta_{10c}(t_0) = 0 \quad (38)$$

da cui

$$X_{1e}(t_0) = -\delta_{10c}(t_0) / (\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}) \quad (39)$$

Introdotte le (35), (36), (37) nella (34), tenendo presente la (38) e definito il parametro di accoppiamento

$$D = \delta_{11c}(t_0) / (\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}) \quad (40)$$

si ottiene la seguente equazione integrale di Volterra nell'incognita  $X_1(t)$

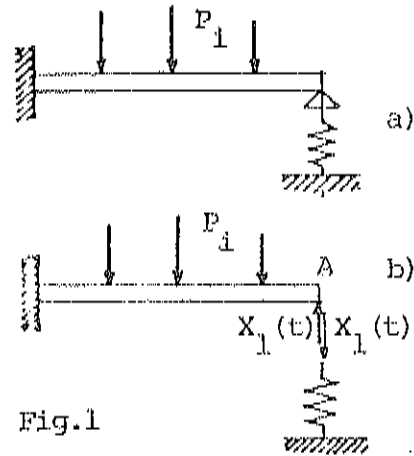


Fig. 1

$$X_1(t_0) (Df(t, t_0) E_c(t_0) + 1 - D) + \int_{t_0}^t dx_1(\tau) (Df(t, \tau) E_c(t_0) + 1 - D) = X_{le}(t_0) E_c(t_0) f(t, t_0) \quad (41)$$

Dividendo per  $(1-D)$  ed introdotta la funzione di viscosità variata

$$f^*(t, \tau) = (1 + D/(1-D)) f(t, \tau) E_c(t_0) / E_c(t_0) \quad (42)$$

la (41) assume la forma definitiva

$$X_1(t_0) f^*(t, t_0) + \int_{t_0}^t dx_1(\tau) f^*(t, \tau) = X_{le}(t_0) (f^*(t, t_0) - 1 / E_c(t_0)) / D \quad (43)$$

### 3.2 Vincolo preesistente, azioni geometriche

Con riferimento alla struttura di fig.2a, soggetta alle azioni geometriche  $\theta_i$  costanti nel tempo, applicate a partire dall'istante  $t_0$  ed al suo schema isostatico di fig.2b, l'equazione di congruenza nel punto A al tempo  $t$  nonchè gli spostamenti  $\eta_{X_1}^c(t)$ ,  $\eta_{X_1}^s(t)$  sono ancora espressi dalle (34), (35), (36), mentre il termine  $\eta_0^c(t)$  relativo alle azioni geometriche applicate vale semplicemente

$$\eta_0^c(t) = \delta_{10c} \quad (44)$$

poichè le azioni geometriche non provocano tensioni nella struttura isostatica e non danno quindi luogo ad incrementi viscosi degli spostamenti.

In fase elastica la (39) continua a valere e pertanto l'introduzione delle (35), (36), (44) nella (34), tenendo conto delle (40) e (42) conduce a scrivere la seguente equazione integrale di Volterra nell'incognita  $X_1(t)$

$$X_1(t_0) f^*(t, t_0) + \int_{t_0}^t dx_1(\tau) f^*(t, \tau) = X_{le}(t_0) / (E_c(t_0) (1-D)) \quad (45)$$

### 3.3 Vincolo preesistente, azione geometrica affine alla viscosità

Un caso molto importante per i suoi riflessi pratici è quello in cui le azioni geometriche variano nel tempo in modo affine al coefficiente di viscosità, secondo una legge del tipo

$$\theta_i(t) = \theta_i(\omega) \phi(t, t_0) / \phi(\omega, t_0) \quad (46)$$

In tal caso la (44) diviene

$$\eta_0^c(t) = \delta_{10c} (\omega) \phi(t, t_0) / \phi(\omega, t_0) \quad (47)$$

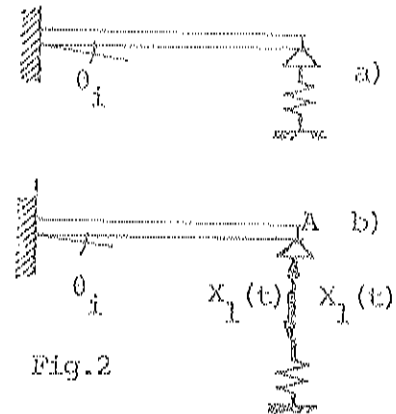


Fig.2

ed introdotto il valore elastico asintotico  $X_{1e}(\infty)$  della reazione del vincolo elastico, dato dalla relazione

$$X_{1e}(\infty) = -\delta_{10c}(\infty) / (\delta_{11c}(t_0) + \delta_{11s}) \quad (48)$$

la (45) assume la forma

$$X_1(t_0) f^*(t, t_0) + \int_{t_0}^t dX_1(\tau) f^*(t, \tau) = X_{1e}(\infty) (\phi(t, t_0) / \phi(\infty, t_0)) / (E_c(t_0) (1-D)) \quad (49)$$

### 3.4 Vincolo posticipato, azioni statiche

Si consideri la struttura di fig.3a, inizialmente isostatica e soggetta alle azioni statiche  $P_i$  costanti nel tempo, applicate a partire dall'istante  $t_0$ .

All'istante  $t_0^* \geq t_0$ , si disponga in A

(fig.3b), il vincolo elastico di estremità, che impedendo le libere deformazioni viscosse del punto A, viene via via caricandosi nel tempo, applicando alla trave una reazione iperstatica  $X_1(t)$ .

Assunta per  $t \geq t_0^*$  la struttura principale di fig.3c, l'equazione di congruenza in A al tempo  $t$  si scrive

$$\eta_{X_1}^c(t) + \eta_{X_1}^s(t) + \eta_0^c(t) - \eta_0^c(t_0^*) = 0 \quad (50)$$

ovè con ovvio significato dei simboli risulta

$$\eta_{X_1}^c(t) = X_1(t_0^*) \delta_{11c}(t_0^*) f(t, t_0^*) E_c(t_0^*) + \int_{t_0^*}^t dX_1(\tau) \delta_{11c}(\tau) f(t, \tau) E_c(\tau) \quad (51)$$

$$\eta_{X_1}^s(t) = X_1(t) \delta_{11s} \quad (52)$$

$$\eta_0^c(t) = \delta_{10c}(t_0) f(t, t_0) E_c(t_0) \quad (53)$$

$$\eta_0^c(t_0^*) = \delta_{10c}(t_0) f(t_0^*, t_0) E_c(t_0) \quad (54)$$

Indicata con  $X_{1e}(t_0^*)$  la reazione del vincolo aggiuntivo, calcolata elasticamente, se tale vincolo fosse preesistente alle azioni applicate, si ha

$$X_{1e}(t_0^*) = -\delta_{10c}(t_0^*) / (\delta_{11c}(t_0^*) + \delta_{11s}) \quad (55)$$

ed introdotte le (51), (52), (53), (54) nella (50), dopo qualche passaggio si ricava la seguente equazione integrale nell'incognita  $X_1(t)$

$$X_1(t_0^*) f^*(t, t_0^*) + \int_{t_0^*}^t dX_1(\tau) f^*(t, \tau) = X_{1e}(t_0^*) (f^*(t, t_0) - f^*(t_0^*, t_0)) / D \quad (56)$$

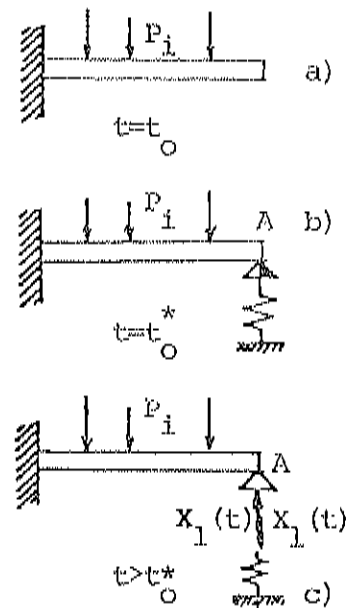


Fig.3

dalla quale, come caso particolare per  $t_0^* = t_0$  discende l'equazione

$$X_1(t_0) f^*(t, t_0) + \int_{t_0}^t dx_1(t) f^*(t, \tau) = X_{1e}(t_0) (f^*(t, t_0) - 1 / (E_c(t_0) (1-D))) / D \quad (57)$$

Si osservi che nella (56), poiché l'azione  $X_1(t)$  è applicata a partire da  $t_0^*$ , il parametro  $D$  va ricavato dalla (40) ponendovi  $\delta_{llc}(t_0^*)$  al posto di  $\delta_{llc}(t_0)$ .

#### 4. Determinazione delle reazioni iperstatiche

##### 4.1 Metodo Generale, funzioni di rilassamento ridotte

La soluzione delle equazioni integrali (43), (45), (49), (56) o (57) che governano i problemi studiati può essere facilmente perseguita ricordando quanto affermato in 2. Infatti nelle equazioni integrali anzidette il primo membro è identico a quello della (1) con la sola sostituzione di  $f(t, \tau)$  con  $f^*(t, \tau)$ , mentre a secondo membro compaiono termini costanti oppure la funzione  $f^*$  stessa.

Indicato pertanto con  $r^*(t, \tau)$  il risolvete comune delle equazioni integrali, soluzione dell'equazione

$$r^*(t, \tau) f^*(t, \tau) + \int_{\tau}^t \partial r^*(t', \tau) / \partial t' f^*(t, t') dt' = 1 \quad (58)$$

che chiameremo funzione di rilassamento ridotta, le soluzioni delle (43), (45), (49), (56) si scrivono rispettivamente

$$X_1(t) = X_{1e}(t_0) (1 - r^*(t, t_0) / E_c(t_0)) / D \quad (59)$$

$$X_1(t) = X_{1e}(t_0) r^*(t, t_0) / (E_c(t_0) (1-D)) \quad (60)$$

$$X_1(t) = X_{1e}(\infty) (1 - r^*(t, t_0) / (E_c(t_0) (1-D))) / (D \phi(\infty, t_0)) \quad (61)$$

$$X_1(t) = (X_{1e}(t_0^*) / D) \int_{t_0^*}^t (\partial f^*(\tau, t_0) / \partial \tau) r^*(t, \tau) d\tau \quad (62)$$

Nel caso particolare  $t_0^* = t_0$ , ricordando la relazione integrale esistente fra la  $f^*$  e la  $r^*$ , /3/, e che per  $t = t_0$  risulta per la (9) e la (42)

$$r^*(t_0, t_0) = 1 / f^*(t_0, t_0) = 1 / (E_c(t_0) (1-D)) \quad (63)$$

la (62), che in questo caso fornisce la soluzione della (57) diviene

$$X_1(t) = X_{1e}(t_0) (1 - r^*(t, t_0) / (E_c(t_0) (1-D))) / D \quad (64)$$

Indichiamo ora con  $X_{1er}$  la reazione calcolata in fase elastica che si avrebbe se il vincolo fosse rigido, cui per la (40) corrisponde il valore  $D=1$

Fra la reazione  $X_{1e}$  calcolata considerando la deformabilità del vincolo elastico e la  $X_{1er}$  corrispondente al vincolo rigido sussiste la relazione

$$X_{1er} = X_{1e} / D \quad (65)$$

pertanto, indicate rispettivamente con  $X_{ler}^P(t_0)$ ,  $X_{ler}^G(t_0)$ ,  $X_{ler}^\phi(\infty)$ ,  $\bar{X}_{ler}^P(t_0)$  le reazioni calcolate in fase elastica del vincolo supposto rigido nei quattro casi esaminati, in virtù del principio di sovrapposizione, in presenza di tutte e quattro le situazioni di vincolo e di azioni precedentemente studiate la reazione risultante del vincolo elastico vale

$$\begin{aligned} \Sigma X_1(t) = & X_{ler}^P(t_0) (1-r^*(t, t_0)/E_c(t_0)) + X_{ler}^G(t_0) Dr^*(t, t_0)/(E_c(t_0)(1-D)) + \\ & + X_{ler}^\phi(\infty) (1-r^*(t, t_0)/(E_c(t_0)(1-D)))/\phi(\infty, t_0) + X_{ler}^P(t_0) (1-r^*(t, t_0)/(E_c(t_0)(1-D))) \end{aligned} \quad (66)$$

essendosi considerato nel caso di vincolo posticipato il caso particolare  $t_0^* = t_0$ .

Effettuate le posizioni

$$c_p(t, D) = 1 - r^*(t, t_0)/E_c(t_0) \quad (67)$$

$$c_g(t, D) = Dr^*(t, t_0)/(E_c(t_0)(1-D)) \quad (68)$$

$$c_\phi(t, D) = (1 - r^*(t, t_0)/(E_c(t_0)(1-D)))/\phi(\infty, t_0) \quad (69)$$

$$c_p^-(t, D) = 1 - r^*(t, t_0)/(E_c(t_0)(1-D)) \quad (70)$$

si ottiene in definitiva

$$\Sigma X_1(t) = X_{ler}^P(t_0) c_p(t, D) + X_{ler}^G(t_0) c_g(t, D) + X_{ler}^\phi(\infty) c_\phi(t, D) + \bar{X}_{ler}^P(t_0) c_p^-(t, D) \quad (71)$$

e si noti inoltre che, in virtù delle (67), (68), (69), (70) valgono le relazioni

$$c_p(t, D) = 1 - c_g(t, D)(1-D)/D \quad (72)$$

$$c_\phi(t, D) = (1 - c_g(t, D)/D)/\phi(\infty, t_0) \quad (73)$$

$$c_p^-(t, D) = 1 - c_g(t, D)/D \quad (74)$$

Per il calcolo di  $\Sigma X_1(t)$  è pertanto sufficiente conoscere solo la funzione di rilassamento ridotta  $r^*$ , la quale, per la (42) e la (58) dipende dai parametri elasto-viscosi della parte omogenea e dal parametro di accoppiamento D.

#### 4.2 Metodo facente capo a modelli semplificati

Qualora si assuma il modello di invecchiamento per descrivere il comportamento viscoso del conglomerato, il calcolo di  $r^*(t, t_0)$  risulta immediato. Infatti, per tale modello, caratterizzato dalla funzione di viscosità data dalla (26), la funzione di viscosità variata risulta

$$f^*(t, \tau) = (1 + D(\phi(t) - \phi(\tau)))/(E_c(1-D)) \quad (75)$$

e quindi la funzione di rilassamento ridotta può ottenersi direttamente dalla (33) sostituendo  $E_c$  con  $E_c(1-D)$  e  $(\phi(t)-\phi(\tau))$  con  $D(\phi(t)-\phi(\tau))$ .

Si ottiene così

$$r^*(t, \tau) = E_c(1-D)e^{-D(\phi(t)-\phi(\tau))} \quad (76)$$

ovvero, in virtù della (33)

$$r^*(t, \tau) = E_c(1-D) (r(t, \tau)/E_c)^D \quad (77)$$

il che mostra sussistere un legame diretto fra le funzioni  $r^*$  ed  $r$ .

Le (67) \* (70) divengono allora

$$c_p(t, D) = 1 - (1-D) (r(t, t_0)/E_c)^D \quad (78)$$

$$c_g(t, D) = D(r(t, t_0)/E_c)^D \quad (79)$$

$$c_\phi(t, D) = (1 - (r(t, t_0)/E_c)^D) / \phi(\omega, t_0) \quad (80)$$

$$c_p^-(t, D) = 1 - (r(t, t_0)/E_c)^D \quad (81)$$

e la (71) assume la classica forma, /9/:

$$X_1(t) = X_{1er}^P (1 - (1-D)e^{-D(\phi(t)-\phi(t_0))}) + X_{1er}^G D e^{-D(\phi(t)-\phi(t_0))} + \\ + X_{1er}(\omega) (1 - e^{-D(\phi(t)-\phi(t_0))}) / \phi(\omega, t_0) + X_{1er}^{\bar{P}} (1 - e^{-D(\phi(t)-\phi(t_0))}) \quad (82)$$

ove la dipendenza dai valori iniziali delle reazioni del vincolo dall'istante  $t_0$  non sussiste più data la costanza del modulo elastico nel tempo assunta nel modello di invecchiamento.

#### 4.2 Metodi Algebrizzati

In presenza di vincoli preesistenti e di azioni statiche, applicando alle (35) e (37) la formulazione algebrica (23), l'equazione di congruenza (34) si scrive

$$X_1(t) \delta_{1lc}(t_0) (1+\chi(t, t_0)\phi(t, t_0)) + X_1(t_0) \delta_{1lc}(t_0) \phi(t, t_0) (1-\chi(t, t_0)) + \\ + X_1(t) \delta_{1ls} = -\delta_{10c}(t_0) (1+\phi(t, t_0)) \quad (83)$$

e tenendo presenti le (39), (40), tralasciando per brevità di scrittura di indicare la dipendenza di  $\chi$  e di  $\phi$  da  $t$  e da  $t_0$ , dalla (83) si ricava

$$X_1(t) = X_1(t_0) (1+\phi(1-D(1-\chi))) / (1+\chi\phi) = X_{1er}^P(t_0) D(1+\phi(1-D(1-\chi))) / (1+D\chi\phi) \quad (84).$$

Quando alla struttura sono applicate azioni geometriche, per quanto già affermato in 3.2, nella (83) viene a mancare il termine  $(1+\phi)$  moltiplicativo di  $\delta_{10c}(t_0)$ ,

cosicchè l'equazione di congruenza (83) fornisce

$$X_1(t) = X_{1er}^g(t_0) D(1 - D\phi / (1 + D\chi\phi)) \quad (85)$$

Se le azioni geometriche sono affini alla viscosità, tenendo conto della (47) e della (48), dalla (83) si ottiene

$$X_1(t) = X_{1er}^\phi(\infty) D(\phi / \phi(\infty, t_0)) / (1 + D\chi\phi) \quad (86)$$

Infine, in presenza di un vincolo posticipato, nel caso particolare  $t_0^* = t_0$ , il termine moltiplicativo di  $\delta_{10c}(t_0)$  a secondo membro della (83) vale semplicemente  $\phi$  ed inoltre risulta  $X_1(t_0) = 0$ , cosicchè per la (83) si ha

$$X_1(t) = X_{1er}^{\bar{P}}(t_0) D\phi / (1 + D\chi\phi) \quad (87)$$

Per quanto ora visto i fattori  $c_p, c_g, c_\phi, c_p^-$  hanno quindi le espressioni approssimate

$$c_p(t, D) = D(1 + \phi(1 - D)) / (1 + D\chi\phi) \quad (88)$$

$$c_g(t, D) = D(1 - D\phi) / (1 + D\chi\phi) \quad (89)$$

$$c_\phi(t, D) = D(\phi / \phi(\infty, t_0)) / (1 + D\chi\phi) \quad (90)$$

$$c_p^-(t, D) = D\phi / (1 + D\chi\phi) \quad (91)$$

## 5. Calcolo e rappresentazione delle soluzioni.

Numerose calcolazioni ed applicazioni delle soluzioni trovate sono riportate in /6/, /7/. Nel prosieguo verranno mostrate alcune significative proprietà e caratteristiche delle stesse.

Nelle figg. 4+6 sono rappresentate in forma adimensionale le funzioni di rilassamento ridotte calcolate mediante il Metodo Generale, avendo assunto il modello di comportamento ACI, /2/, per descrivere le deformazioni del conglomerato.

Per tale modello la funzione di viscosità è data dalla relazione

$$f(t, \tau) = E_c(\tau)^{-1} (1 + 1.25\tau^{-0.118} \phi(\infty, 7) (t - \tau)^{0.6} / (10 + (t - \tau)^{0.6})) \quad (92)$$

$$E_c(\tau) = E_{28} \tau^{0.5} (4 + 0.85\tau)^{-0.5}$$

ove  $\phi(\infty, 7)$  rappresenta il coefficiente finale di viscosità per messa in carico a  $t_0 = 7$  giorni.

Nelle applicazioni si è assunto  $t_0 = 7$  giorni e  $\phi(\infty, 7) = 2.5; 3.0; 3.5$

Per  $D=1$ , la struttura risulta omogenea e pertanto si ha l'usuale funzione di rilassamento  $r$ , mentre per valori via via più piccoli di  $D$ , acquista sempre più importanza la deformabilità del vincolo elastico, cosicchè il rilassamento strutturale si



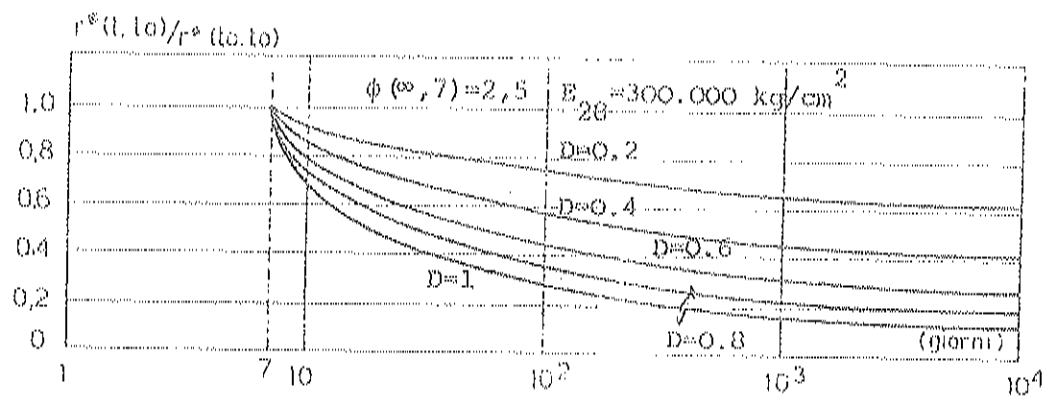


Fig. 4

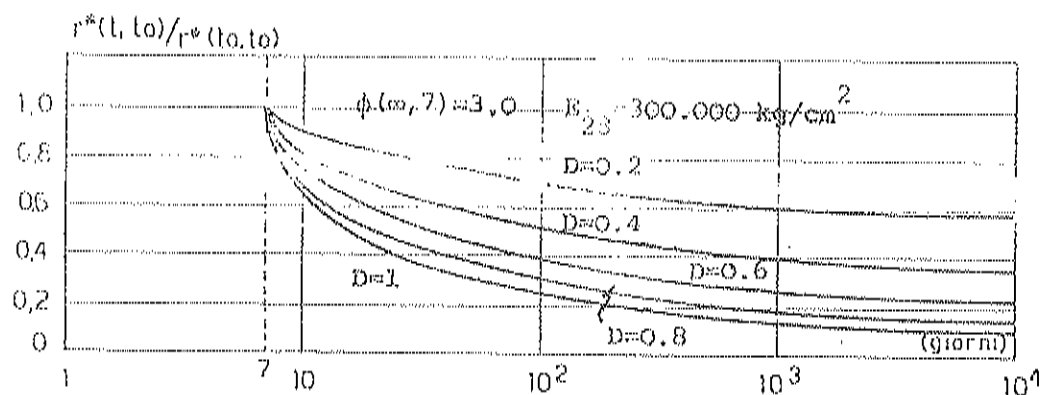


Fig. 5

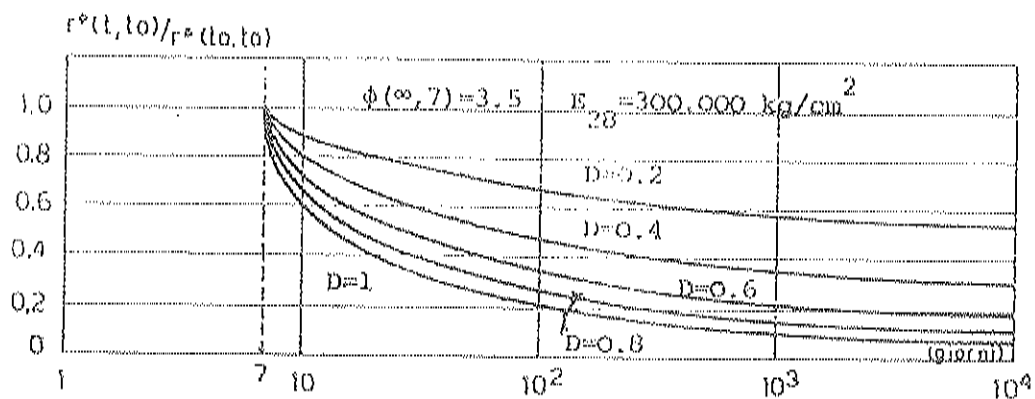


Fig. 6

riduce sempre più e le curve si dislocano verso l'alto al diminuire di  $D$ . Nella fig. 7 appaiono i coefficienti  $c_p$ ,  $c_g$ ,  $c_p^-$ , calcolati per  $t_0=7$  giorni e per  $t=10^4$  giorni (a fenomeni viscosi praticamente esauriti), al variare del parametro di accoppiamento  $D$ . In linea tratteggiata sono riportati i valori calcolati ipotizzando costante ed uguale ad  $E_{28}$  il modulo elastico del conglomerato, inoltre è indicata la bisettrice del quadrante che rappresenta il rapporto tra la soluzione elastica a vincolo deformabile e l'analoga a vincolo rigido.

Si osservi innanzitutto come le soluzioni determinate tenendo conto oppure no della variabilità nel tempo del modulo elastico del conglomerato differiscano veramente poco il che può consigliare ai fini pratici di trascurare tale variabilità.

Il coefficiente  $c_p$  si colloca sempre al di sopra della bisettrice del quadrante e pertanto, in presenza di vincolo preesistente e di azioni statiche la reazione del vincolo aumenta sempre, eccettuati i casi relativi ai valori limite  $D=0$  e  $D=1$  del parametro di accoppiamento, ove tale reazione si mantiene costante nel tempo.

Ciò è evidente poichè per  $D=0$  il vincolo ha deformabilità infinita e quindi la sua reazione risulta sempre nulla, mentre per  $D=1$  il vincolo è rigido e la struttura risulta omogenea e pertanto obbedisce al primo teorema della viscosità lineare, in virtù del quale lo stato di sollecitazione nella struttura si mantiene identico a quello calcolabile in fase elastica.

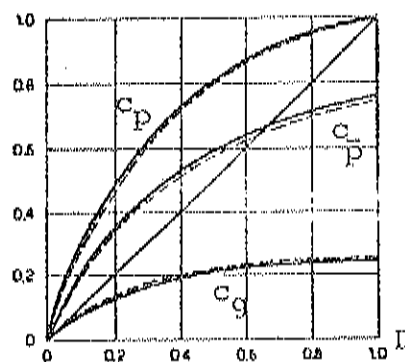


Fig. 7

Al contrario il coefficiente  $c_g$  è sempre al di sotto della bisettrice e ciò tanto più quanto più grande è  $D$ . Ne consegue che lo stato di sollecitazione introdotto mediante l'applicazione di stati di coazione tende ad essere maggiormente dissipato all'aumentare di  $D$ , ovvero quanto più il vincolo è rigido.

Una modesta dissipazione può ottenersi solo operando con piccoli valori di  $D$ , ovvero introducendo nella struttura vincoli molto deformabili.

Infine, in presenza di vincolo posticipato il coefficiente  $c_p^-$  interseca la bisettrice del quadrante e pertanto il valore della reazione del vincolo posticipato può essere maggiore o minore di quello che si avrebbe in fase elastica se il vincolo fosse preesistente alla applicazione dei carichi.

Si osservi infine che, sulla base di quanto affermato dalla (66), l'applicazione di un opportuno forzamento ad un vincolo posticipato può far sì che in tale vincolo la reazione si mantenga costante nel tempo.

Infatti, in presenza di un vincolo posticipato, sede di un forzamento, la (66) fornisce

$$\{X_1(t) = X_{1er}^G(t_0) D r^*(t, t_0) / (E_c(t_0) (1-D)) + X_{1er}^D(t_0) (1-r^*(t, t_0) / (E_c(t_0) (1-D))) \quad (93)$$

e pertanto, se si forza il vincolo posticipato in modo che risulti

$$X_{1er}^G(t_0) D = X_{1er}^D(t_0) \quad (94)$$

dalla (93) si ricava immediatamente

$$X_1(t) = X_{1er}^D(t_0) \quad (95)$$

cosicchè la reazione nel vincolo elastico resta costante nel tempo e di valore pari a quella che si avrebbe in un vincolo rigido preesistente alle azioni applicate.

Si tenga presente che il primo membro della (94) rappresenta la reazione elastica del vincolo deformabile sotto l'azione del forzamento, la cui entità  $\bar{\eta}$  risulta dalla relazione

$$\bar{\eta} = X_{1er}^D(t_0) (\delta_{11s} + \delta_{11c}(t_0)) \quad (96)$$

## 6. Applicazioni

Allo scopo di mostrare il pratico impiego delle soluzioni precedentemente determinate, si riportano nel prosieguo alcuni semplici esempi tratti da /8/.

Si consideri la trave di fig. 8, di sezione costante, caratterizzata da un assegnato momento di inerzia  $J$ , avente le luci delle due campate uguali e pari a 6m, soggetta a un carico uniforme  $g=5t/m$  applicato a partire dall'istante  $t_0$  di prima maturazione del conglomerato. Nell'ipotesi di vincolo preesistente alle azioni e di assumere un comportamento viscoso di invecchiamento, si calcoli lo stato di sollecitazione nella struttura all'istante iniziale ed a fenomeni viscosi esauriti.

Per le calcolazioni numeriche si assuma un coefficiente finale di viscosità  $\phi^{(\infty)}=3$  e si faccia l'ipotesi che la deformabilità del vincolo sia doppia di quella della trave.

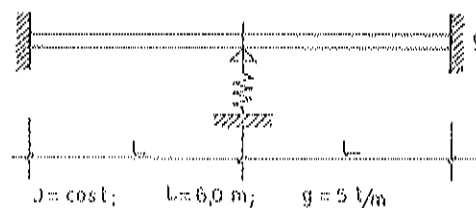


Fig. 8

Assunta la struttura principale di fig. 9, risulta immediatamente

$$\delta_{11c} = (2L)^3 / (192E_c J)$$

$$\delta_{10c} = -g(2L)^4 / (384E_c J)$$

ed in virtù delle ipotesi fatte si ha

$$\delta_{11s} = (2L)^3 / (96E_c J)$$

e quindi

$$D = 1/3$$

Risulta pertanto

$$X_{1e} = gL/3 = 10 \text{ t}$$

$$X_{1er}^p = X_{1e}/D = gL = 30 \text{ t}$$

Poichè all'istante  $t_0$  di prima maturazione risulta  $\phi(t_0) = 0$ , dalla (76), a fenomeni viscosi esauriti ( $t = \infty$ ) risulta

$$r^*(\infty, t_0) / E_c = (1-D)e^{-D(\phi(\infty))} = (1-1/3)e^{-(1/3) \cdot 3} = 0.245 \quad (97)$$

In virtù della (66) si ha allora

$$X_1(\infty) = gL(1-0.245) = 0.755 gL = 22.65 \text{ t}$$

Gli stati di sollecitazione iniziale e finale sono diagrammati in fig. 10.

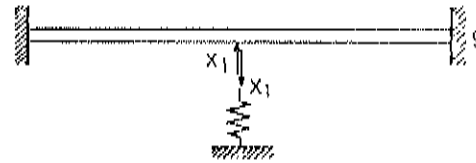


Fig. 9

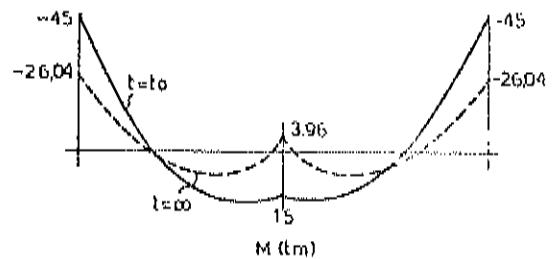


Fig. 10

Si consideri la medesima struttura soggetta ad una azione geometrica costante nel tempo e rappresentata dal cedimento  $\bar{\eta}_1$  del vincolo elastico, fig. 11.

Si assumano i seguenti valori numerici

$$J = 1,5 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 360.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\eta}_1 = 0,5 \text{ cm}$$

Con riferimento alla struttura principale

di fig. 12 si ha

$$\delta_{10c} = \bar{\eta}_1$$

e quindi per la (39)

$$X_{1e} = -8E_c J \bar{\eta}_1 / L^3$$

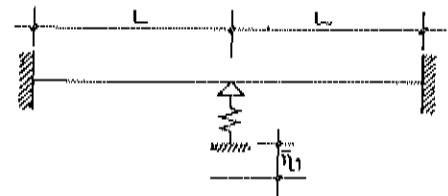


Fig. 11

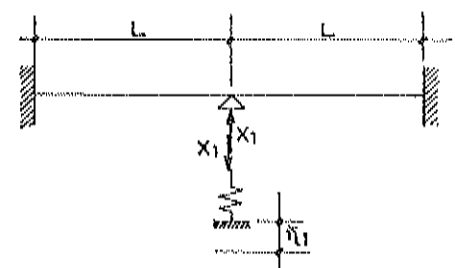


Fig. 12

$$x_{ler}^g = x_{le}^g/D = -24E_c \bar{J} \bar{q}_1 / L^3$$

A fenomeni viscosi esauriti, per la (66) risulta

$$x_1(\infty) = -3E_c \bar{J} \bar{q}_1 / L^3 \cdot r^*(\omega, t_0) / (E_c (1-D))$$

Introdotti i valori numerici e ricordando la (97) si ottiene

$$x_{le}^g = -8 \cdot 360.000 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} / 600^3 = -10 \text{ t}$$

$$x_{ler}^g = -24 \cdot 360.000 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} / 600^3 = -30 \text{ t}$$

$$x_1(\infty) = (-8 \cdot 360.000 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} / 600^3) (1/(1-1/3)) \cdot 0,245 = -3,675 \text{ t}$$

e gli stati di sollecitazione sono diagrammati in fig.13

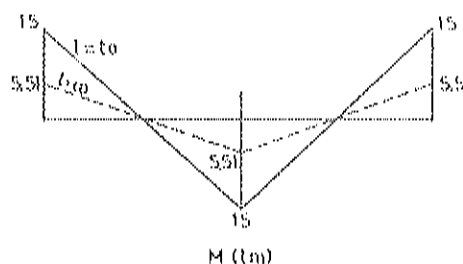


Fig.13

Si consideri la struttura di fig.14, costituita inizialmente da una trave doppiamente incastrata di sezione costante con momento di inerzia J, luce 12m e soggetta al carico uniforme

$g=5t/m$  applicato all'istante di prima

naturazione del conglomerato. Al tempo

$t_0^* = t_0$  si aggiunga il vincolo elastico in mezzzeria della trave e si assuma per detto vincolo una flessibilità pari al doppio di quella della trave.

Si determini il regime statico della struttura a fenomeni viscosi esauriti, assumendo lo stesso modello di previsione delle deformazioni viscosi adottato nei due esempi precedenti.

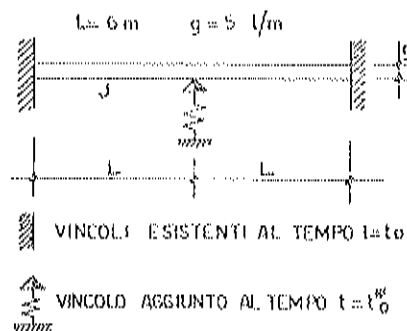


Fig.14

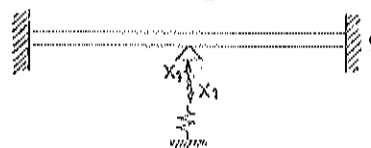


Fig.15

Assunto lo schema statico di fig.15, per le ipotesi fatte circa la flessibilità del vincolo, risulta  $D=1/3$  ed all'istante iniziale  $t_0$  si ha

$$x_{le}^g(t_0) = 0$$

mentre a fenomeni viscosi esauriti, in virtù della (66) si ottiene

$$x_1(\infty) = x_{ler}^g (1-r^*(\omega, t_0) / (E_c (1-D)))$$

essendo  $\bar{x}_{1er}^p$  la reazione elastica del vincolo pensato rigido e preesistente alle azioni applicate.

Introdotti i valori numerici e ricordando la (97) si ricava

$$\bar{x}_{1er}^p = 5 \cdot 6 = 30 \text{ t}$$

$$x_1(\infty) = 30(1 - 0.245 / (1 - 1/3)) = 18.98 \text{ t}$$

I diagrammi delle sollecitazioni all'istante  $t=t_0$  e  $t=\infty$  sono riportati in fig.16, ove è pure indicato per confronto lo stato di sollecitazione che si avrebbe per  $t=t_0$  se il vincolo fosse preesistente.

Come si nota in questo caso il valore della reazione del vincolo posticipato, generata dalla viscosità del conglomerato, è maggiore di quello della reazione elastica del medesimo vincolo pensato preesistente alle azioni applicate.

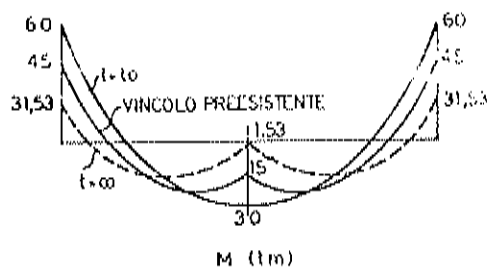


Fig.16

## 7. Bibliografia

- /1/ CEB/FIP, Code Modele pour les structures en beton, Annexe e, Bulletin d'information n° 124, 1978
- /2/ ACI Committee 209, Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects on Concrete Structures, ACI Publication SP27, Detroit, 1971
- /3/ CEB/FIP Manual Structural Effects of time dependent behaviour of concrete, Bulletin d'information n° 136, 1980
- /4/ Mola, F., Metodi di analisi di strutture in c.a. e c.a.p. a comportamento elasto-viscoso lineare, Studi e Ricerche, Vol. 3, 1981, Italcementi, Bergamo
- /5/ Mola, F., Metodo Generale e Metodo Approssimato per la risoluzione di strutture non omogenee a comportamento elasto-viscoso lineare, Studi e Ricerche, Vol. 1, 1979, Italcementi, Bergamo
- /6/ Mola, F., Il Metodo delle funzioni di rilassamento ridotte nella risoluzione di strutture elasto-viscose non omogenee a modulo elastico variabile nel tempo, Studi e Ricerche, Vol. 3, 1981, Italcementi, Bergamo
- /7/ Mola, F., Applicazioni del metodo delle funzioni di rilassamento ridotte all'analisi di strutture viscoelastiche non omogenee, Studi e Ricerche, Vol. 4, 1982 Italcementi, Bergamo
- /8/ Mola, F., Viscosità, Analisi Strutturale, Atti del Corso di Istruzione Permanente Progetto agli stati limite delle strutture in c.a., Politecnico di Milano, 1981, Edizioni CIUP, Milano, 1983
- /9/ Rüsç, H., Jungwirth, D., Stahlbeton, Spannbeton, Band 2, Werner Verlag, Düsseldorf, 1980



GLI STATI DI COAZIONE  
NEL RESTAURO E NEL RICUPERO STRUTTURALE

GIULIO PIZZETTI  
*Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Politecnico di Torino*





L'impiego della presollecitazione - ed in genere degli stati di coazione artificialmente impressi - nel restauro e nel riuso strutturale è ormai largamente diffuso e chiamato in causa con sempre maggiore insistenza.

I suoi vantaggi appaiono palesi: la possibilità di creare forze contrarie a quelle che sono state le cause del dissesto, la possibilità di modificare uno schema statico per adeguarlo a situazioni di carichi non previsti dal progettista originario (è il caso tipico di adeguamento antisismico), la possibilità di chiamare a collaborazione membrature strutturali fino ad oggi inerti, la garanzia di ripristino di collegamenti e solidarizzazioni che il tempo e le vicende della costruzione ha pregiudicato gravemente, ed infine una terapia risolutiva per il risanamento di situazioni fondazionali pregiudicate da secoli.

In sostanza, la presollecitazione può considerarsi come una tecnica avanzata, sita in un gradino più alto - in linea di principio - nella scala dei valori delle vie da percorrere per ricostituire una unità monumentale ammalorata o gravemente dissestata o addirittura rovinata. In certi casi può essere l'unica soluzione possibile per raggiungere determinati obiettivi di restauro: in altri casi può essere una soluzione molto comoda, ma non imprescindibile; in altri poi può essere una soluzione "di moda", ed infine vi possono essere casi nei quali le conseguenze negative possono superare quelle positive.

Il pericolo - e di conseguenza gli svantaggi di uso - può a parer mio essere ricondotto ad una sola matrice ossia alla estraneità della nostra cultura tecnica e tecnologica nei riguardi delle concezioni strutturali che presiedevano e guidavano le costruzioni in muratura di mattoni, di pietrame, o di tutte le fabbriche murarie risultanti dalla commistione di questi due materiali: a questa estraneità la tecnica degli stati di coazione impressi può fornire un alibi per la esaltazione di talune categorie di errori che possono insinuarsi nella economia generale di visione del restauro strutturale.

Le nostre Scienza e Tecnica delle Costruzioni sono notoriamente cresciute e maturate con riferimento a determinanti materiali ed a certi schemi statici orientati agli scheletri strutturali tipici delle costruzioni in ferro ed in cemento armato, con precise continuità e chiare barriere di controllo e filtro dei flussi statici: i cosiddetti vincoli. Così, legittimamente orgogliosi di padroneggiare le sintassi più evolute del discorso strutturale,

siamo tentati di considerare come primitivi balbettamenti quanto viene raccontato negli edifici vecchi ed antichi: ed il tentativo di comprensione è generalmente orientato alla riduzione dell'antico al nostro linguaggio, raramente al processo inverso; li consideriamo, insomma, come "infedeli" da convertire al nostro verbo ed alla nostra liturgia: e siamo tentati di mandarli al diavolo perche tanto "fanno quello che vogliono loro" e non ci si può ragionare.

Con questo non intendo certo disconoscere il valore e l'importanza della grande mole di studi intesi ad interpretare con adeguati modelli fisici e matematici il comportamento statico delle strutture murarie ed i possibili flussi di carico in campi di sforzi continui e discontinui: e d'altra parte l'esempio che vi illustrerò più avanti è condotto basandosi su tali studi. Il fatto è che il comportamento statico delle vecchie murature in genere e di quelle costruite in mattoni e pietrame in particolare può rivelarsi veramente difficile da calare nei nostri schemi: e la corretta condotta di approccio deve essere in primo luogo quella di una certa umiltà e rispetto, di una disponibilità ad accettare la possibilità di comportamento che i nostri modelli non prevedono: nè dovremo sentirci sminuiti se ricorremo a certi ragionamenti di carattere intuitivo che potevano avere guidato il progettista originario.

Tanto dico per sottolineare il fatto che nel problema che mi accingo a trattare, la prima considerazione da farsi è quella già ripetuta a sazietà per tutti i problemi di restauro strutturale, particolarmente per edifici di grande importanza monumentale: ossia che ci troviamo di fronte ad un campo nel quale generalizzazioni, regole, normative trovano ben difficilmente possibilità di accettazione. Certo la conoscenza e l'esperienza ricavata da un caso specifico potrà sempre portare ad interessanti suggerimenti: ma ogni caso fa storia a sè, ha una sua anamnesi che a volte tocca molti secoli ed alla quale può corrispondere una diagnosi ed una terapia del tutto personale nell'inquadramento della tecnica e della tecnologia odierna.

Per quanto poi attiene al peso che può rivestire la tecnica della pre-sollecitazione nei riguardi della continuità e congruenza fra concezioni originarie e vie di restauro suggerite, direi che questa è un'altra questione.

Si tratta di una responsabilità che promotori e progettisti devono assumersi in un quadro molto ampio di competenze, convenienze, necessità ed opportunità di garantire vita lunga o lunghissima ad una determinata costru-

zione. Tanto dico perchè l'intervento della presollecitazione può portare ad effetti che nessun altro tipo di rinforzo statico è in grado di produrre in quanto può arrivare ad alterare parzialmente o radicalmente la fisionomia strutturale originaria: nè un fatto di questo genere deve necessariamente essere considerato falso o scorretto ove determinate circostanze lo imponga no. L'importante è che la diagnosi e la terapia che la nuova tecnica ci mette a disposizione vengano chiaramente "storiciizzate" ossia lealmente e definitivamente inserite nelle vicende della costruzione per una corretta lettura della fisionomia odierna dell'edificio: e questo sia che si tratti di interventi celati, sia che si tratti di palesi espressioni di complementi strutturali: la coerenza fra il vecchio e il nuovo può essere sempre mantenuta, anche in presenza di alterazione dei flussi statici, quando se ne possa leggere il "perchè" senza ambiguità o incertezze.

Direi addirittura che l'unica cosa intelligente da farsi, nella impossibilità di istituire una normativa in tema di restauro strutturale, sarebbe quella di richiedere che per ogni costruzione di qualche rilievo venga tenuta una cronistoria essenziale delle vicende tecnico strutturali con la registrazione degli interventi - presunti e documentati - che la hanno portata alla fisionomia di oggi: il tutto senza fronzoli accademici, senza sfoggi di erudizione, ma solo come elemento di servizio per futuri interventi di manutenzione o ulteriore restauro.

Fatte queste premesse, penso di dividere la mia relazione in due parti: una prima intesa a dedurre, sulla base di alcune categorie di applicazioni, qualche considerazione su quello che può dire e fare la tecnica degli stati di coazione indotti nel campo che ci interessa: una seconda per illustrare due casi di cui mi sto occupando non perchè ritenga che essi abbiano un particolare valore, ma perchè - in questo tema - l'esperienza personale può sempre apportare un contributo valido.

Cominciamo così da una categoria di interventi classici, più frequentemente richiesti nella problematica del restauro: quello dell'adeguamento di fondazioni deficitarie per ragioni di vetustà o per mutate situazioni di utilizzo, o per diverse situazioni di carico e di interazione col suolo.

In questo settore l'uso degli stati di coazione ha aperto tali possibilità di intervento e controllo tanto sui terreni che sulle strutture di fondazione da permettere soluzioni progettuali assolutamente inconcepibili solo poche decine di anni fa. Una casistica amplissima nella quale non penso certo di addentrarmi ma che vede gli stati di coazione sia come interventi provvisori - ma risolutivi - in corso d'opera, sia come soluzioni di carat-

tere stabile, o quanto meno destinata a far sentire il suo effetto per molti anni a venire. Lasciamo pure da parte le tecniche di sottofondazioni eseguite con l'ausilio di martinetti messi in forza con controlli più o meno esatti: ognuno di noi - penso - ha fatto un'esperienza del genere. Osserviamo comunque due punti: senza l'uso degli stati di coazione indotti nella più lax ga accezione del termine molti dei grandiosi interventi di cui si gloria la tecnica di oggi non sarebbero stati possibili; per contro dobbiamo dire che spesso la limpidezza di riconoscimento delle nuove situazioni statiche e la coerenza con la fisionomia originaria della concezione progettuale e strutturale ne hanno sofferto lasciando qualche interrogativo in merito a quella possibilità di legittimazione storica dell'intervento sulla quale si è ripetutamente insistito.

Così, ad esempio, quando si realizzano due piani interrati al di sotto dell'originario cantinato di un edificio la cui fisionomia esterna non deve essere alterata si è obbligati - oso dire - ad usare in lungo ed in largo la induzione di situazioni di coazione non sempre chiare e rigorosamente controllabili: nè si può parlare colla coscienza tranquilla di congruenze storiche con il preesistente: trattandosi di un peccato di cui io stesso mi sono reso colpevole penso che l'apprezzamento critico mi sia permesso. Proprio per questa mia condizione di peccatore mi permetto di citare con ammirazione un caso particolarmente interessante ed encomiabile per genialità, ampiezza e chiarezza di concezione nonché coerenza con la struttura originaria del quale si è occupato il collega Prof. Croci e che egli stesso ebbe ad illustrare in occasione di una giornata ASS.I.R.C.CO.

Si tratta della proposta di consolidamento - attualmente - penso - in fase di avanzata costruzione del Palazzo di Giustizia di Roma. Un lavoro veramente di grande impegno, nel quale l'uso degli stati di coazione impressi appare - almeno a parer mio - come unica soluzione valida agli effetti della garanzia di realizzazione dello schema statico previsto.

In effetti, appurato che:

- i notevoli fenomeni di dissesto riscontrati erano imputabili a cedimenti disuniformi del suolo di fondazione,
- le indagini geotecniche eseguite avevano diagnosticato tali fenomeni come sicuramente suscettibili di esaurimento ove fosse stato possibile ridurre le pressioni di carico sul suolo,

la soluzione obbligata veniva a configurarsi quella di riduzione dei carichi

- ove possibile - e soprattutto quella di allargamento della base fondale in continuità e congruenza col tipo di fondazione diretta, originariamente adottata.

Un certo alleggerimento dei carichi fu realizzato con scavi in determinate zone: ma la soluzione più interessante fu quella trovata per l'allargamento della base fondale o meglio per l'ottenimento della garanzia di perfetta collaborazione fra la preesistente platea in muratura ed il nuovo piastrone cellulare di notevole rigidità e resistenza; una collaborazione ottenuta grazie alle azioni di tiranti e martinetti suscettibili di controllo per un arco di tempo adeguato prima della adozione di situazioni stabilizzate definitive: l'effetto di tali forze che sulla platea sono dirette verso l'alto ha inoltre una azione terapeutica anche sulle strutture in elevazione in quanto induce nella stessa una sollecitazione a compressione particolarmente benefica nei riguardi delle situazioni fessurative riscontrate, "puntando" sulla parte inferiore della nuova struttura scatolare che viene così ad essere messa in trazione.

In sostanza, un esempio veramente felice di concezione coerente, unitaria e globale dell'uso degli stati di coazione nel ricupero strutturale di un imponente edificio monumentale.

Altro settore tipico di applicazione di grande interesse della presollecitazione nel restauro è quello che concerne il risanamento, la correzione e l'adeguamento di situazioni deficitarie per inadeguato contrasto di spinte di archi e volte o per cedimento o collasso di pilastri di sostegno degli stessi. In casi del genere l'uso di elementi strutturali presollecitati, in schemi talvolta semplici, talvolta necessariamente elaborati si è moltiplicato in una casistica che non tento nemmeno di sfiorare, limitandomi a ricordare con riferimento a bibliografia ASS,I.R.C.CO. le interessanti soluzioni adottate nel restauro del Palazzo Ducale di Urbino, nel restauro del Palazzo Ducale a Modena, del Palazzo della Mercanzia di Bologna, del Palazzo Collobiano a Torino.

In questa categoria di applicazioni non può mai mancare il riferimento a casi in cui la presollecitazione è stata usata per un cambio radicale della tipologia strutturale trasformando i sistemi arcuati in travi parete che hanno permesso di riportare i carichi a terra attraverso zone murarie più efficienti o rinforzate.

In casi del genere gli archi ed i pilastri che li sostenevano vengono ad essere "portati" dalla nuova struttura ma la loro presenza può francamente venire accettata a testimonianza di preesistenze strutturali.

Il Prof. Wenzel della Università di Karlsruhe (una figura di spicco nel campo del restauro strutturale) ha ricordato alcuni casi interessanti nella sua conferenza al Symposium IABSE di Venezia (settembre 1983): il Castello di Laupheim, la abbazia di Herrenberg; tra altri casi notevoli ricordo quello del restauro ed adattamento antisismico della cattedrale metropolitana di Guatemala, nella quale peraltro le esigenze di adattamento antisismico hanno assunto una forte preminenza rispetto a quelle di restauro.

Ed ora, visto che ho parlato di rinforzi antisismici, ricorderò che lo uso della precompressione per adeguamento di murature dissestate ad esigenze antisismiche può essere, più che tentatore, veramente risolutivo, naturalmente in combinazione con tutte quelle terapie collaterali di cuciture, iniezioni, ancoraggi, ecc., che i casi singoli vadano prospettando. Così tanto per citare un caso di cui mi sono occupate sia pure soltanto in fase progettuale - ricordo una proposta fatta - come membro di una équipe di progettisti di cui il capo gruppo è il Prof. Roggero - per la ricostruzione ed il nuovo destino d'uso del paese di Bussana Vecchia, nella zona collinare vicino a Sanremo. Bussana Vecchia fu distrutta dal terremoto intorno al 1860, e poi abbandonata totalmente in favore di Bussana Nuova - qualche chilometro più a valle -: infine negli ultimi venti anni in parte rioccupata, con interventi autonomi (al limite dell'abusivo) da colonie di artisti, ceramisti, pittori che vi vengono a lavorare nei mesi estivi, conferendole caratteristiche di interesse turistico.

Bussana e la provincia di Imperia hanno finalmente avuto nel 1980 il riconoscimento di zona sismica da parte della nostra distratta normativa (prima non lo erano anche se tutta la popolazione pensava il contrario).

Bene, senza entrare in dettagli dirò che nella nostra proposta progettuale figura su larga scala ricorso alla precompressione in taluni edifici monumentali, parzialmente diroccati, poiché ci è parso che il problema nel suo complesso, nella sua visione a scala urbana, lo consigliasse e lo ammettesse. Peraltro gli interrogativi che ci siamo trovati dinanzi sono stati notevoli e talvolta non hanno trovato risposta, anche in considerazione delle notevoli disomogeneità del tessuto murario.

Ho tenuto per ultima una delle categorie più tipiche di uso degli stati di coazione nel restauro: quella della cerchiatura di cupole e torri: un tipo di strutture per le quali la presollecitazione pare fatta apposta poiché può fornire soluzioni veramente decisive, soprattutto per le possibilità che offre di graduare la terapia in termini che nessun altro tipo di riparazione può consentire: gli esempi sono numerosi ed interessanti, talvolta ben dosati, talvolta fin troppo massicci come dose terapeutica: non mi dilungo poiché ne riparleremo a proposito del caso che illustrerò.

Ora, quello che mi pare si debba evidenziare dopo questa rapidissima panoramica è l'interrogativo in merito al grado di conoscenza, teorica e sperimentale, delle situazioni di sollecitazione, di deformazione e di adattamento nel tempo delle murature di mattoni, di pietrame o miste sottoposte a stati di coazione. Tutti sappiamo quale vistosa letteratura tecnica e scientifica abbia accompagnato il "revival" del mattone e della struttura in muratura di mattoni. Se peraltro si cerca di isolare in tale letteratura quanto può riferirsi alle fabbriche murarie tipiche degli edifici antichi, non vi è molto, e le risposte ai molti interrogativi sono ancora approssimative, anche perché la casistica è assai giovane e l'istituzione di controlli sperimentali validi ancora agli inizi: pertanto i riferimenti - in mancanza di meglio - vengono mutuati dal grosso bagaglio di conoscenza che abbiamo in merito alla presollecitazione nelle strutture che la nostra generazione ha creato.

In campo teorico, ho trovato qualche riferimento a modelli matematici per lo studio della instabilità di setti murari compressi e per quello degli effetti di viscosità (ipotesi di fluage lineare): in campo sperimentale i dati più interessanti sono quelli reperibili negli studi pubblicati presso l'Istituto di Strutture dell'Università di Karlsruhe dal Prof. Wenzel, dal Dr. Haller e da un gruppo di ricercatori ad essi collegati e sono in realtà gli unici studi di carattere sperimentale su murature in mattoni di antica costruzione sottoposte a stati di precompressione in fase di restauro che sono stato in grado di reperire (figg.1-2-3-4); inoltre qualche dato utile potrebbe essere mutuato dagli studi di cui disponiamo relativamente agli ancoraggi con tiranti in suoli rocciosi o analoghi.

Gli studi di Wenzel e Haller orientano verso alcuni punti di rilievo ed alcuni criteri progettuali di massima attinenti eminentemente:



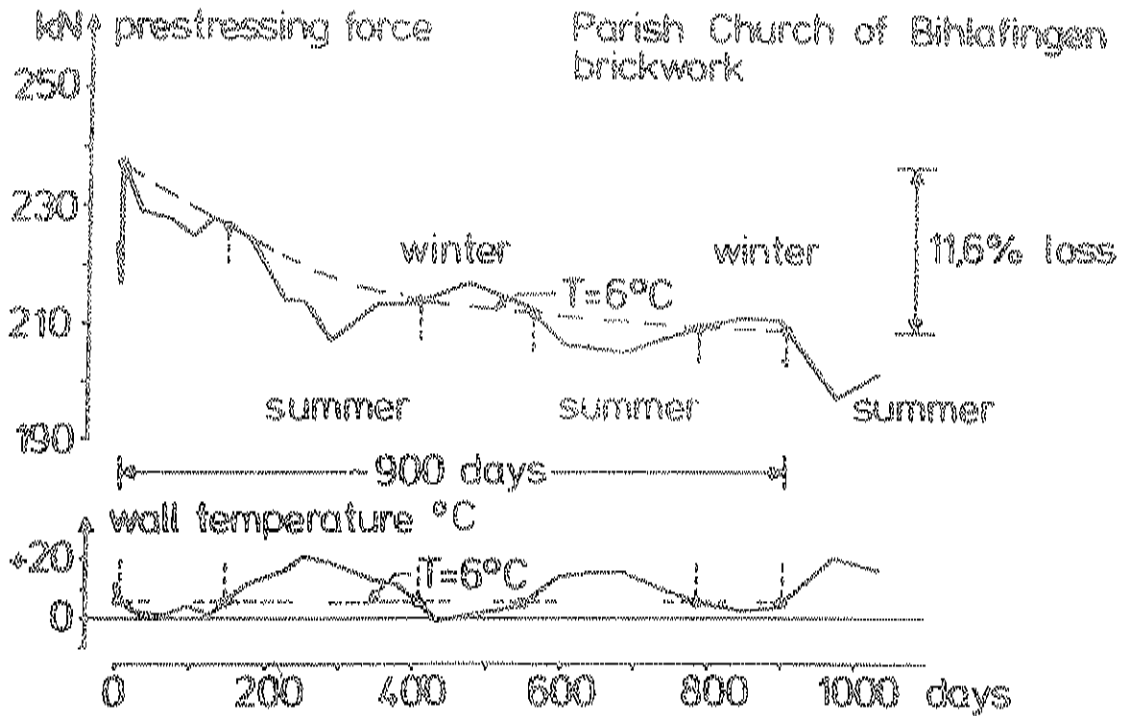


Fig.1 - Chiesa Parrocchiale di Bihlafingen: variazioni della presollecitazione nel tempo per effetto termico

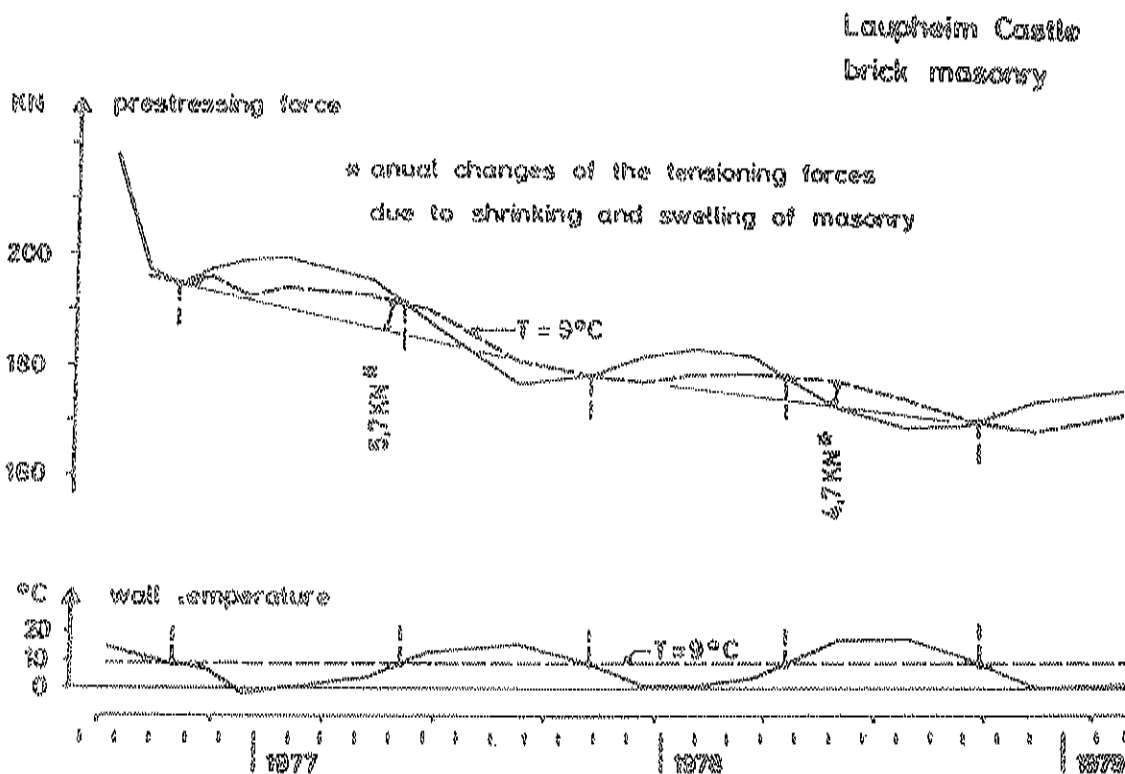


Fig.2 - Castello di Laupheim - Perdite di presollecitazione

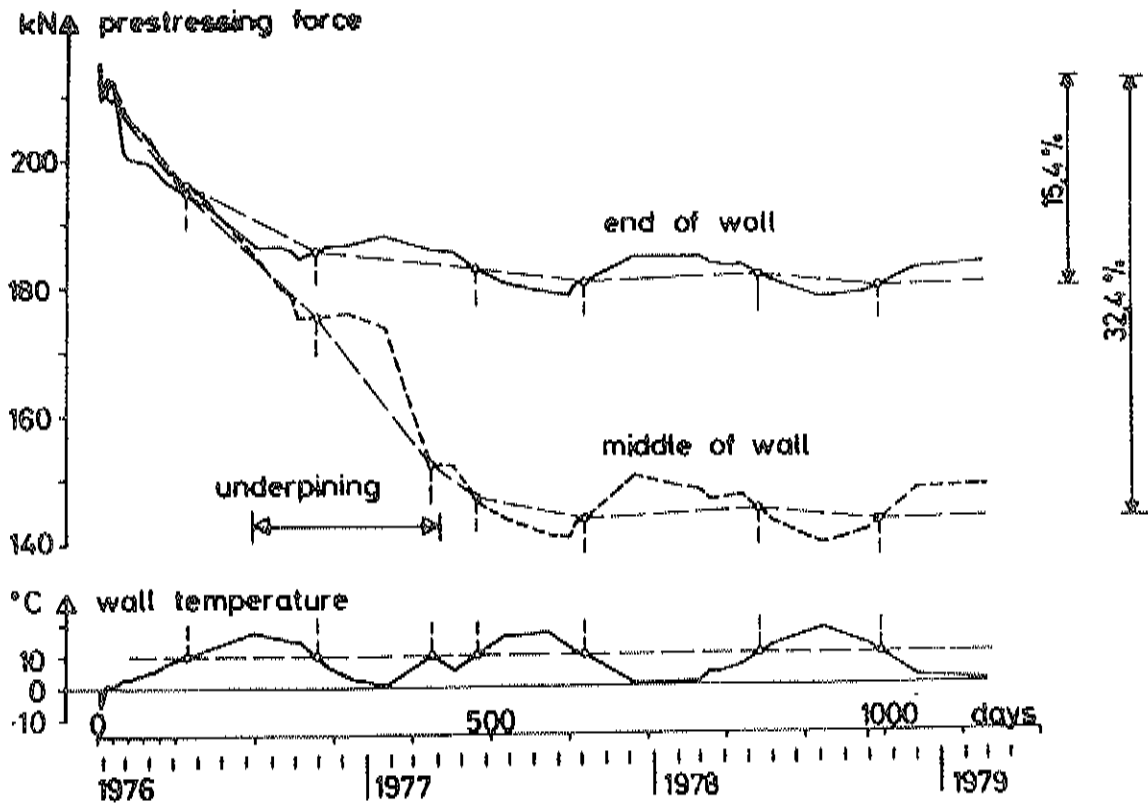


Fig.3 - Basilica di Herrenberg - Perdite di presollecitazione conseguenti a lavori di sottofondazione

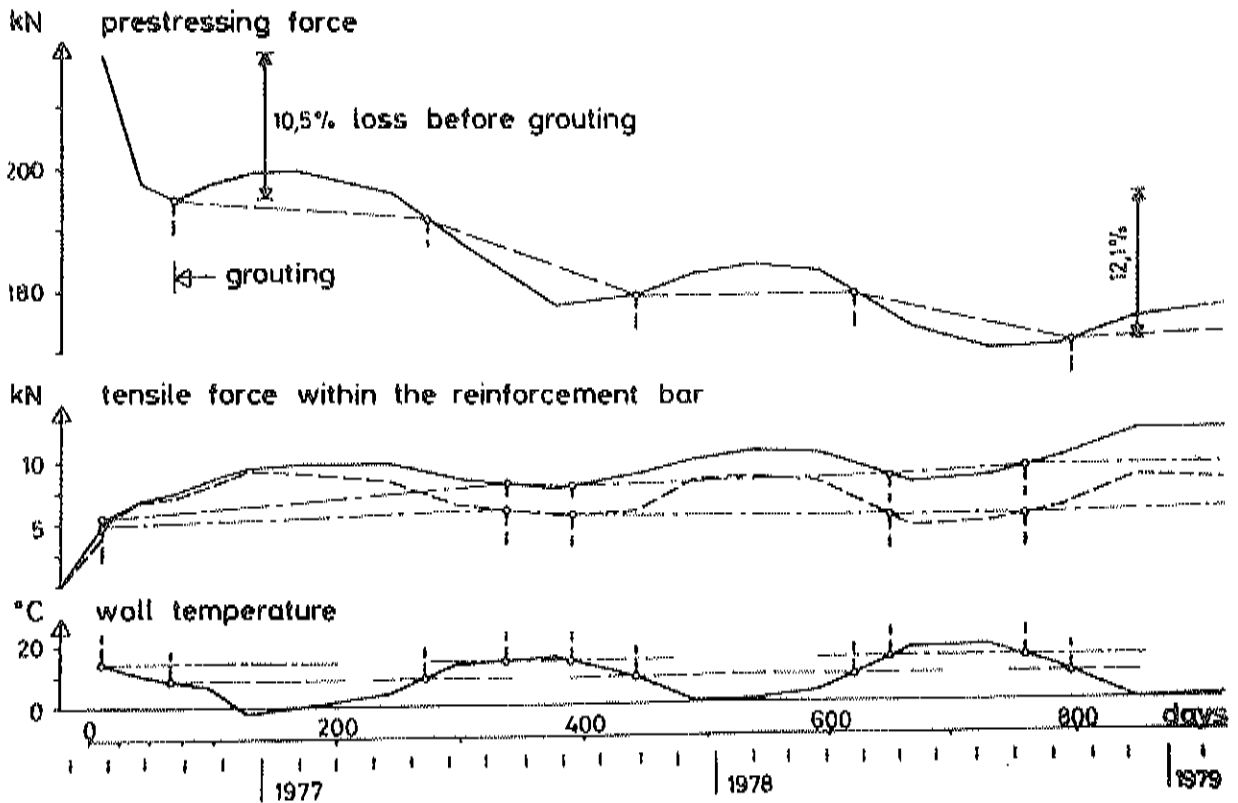


Fig.4 - Misura dello stato di tensione nelle barre

- a) problemi che si presentano nelle pareti di mattoni precomprese secondo la direzione dei corsi in presenza od in assenza di compressione nella direzione normale: le diminuzioni nei valori dei carichi di rottura imputabili a fenomeni di instabilità nella tessitura dei corsi di mattoni;
- b) i problemi relativi alla concentrazione di carico in corrispondenza degli ancoraggi delle barre pretese, le armature inerti consigliabili per la diffusione delle forze e per l'assorbimento di tensioni trasversali;
- c) i criteri sperimentali e teorici per la determinazione degli effetti di fluage. Questo è un punto molto importante ma non vi è il tempo per diffonderci in merito: mi limito a mostrare i diagrammi rilevati da Haller e relativi alle perdite di precompressione su un arco di tempo di circa tre anni in interventi su strutture in muratura di mattoni con più di due secoli di anzianità: la chiesa parrocchiale di Bihlafingen - il castello di Laupheim - la basilica di Herrenberg.

Non ve ne è certo abbastanza per poter dedurre dei criteri generali: vi sono tuttavia indicazioni preziose che sembrano orientare verso valori percentuali di perdita di precompressione accettabili o quanto meno non gravi come ci si sarebbe potuto attendere e che confermano ancora una volta l'importanza della storia delle strutture e degli interventi di correzione dell'assetto statico.

Qualche altro elemento interessante (ma ancora assai circoscritto), è stato rilevato dallo stesso gruppo di sperimentatori su murature antiche in arenaria, sottoposte a precompressione.

Sicuramente vi sarà altra bibliografia interessante che io non sono stato in grado di reperire. Tuttavia non credo di andare errato affermando che il campo degli effetti della presollecitazione sulle fabbriche murarie in mattoni ed in pietra è ancora da esplorare e non può non costituire un obiettivo di primario interesse per chi si occupi di restauro strutturale.

Permettetemi ora di spendere qualche parola per raccontarvi brevemente due casi di uso degli stati di coazione impressi nei quali sono stato e sono interessato: il primo di "routine" direi: il secondo - penso - di interesse più generale soprattutto per i controlli nel tempo che sono stati previsti.

Il caso di "routine" riguarda l'intervento per il rifacimento dei piedistalli di base delle colonne binate dell'atrio di palazzo Carignano a Torino (Architetto Guarini - 1670-1690).

Su tali piedistalli e sui basamenti delle colonne si erano verificati, nel corso dei secoli, fenomeni di deformazione e fessurazione che nel volgere degli ultimi anni si erano rivelati sempre più estesi e generalizzati ed in continua evoluzione peggiorativa.

Tali fenomeni consistevano essenzialmente in deformazioni di tipo flessionale nei basamenti delle colonne - e più precisamente nei tori e nei plinti - ed in fessurazioni e rotture dei giunti delle lastre in pietra di rivestimento dei piedistalli (figg. 5-6).

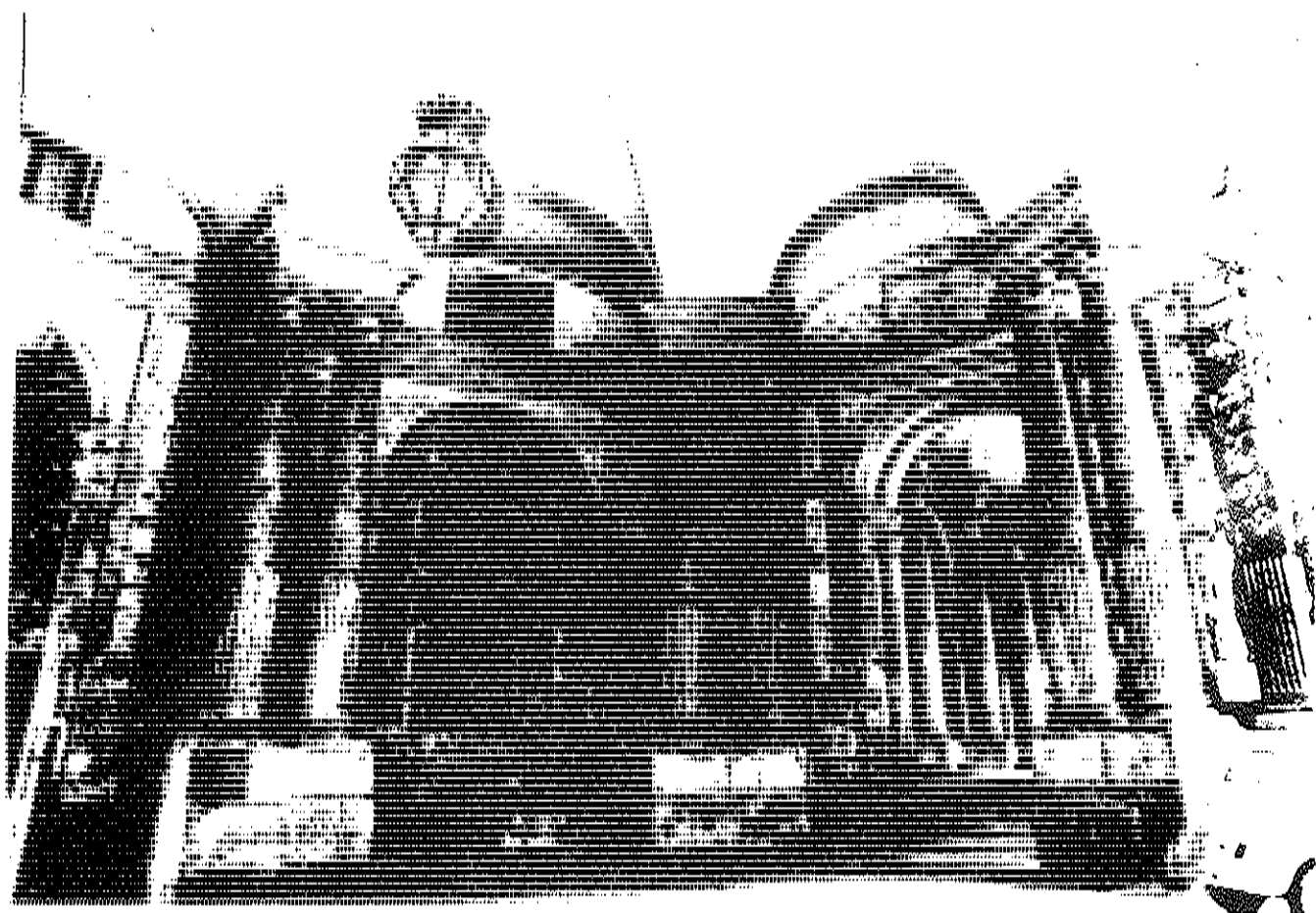


Fig.5 - Atrio di Palazzo Carignano (Torino)

La diagnosi del fenomeno era abbastanza chiara in quanto lo stesso era eminentemente dovuto ad assestamenti disuniformi della zona di appoggio delle colonne, causati da differenze di rigidità fra il nucleo interno del pie-

distalli in muratura e le pietre di rivestimento. Veramente caratteristici - e testimonianza di grande interesse in tema di fluage dei materiali lapidei teneri - i tentativi di deformazione dei tori e dei plinti per adattarsi alla disuniforme reazione del sottofondo (nella fattispecie il materiale usato dal Guarini era il cosiddetto "tufo duro" di Foresto in Val di Susa, un calcare a tessitura serrata ma relativamente deformabile e degradabile).

La terapia di risanamento richiedeva quindi il rifacimento dei nuclei dei piedistalli, la ricomposizione dei rivestimenti degli stessi, nonché la ricostituzione e sutura degli elementi lapidei ammalorati.

Per effettuare tale operazione era necessario riprendere il carico della volta gravante sulle colonne e sui piedistalli con una struttura ausiliaria: un intervento che ho definito di "routine" perché moltissimi del genere sono stati effettuati, ma che sempre richiede cure e controlli deformazionali agsidui e fa stare talvolta col cuore in sospiro per la capricciosità di risposta di queste vecchie strutture (figg. 7-8).

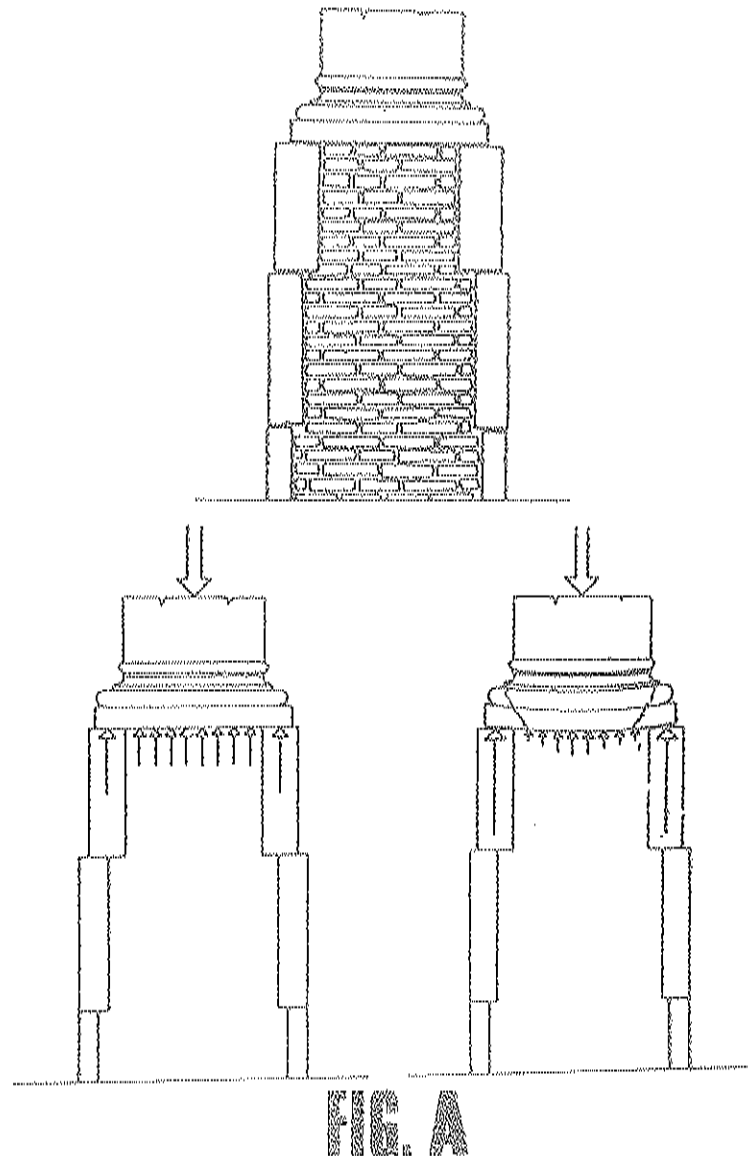


Fig.6 - Atrio di Palazzo Carignano (Torino) - Deformazione dei plinti di appoggio delle colonne binate

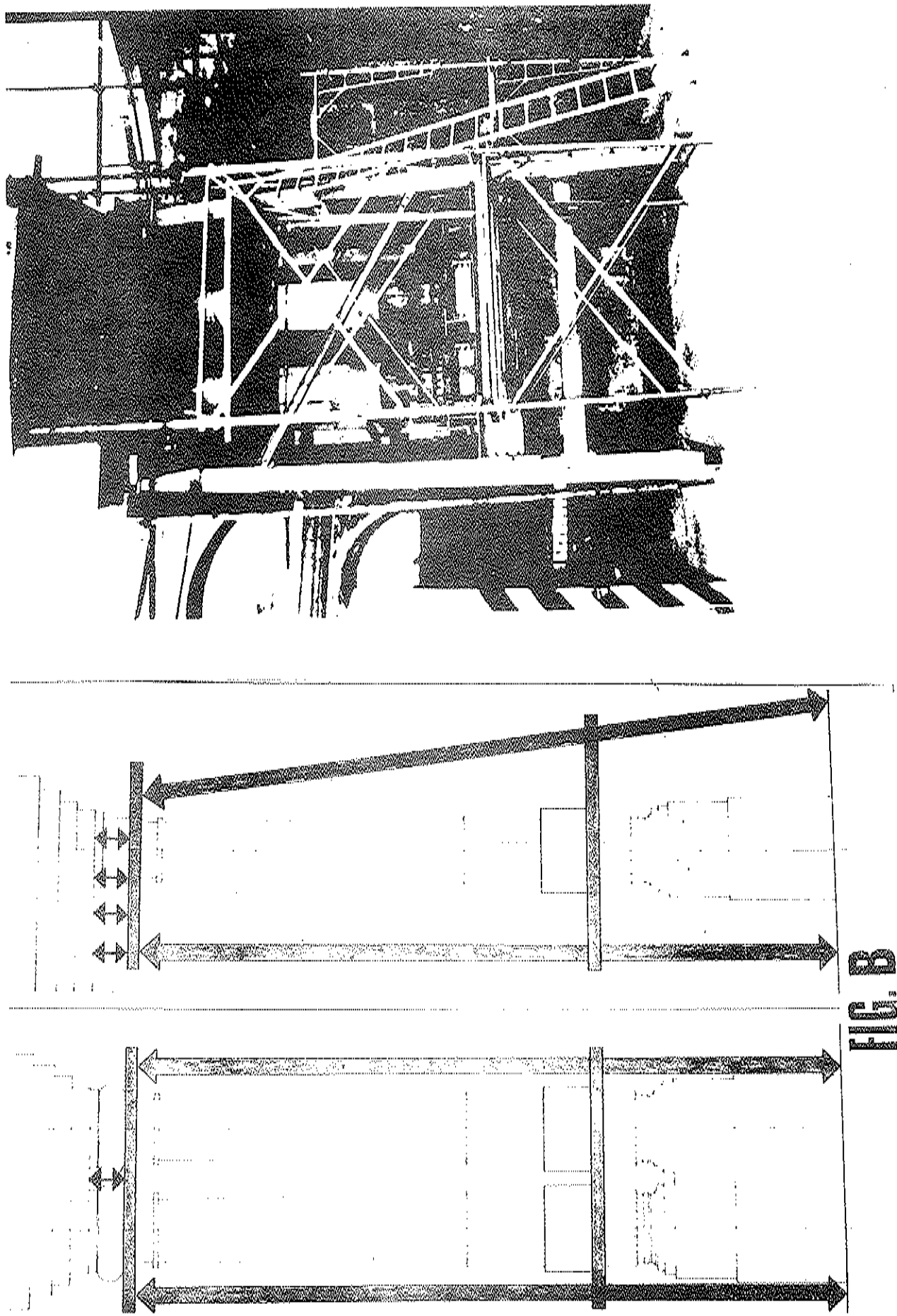


Fig. 7 -8 — Atrio di Palazzo Carignano (Torino) — Incastellatura di riparto del carico della volta

Il carico della volta è stato ripreso con una serie di martinetti operanti a livello di imposta, mentre il peso proprio delle colonne è stato riportato alla struttura ausiliaria di sostegno a mezzo di fasce serrate per attrito sui risalti del fusto delle colonne, operando con vitoni a regolazione dinamometrica (figg. 9-10-11).

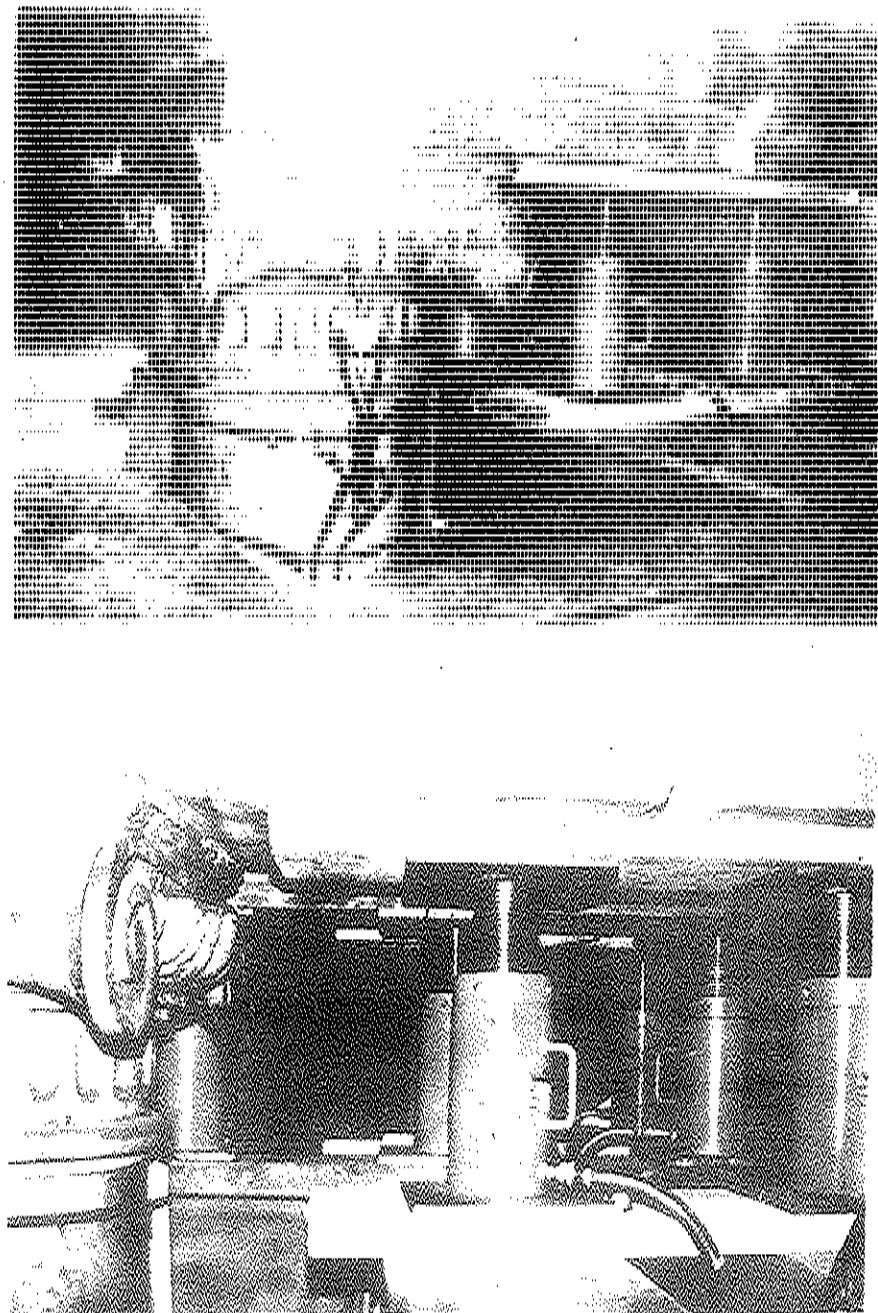


Fig.9 - Atrio di Palazzo Carignano (Torino) - Disposizione martinetti

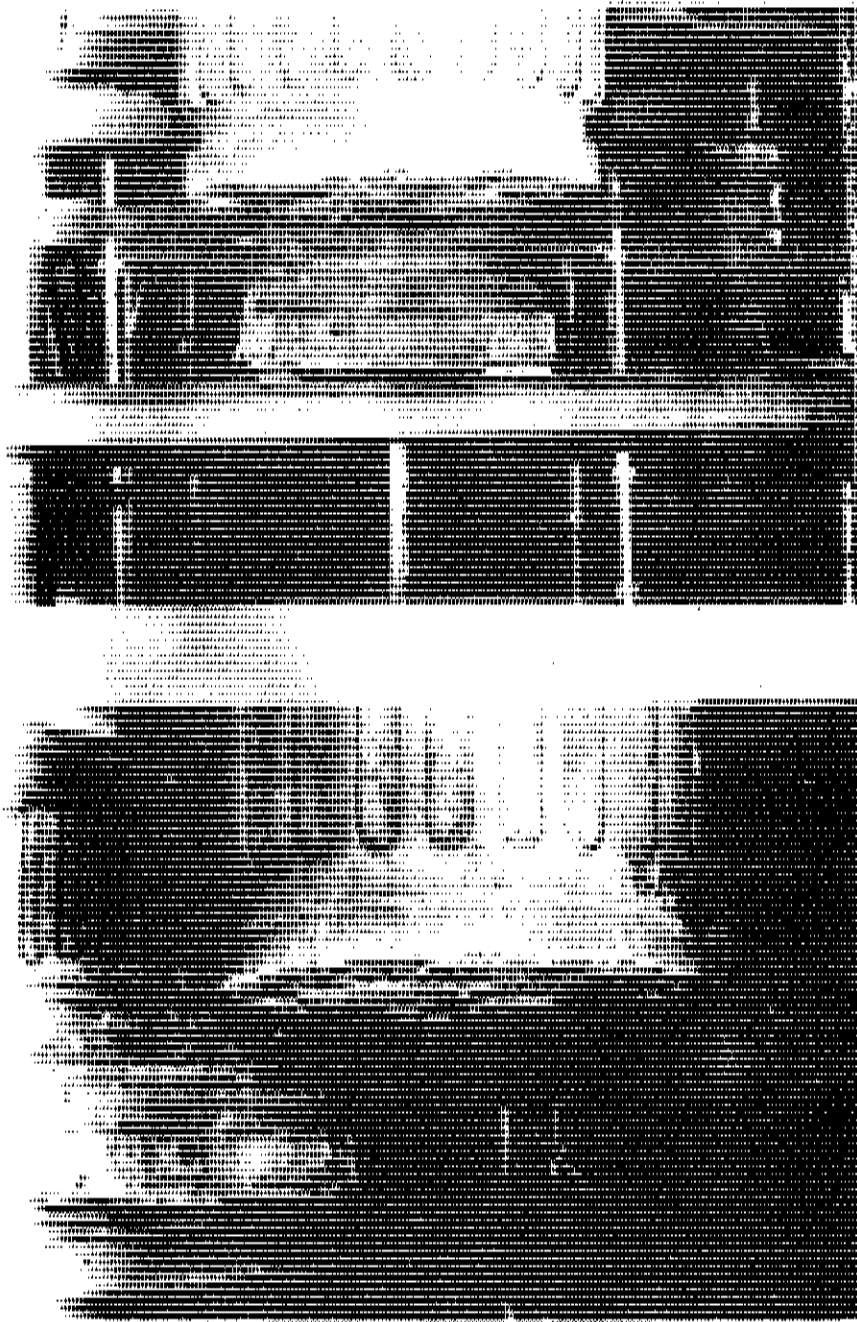


Fig.10 - Atrio di Palazzo Carignano (Torino) - Fase di ricostruzione del basamento

Come sempre in questi casi la croce e la delizia sta nei controlli deformazionali, nella calibratura e nella disposizione dei martinetti. In complesso le osservazioni sperimentali sia per quanto attiene le forze di coa-



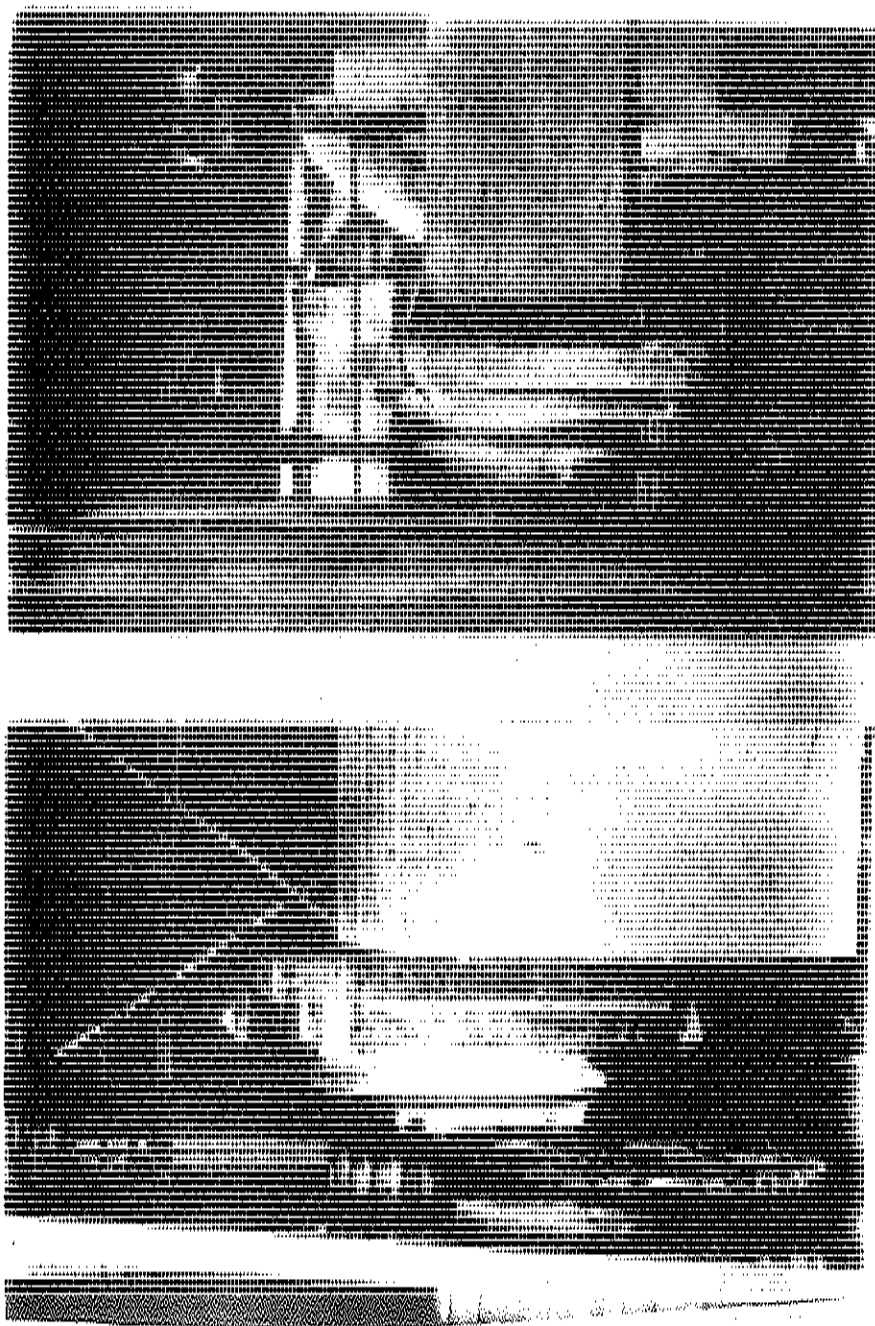


Fig.11 - Atrio di Palazzo Carignano (Torino) - Fase di ricostruzione del basamento

zione che per quanto riguarda le deformazioni sono risultate in buon accordo con i calcoli ed hanno riservato solo qualche imprevisto di non grande entità, naturalmente nelle zone dove ritenevamo di non avere complicazioni.

Il caso più interessante di applicazione della presollecitazione in termini di vero e proprio restauro strutturale riguarda il progetto ed i lavori di recente iniziati al Santuario di Vicoforte nei pressi di Mondovì (figg. 12-13).

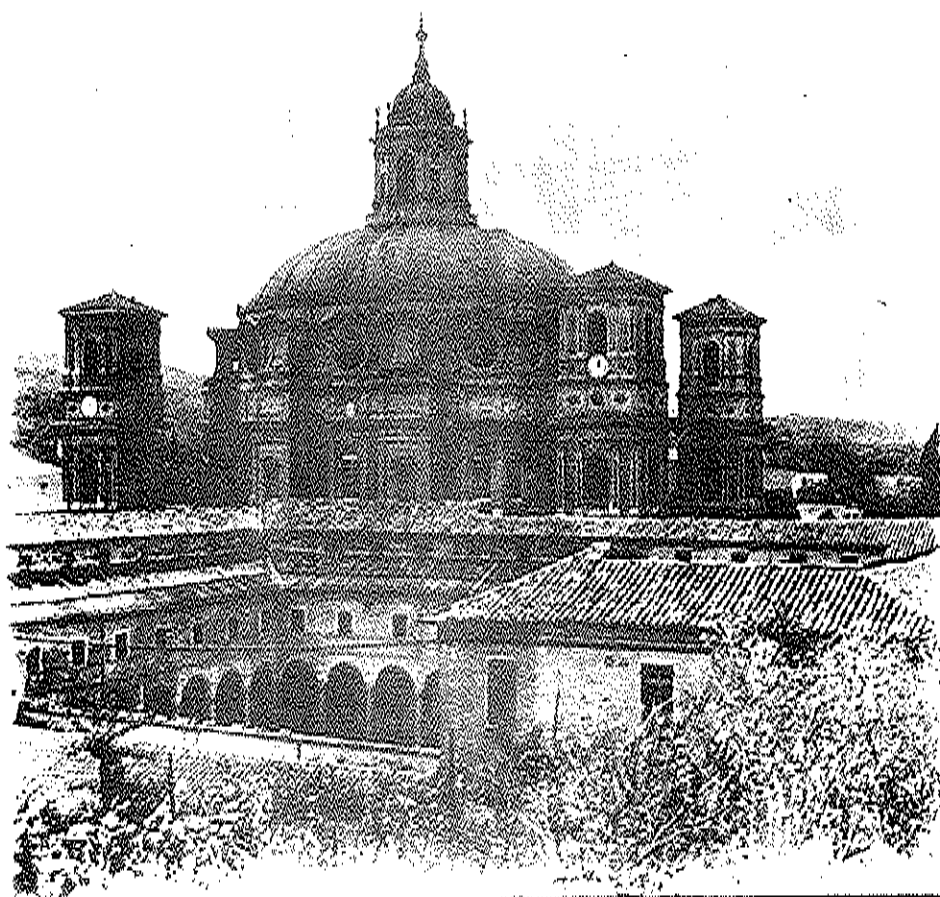


Fig.12 - Santuario di Vicoforte (Mondovì)

Si tratta di un imponente monumento, di storia abbastanza travagliata e di anamnesi di dissesto prolungata.

La sua costruzione fu iniziata dal Vittozzi intorno al 1600 ed intorno al 1620 risultarono erette le colonne maestre ed il tamburo della cupola: poi i lavori subirono un arresto di circa ottanta anni intorno al 1734. Il

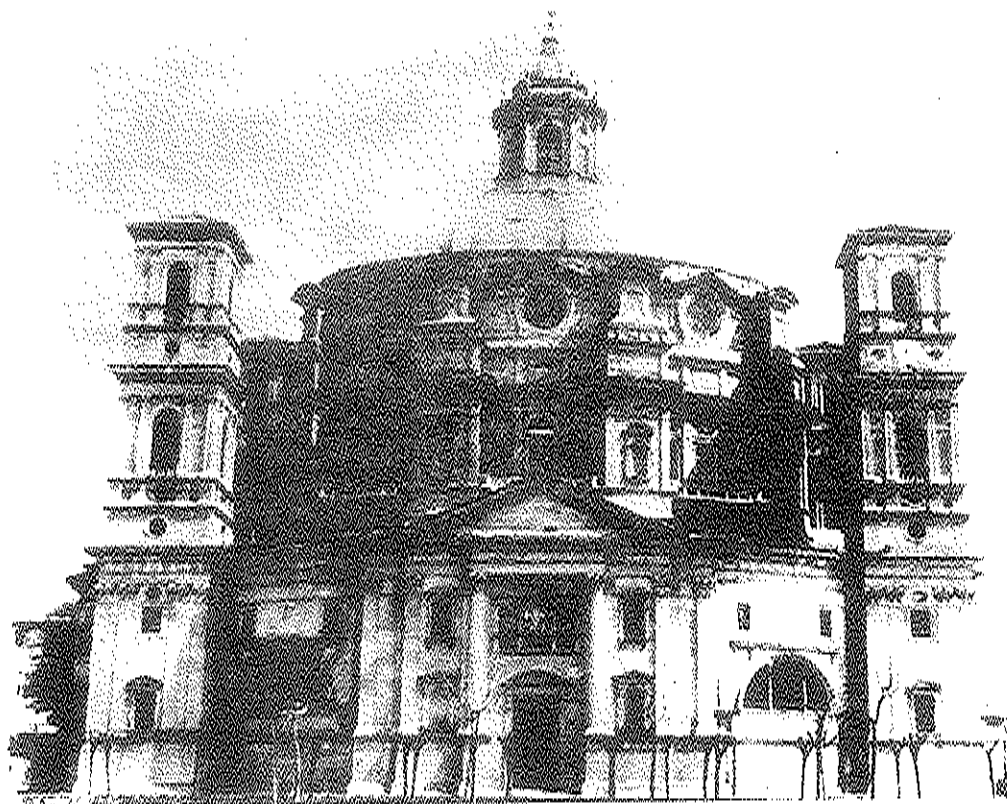
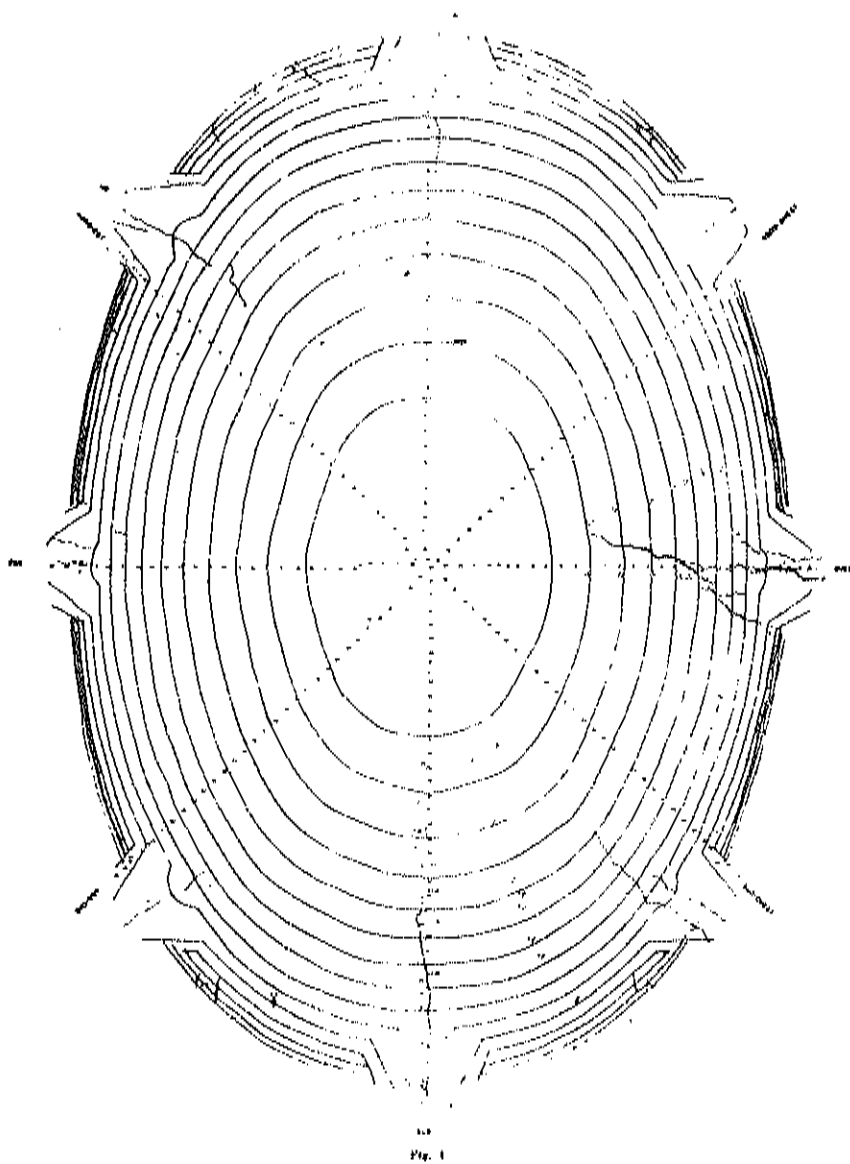


Fig.13 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Vista della cupola

monumento si distingue soprattutto per la grande cupola ellittica (asse maggiore m. 37.15 - asse minore m. 24.80 - altezza m. 15.93); essa è completamente in muratura di mattoni per uno spessore variabile da m. 1.00 - 0.60 - 0.40 e le documentazioni relative ai materiali e tecniche costruttive usate dall'Arch. Gallo sono esaurienti e complete e depositate presso l'archivio del Santuario (figg. 14-15).



IN RASSEGNA TECNICA DELLA SOCIETA' INGEGNERI E ARCHITETTI IN TORINO - NUOVA SERIE - A. 53 - N. 6 - GIUGNO 1979

Fig.14 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Vista superiore della cupola fessurata



Fig.15 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Vista dell'interno della cupola

La patologia del dissesto iniziatosi fin dai primi anni di vita del monumento, è eminentemente riconducibile a cedimenti differenziati delle fondazioni, che poggiano in parte su una buona marna la cui superficie emerge a sud ed in parte su limo argilloso di spessore variabile, che sovrasta il banco di marna aumentando il suo spessore verso nord. In conseguenza dei cedimenti delle fondazioni si innescarono fenomeni di fessurazione nella cupola e nel tamburo che col passare dei secoli si aggravarono e com

plicarono per le ingiurie del tempo e inadatti interventi di riparazione presentando il panorama visibile nelle figg. 16 - 17 - 18 (rilievo dall'alto e sezioni longitudinali verso l'ingresso e verso ponente).

La zona di fessurazione più vistosa è quella secondo la direzione ovest ma chiaramente il panorama fessurativo è preoccupante in tutta la zona del tamburo e della cupola.

Da molti anni la Sovrintendenza per i beni Ambientali e Architettonici del Piemonte segue il caso con grande cura, specialmente nelle persone della Prof. Clara Palmas Devoti, Sovrintendente e dell'Arch. Giorgio Fea, direttore dei lavori. E' stata costituita una commissione di consulenza e negli

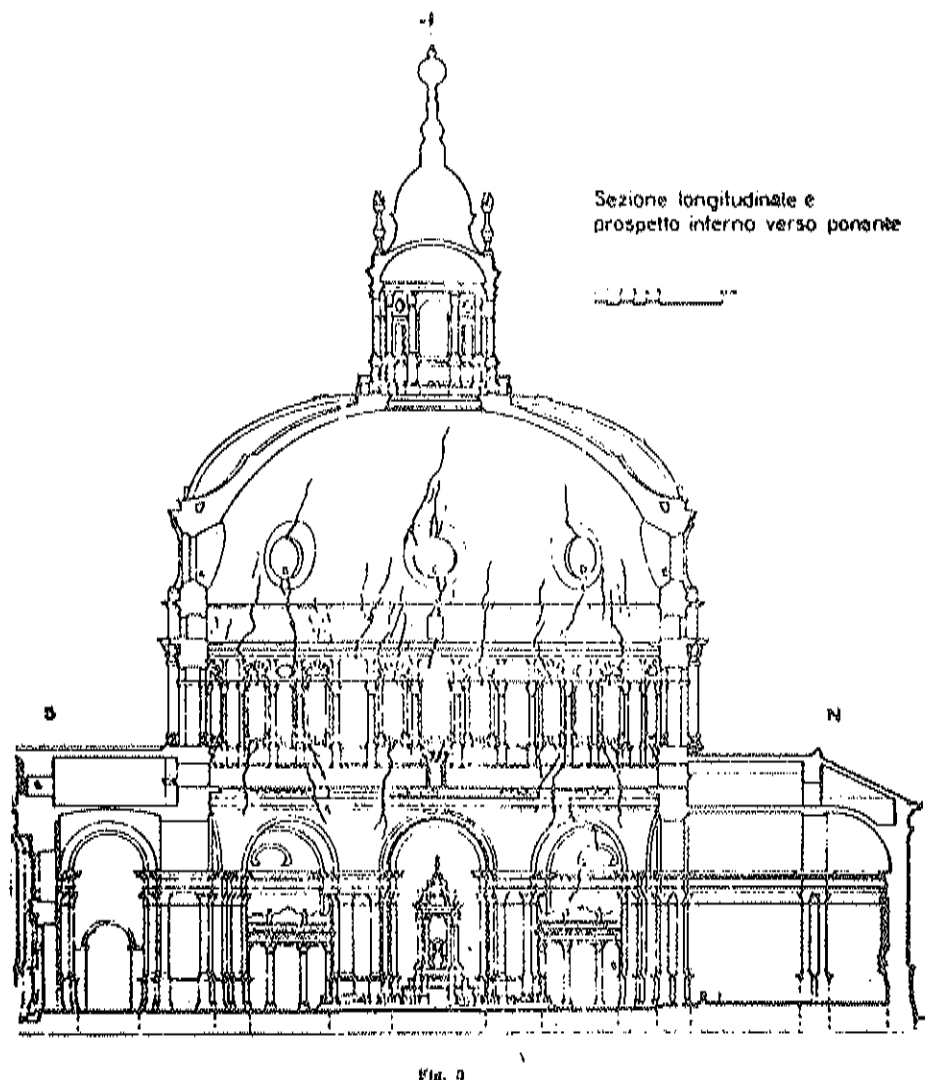
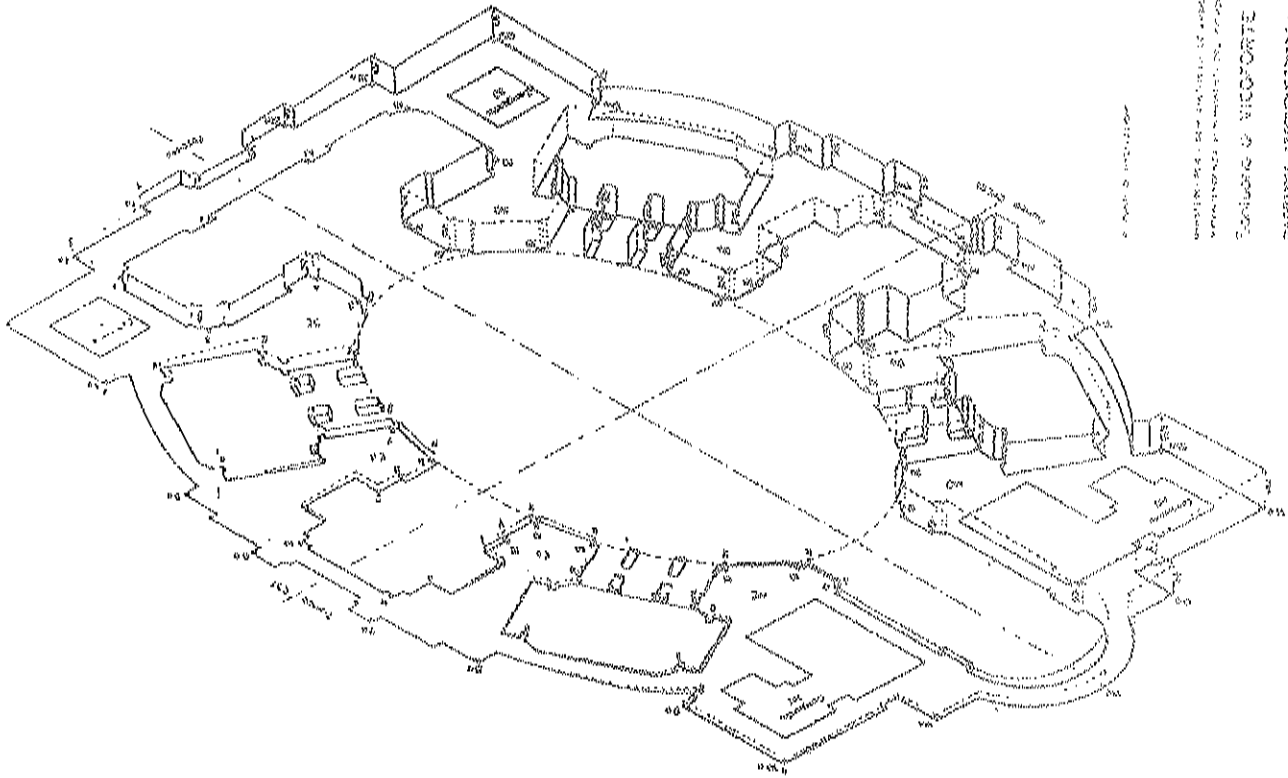


Fig.16 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Sezioni coi tracciati delle principali fessurazioni



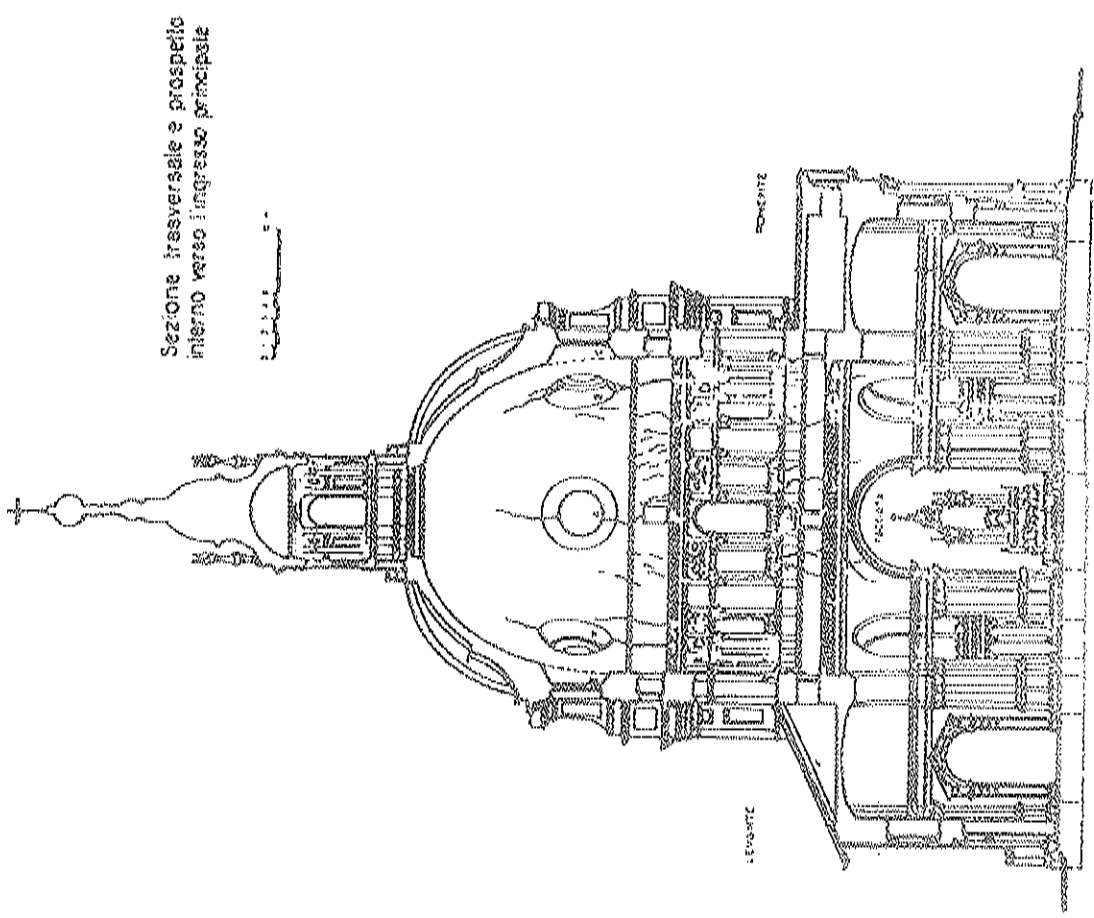
PLAN DE L'ÉGLISE

PROFONDITÀ DELLE FESSURE DEI CEMENTI FONDAZIONALI

SANCTUARIUM VICOFORTENSE (Mondovì - Cuneo)

PROFONDITÀ DELLE FESSURE DEI CEMENTI FONDAZIONALI

Fig. 18 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - ANFITEATRO metrica dei cementi fondazionali



Sezione trasversale e prospetto interno verso l'ingresso principale

Fig. 2

Fig. 17 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Sezioni coi tracciati delle principali fessurazioni

anni 1975-1976 la Soc. Rodio e lo studio dell'Ing. Bernasconi di Chiasso si sono presi cura di tutte le indagini geotecniche e degli studi di verifica statica del monumento. In tale periodo, oltre alla campagna geognostica è stato impostato un sistema di controllo globale per rilevare il comportamento delle strutture nel tempo disponendo:

- una prima serie di celle dinamometriche, integrate poi nel 1982 da una seconda serie per un totale di 50 stazioni,
- livellazioni geometriche di precisione per:
  - verifiche dei cedimenti,
  - verifiche della verticalità,
  - verifiche movimenti orizzontali,
- verifica delle lesioni (con misure dirette e misura automatica con registrazioni),
- controllo e registrazione delle temperature sia nelle zone esterne che in diversi punti della fabbrica muraria (fig.19).

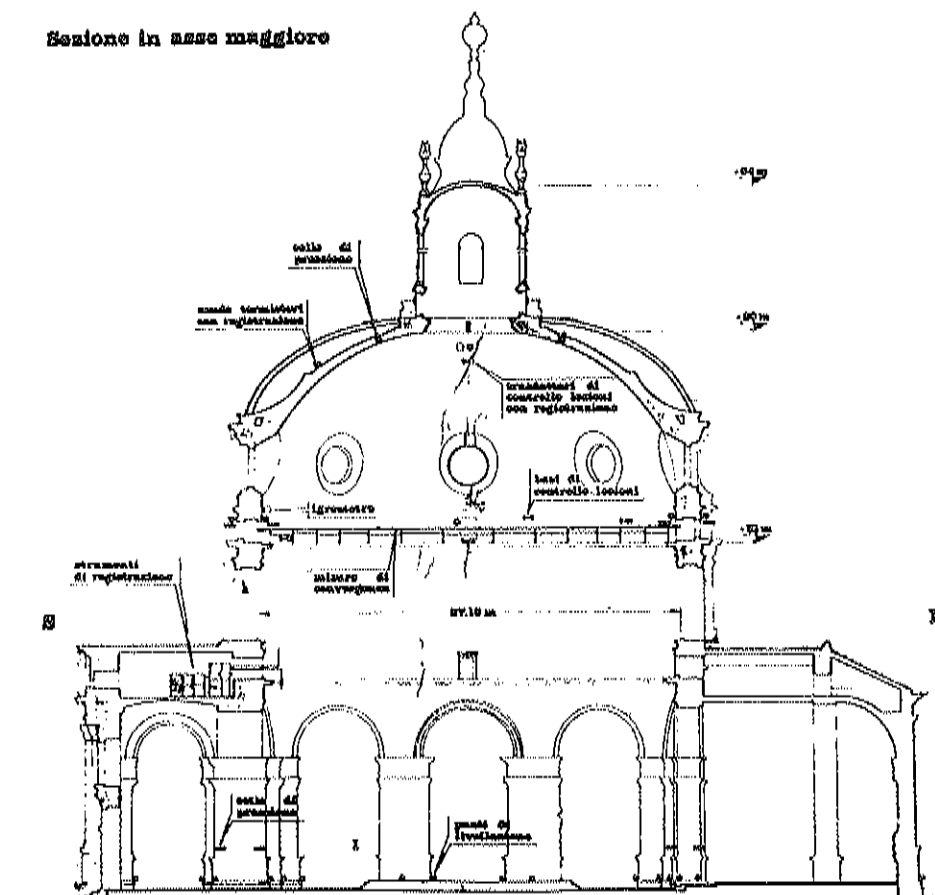


Fig.19 - Santuario di Vicoforte (Mondovi) - Disposizione strumentazione di controllo



Logicamente poi sono state effettuate diverse prove per stabilire le caratteristiche di resistenza meccanica delle murature sia con prelievo di un adeguato numero di campioni da sottoporre a prove di compressione, sia con sondaggi a mezzo di ultrasuoni.

Senza entrare in dettagli dirò che le indagini geotecniche hanno permesso di stabilire con sicurezza che l'argilla interessata dalle fondazioni ha raggiunto il suo limite di consolidamento; ovviamente hanno ribadito la già nota necessità di assicurare la perfetta efficienza di tutta la rete di cuncoli di drenaggio delle acque sotterranee che si infiltrano nel terreno di fondazione, in modo da garantire un grado di umidità costante agli stessi. La rete di drenaggio era già stata iniziata dal Vittozzi con un condotto principale e venne poi ampliata notevolmente con ulteriori interventi nello ottocento: peraltro la scarsa manutenzione portò a pregiudizievoli situazioni di intasamento: tutto il sistema di drenaggio è oggi in via di risanamento, completamento e parziale ricostruzione.

Infine i controlli della apertura delle fessure permisero di appurare, a conforto delle risultanze dell'indagine geotecnica, che gli unici movimenti delle strutture lesionate erano quelli dovuti alle variazioni di temperatura. (fig.20).

Per quanto attiene alle prime verifiche statiche esse furono effettuate, (nello stesso periodo in cui la Soc. Rodio operava), dallo Studio Ing. Bernasconi di Chiasso che esaminò il complesso formato dalla cupola e parte del tamburo nello stato fessurato ricorrendo ad un programma E.A.S.E. (Elastic Analysis for Structural Engineering) della E.A.C. di Redondo Beach-California, elaborato al centro Fides di Zurigo.

Furono simulate svariate condizioni di carico e di deformazioni imposte (peso proprio - vento - sisma - variazioni termiche - cedimenti differenziali) ricavandone previsioni su varie possibilità di situazioni di crisi, anche per quanto riguardava i grandi pilastri.

Sulla base di questi studi e della grande mole di rilievi sperimentali, la Sovrintendenza al Piemonte individuò come la soluzione di restauro strutturale più indicata e compatibile con le esigenze del monumento e degli affreschi della cupola il cerchiaggio del tamburo nella sua parte superiore, corrispondente esternamente alla fascia architettonica superiore al livello

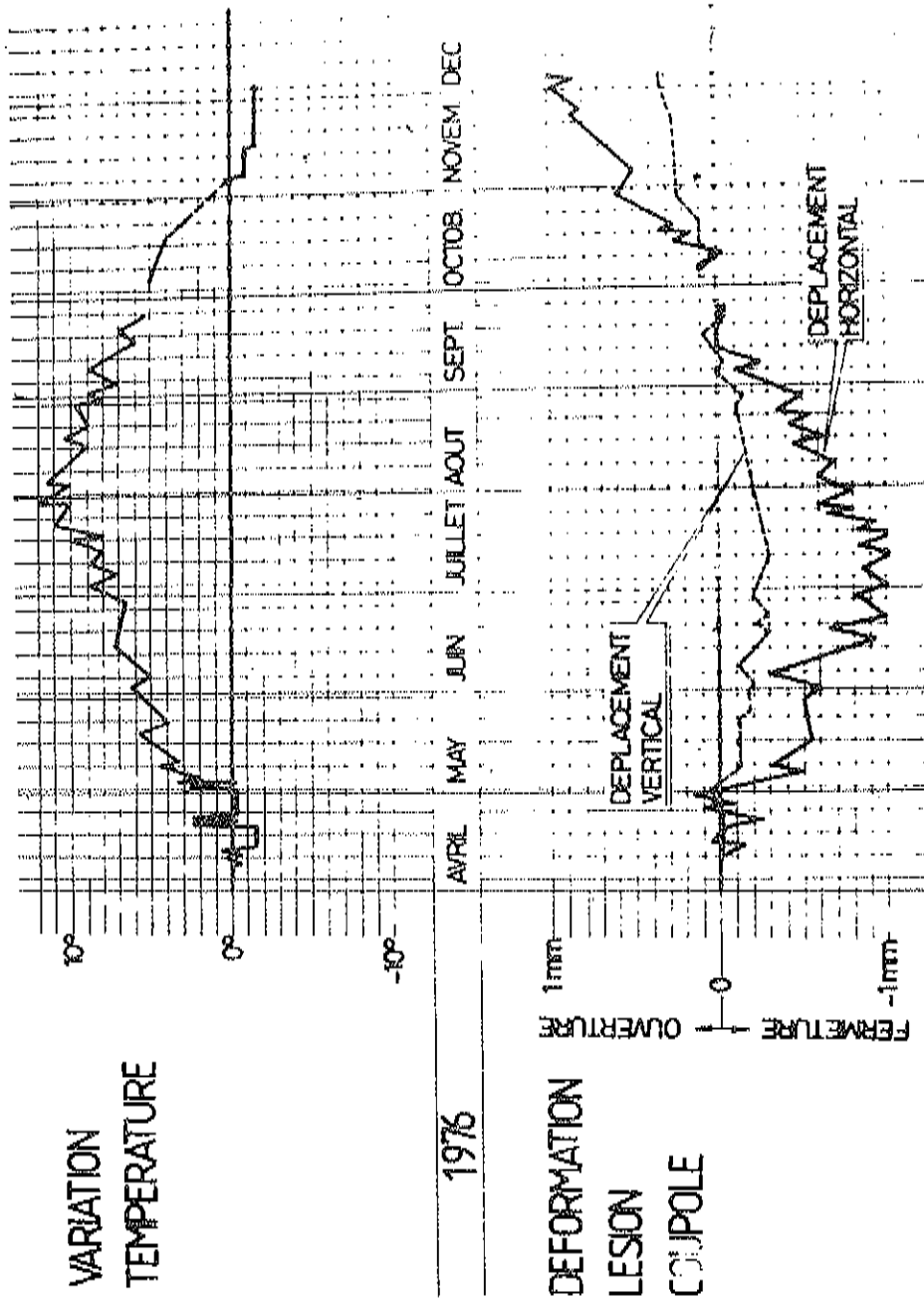


Fig.20 - Santuario di Rioforte (Monfalcone) - Effetto delle variazioni termiche

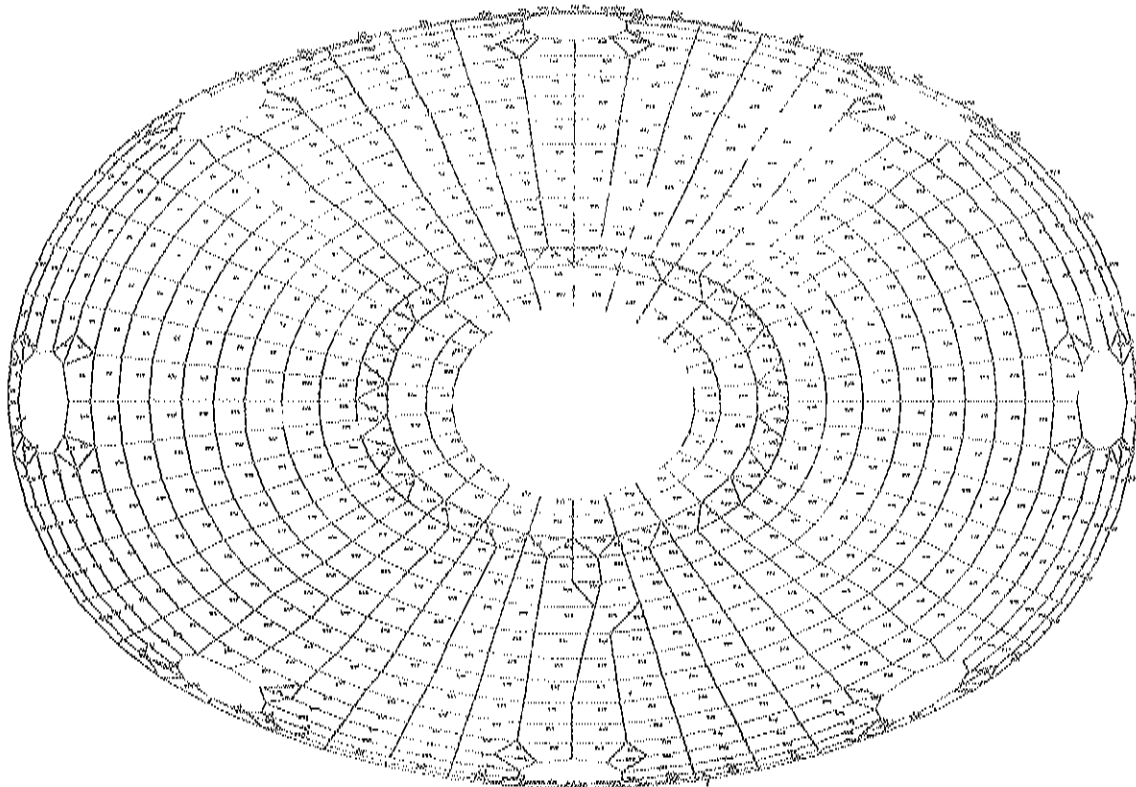


Fig. 21 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Mesh di riferimento per i procedimenti di calcolo automatico

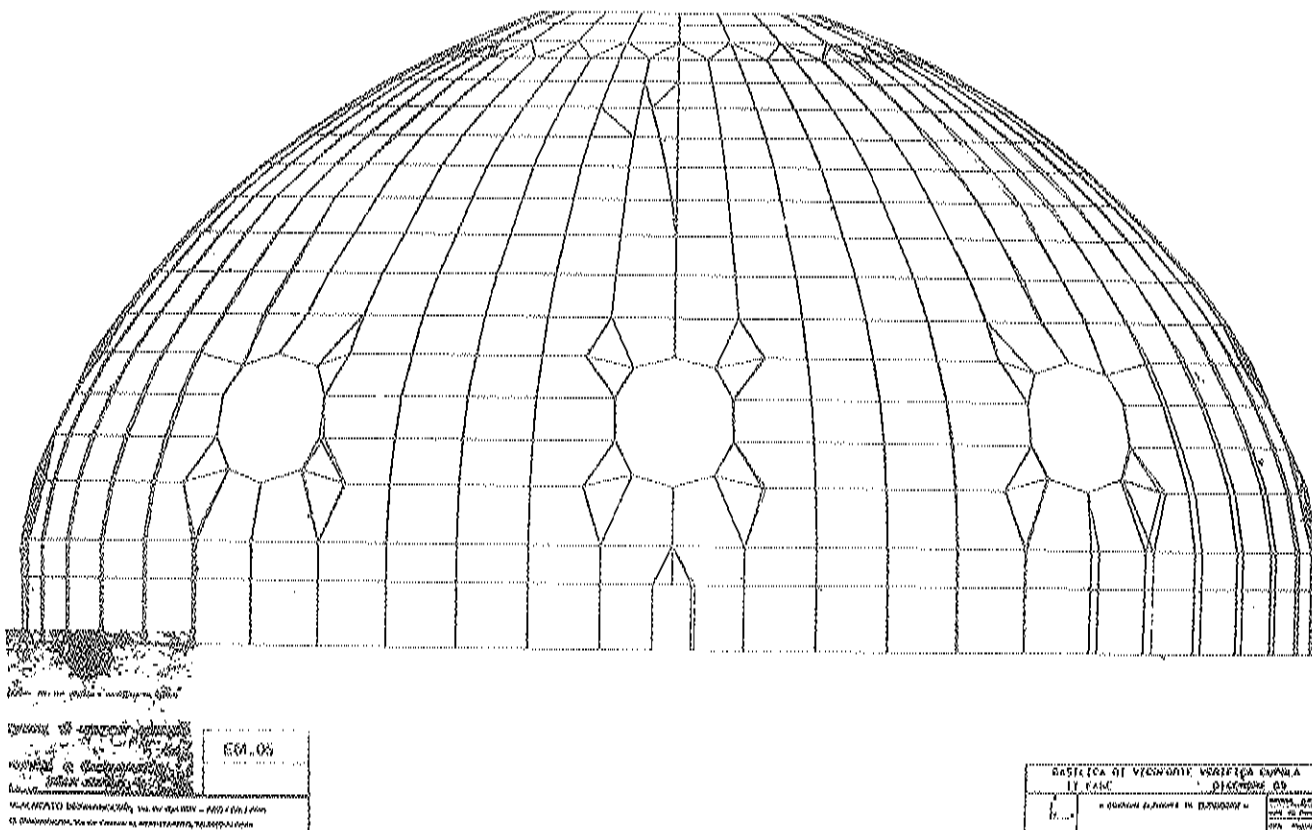


Fig. 22 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Mesh di riferimento per i procedimenti di calcolo automatico

dei finestroni rettangolari di altezza m. 2.50 ca., e forata in corrispondenza alle estremità degli assi della ellisse da 4 "occhi" che permettono l'accesso al ballatoio interno realizzato all'imposta della cupola.

La stessa Sovrintendenza con propria perizia ha conferito allo Studio dell'Ing. Bernasconi di Chiasso l'incarico di progettazione del sistema di cerchiaggio e tutte le verifiche statiche relative (figg. 21 e 22).

Esclusa la cerchiatura continua sia per ragioni tecniche che di salvaguardia del monumento, si è adottata una cerchiatura a tratte solidarizzate.

E' stata così prevista la costituzione di 14 tratte rettilinee realizzate con 4 barre tipo Dywidag da sistemarsi in apposite sedi, ricavate grazie a perforazioni della muratura (il cui spessore è due metri) da eseguirsi logicamente con tutte le precauzioni che la delicatezza dell'intervento richiede. Le 14 tratte, che sono munite ad un estremo di celle dinamometriche ed all'altro di testate idonee alla messa in tiro delle barre, sono rese continue grazie ad apposite piastre di ripartizione disposte nelle nicchie previste per l'accesso alle stazioni di messa in tiro e di controllo. (figg. 23-24-25-26).

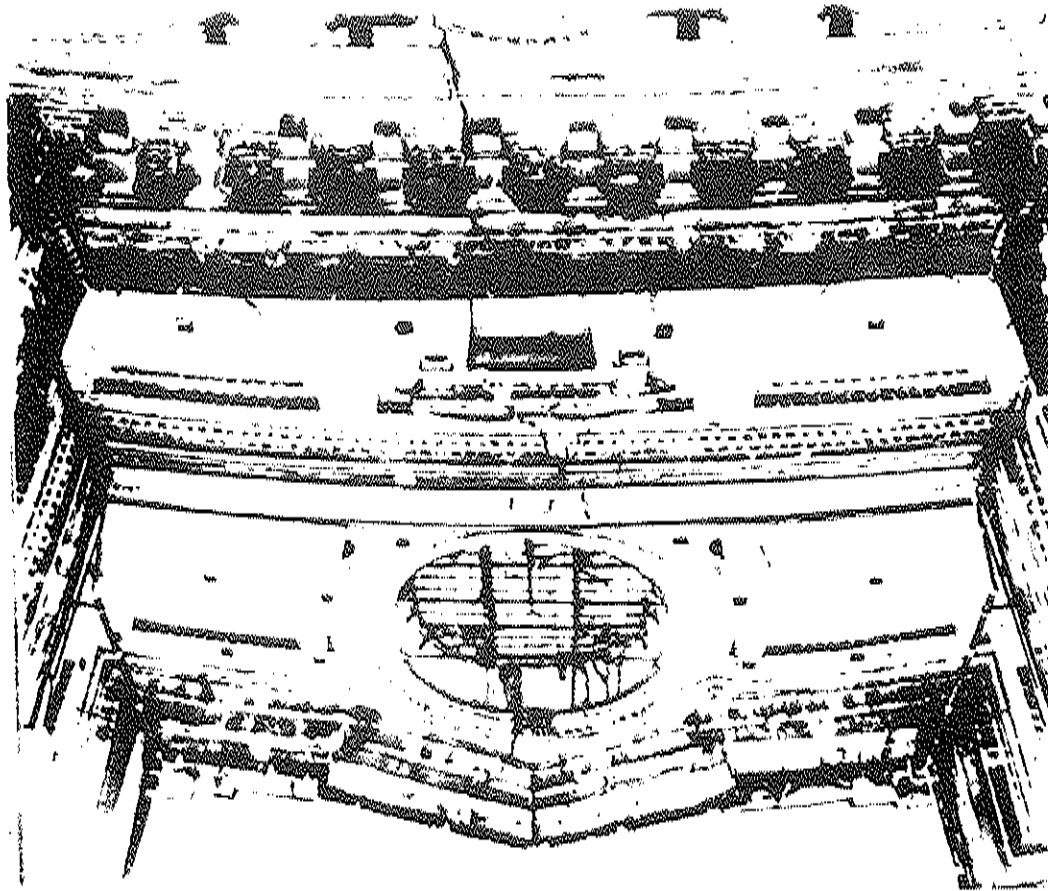


Fig.23 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Fascia di tamburo ove verrà inserita la cerchiatura

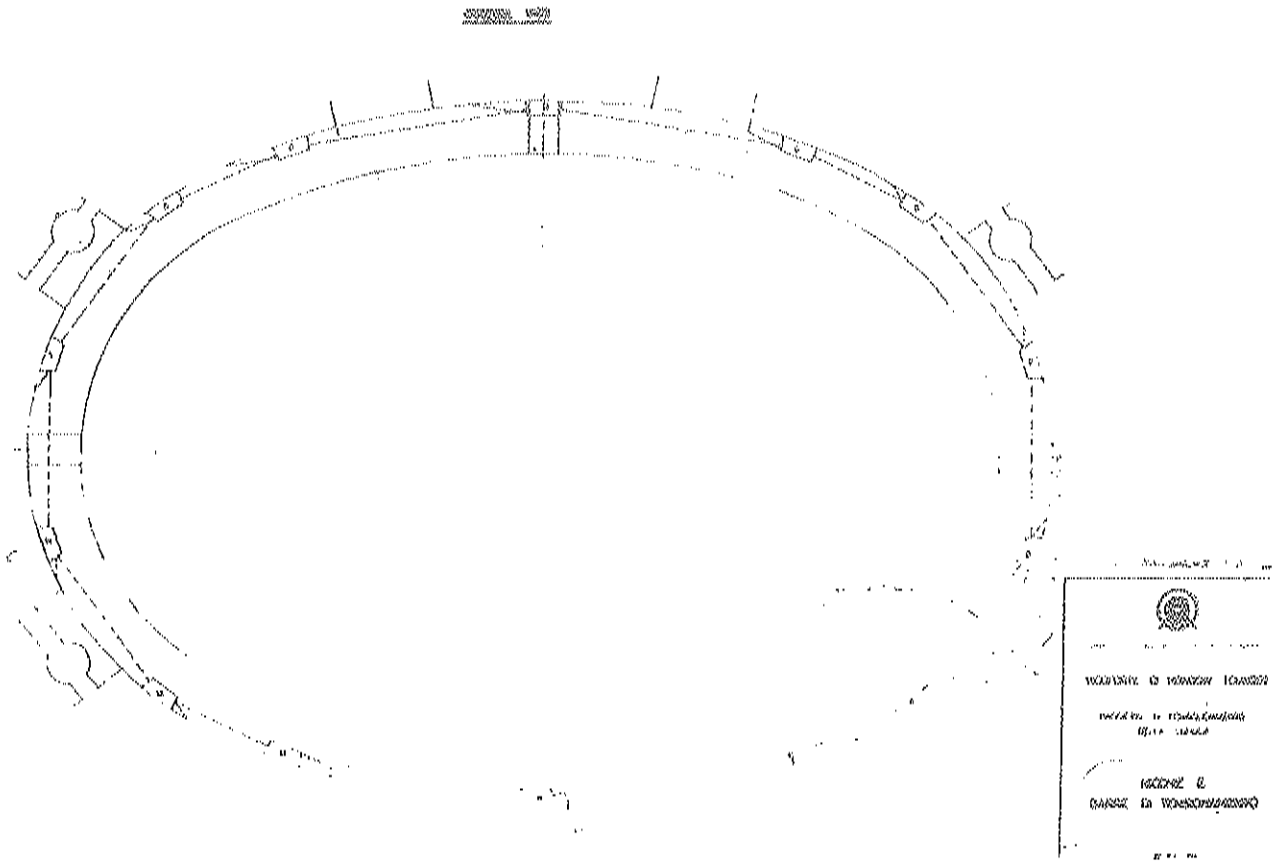


Fig.24 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Disposizione delle tratte di cerchiatura

FASE N° 11

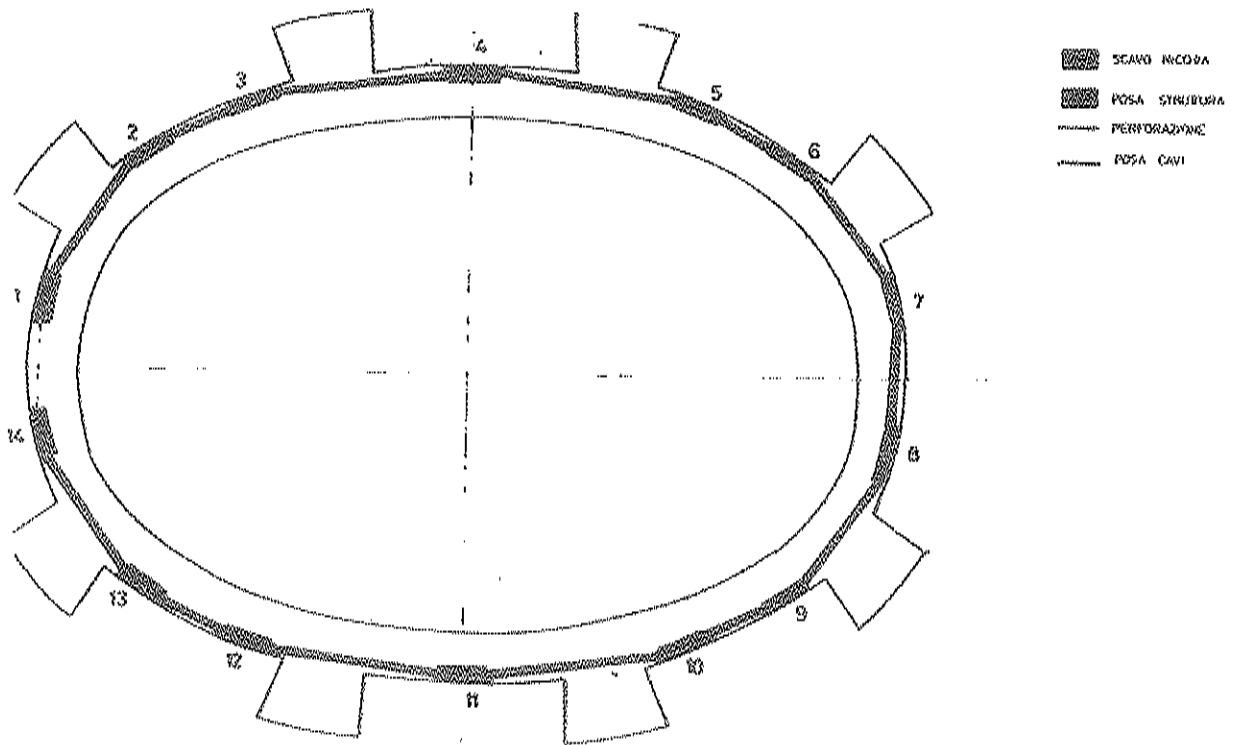


Fig.25 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Disposizione delle tratte di cerchiatura

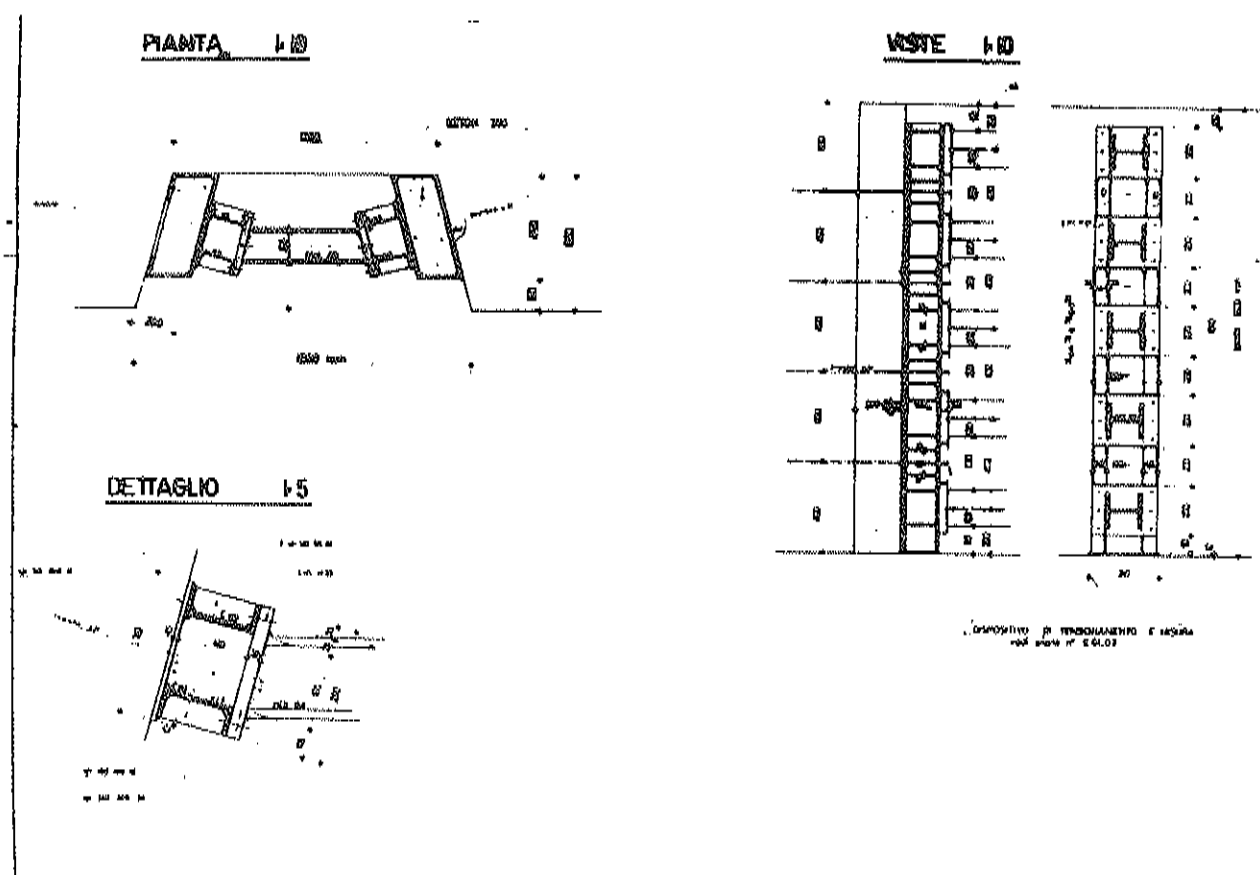


Fig.26 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Strutture di continuità nelle nicchie

L'operazione di messa in tensione è prevista in varie riprese, distribuite nel corso di due anni circa in vista di tutti i controlli deformazionali e tensionali che potranno eventualmente suggerire correzioni ai programmi iniziali. In effetti si è ritenuto opportuno operare con molta gradualità evitando qualsiasi intervento di cerchiatura che potesse ragionevolmente prevedersi traumatico nei riguardi della situazione delle lesioni e degli affreschi interni.

Il progetto in effetti non prevede - almeno in questa fase - l'imposizione di uno stato di coazione tale da portare alla chiusura delle lesioni; prevede il costipamento delle stesse con materiale deformabile in modo da garantirne la difesa da eventuali agenti esterni senza pregiudizio dei movimenti derivanti dalle varie campagne di tesatura.

I dati che verranno rilevati nel corso dei due anni consiglieranno la

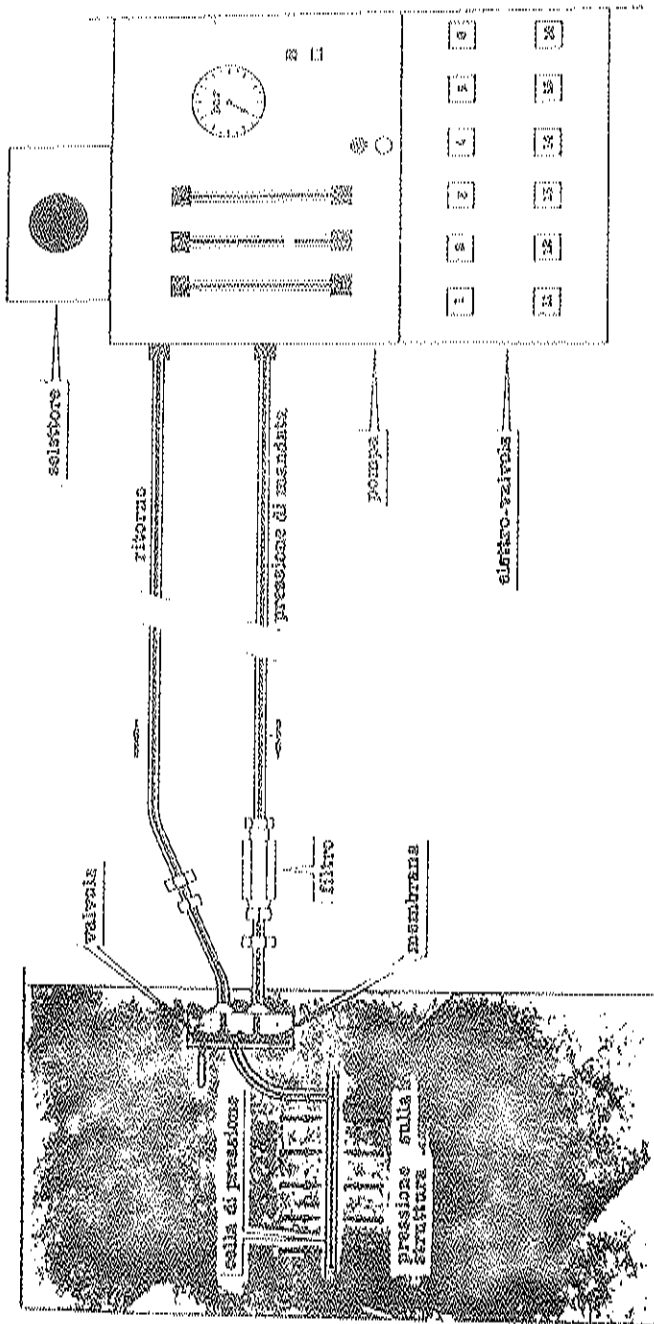


Fig.27 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Celle dinamiche

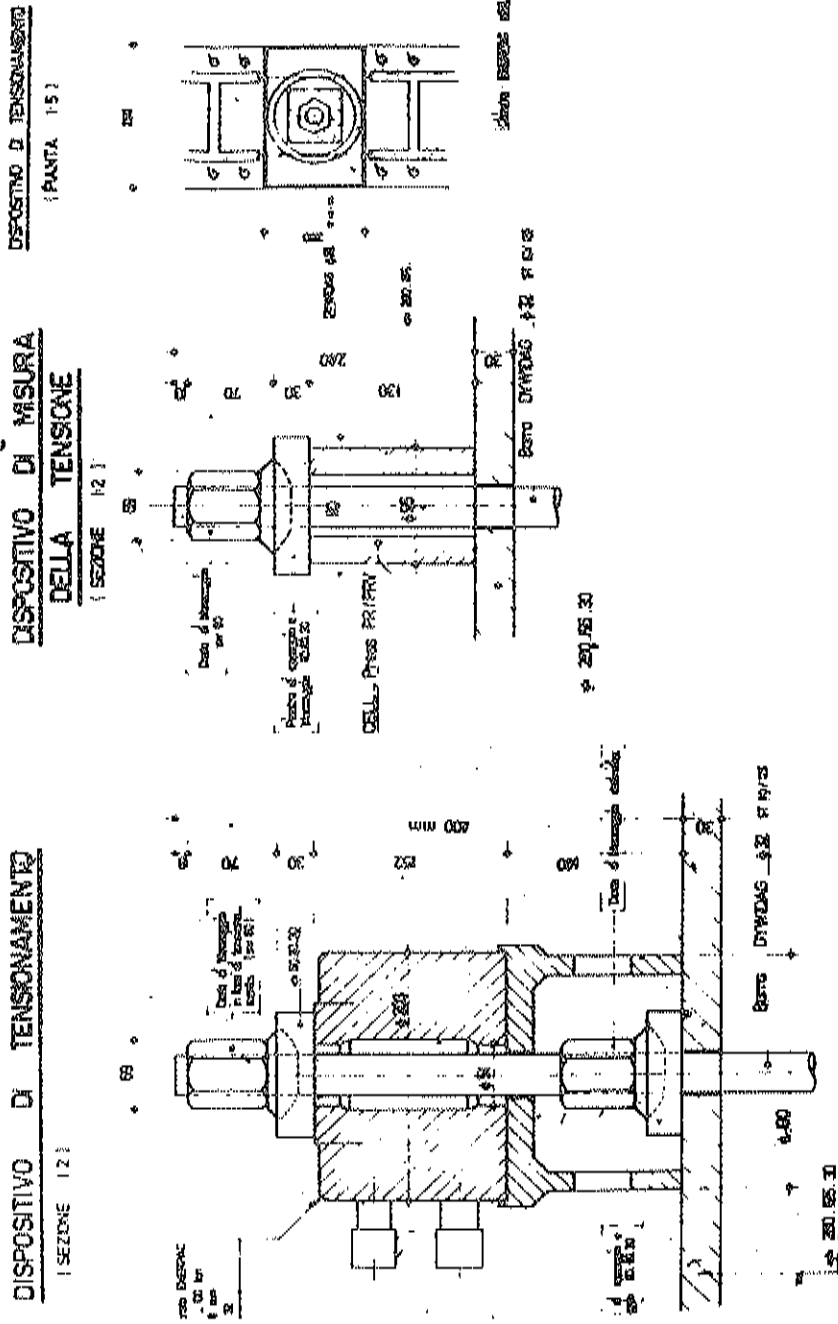


Fig.28 - Santuario di Vicoforte (Mondovì) - Dispositivi di tensionamento e misura nelle nicchie



opportunità di eventuali ulteriori interventi di cerchiatura sul tamburo e sulla cupola ed eventuali provvidenze di cucitura delle lesioni.

E' parso in effetti a tutta la equipe progettuale che il punto più importante di questo intervento di restauro fosse la continuità ed accuratezza dei controlli delle situazioni tensionali e deformazionali. (figg. 27 e 28).

Disponendo di un elevato numero di celle dinamometriche e di tutto un sistema di riferimento per livellazioni geometriche di precisione, controlli di deformazione della imposta della cupola, registrazioni di escursioni termiche, ecc., riteniamo sarà possibile raccogliere un complesso di dati molto significativi non solo per il caso specifico, ma in generale per tutti quegli interrogativi sugli effetti degli stati di coazione nelle murature antiche che attendono risposta e che potranno essere soddisfatti solo grazie a una ampia messe di dati sperimentali ottenibili in tutte le occasioni di restauro strutturale che ci potranno capitare.

ESEMPI DI APPLICAZIONI FONDAZIONALI

BATTISTA DE PAOLI

*Responsabile dei Servizi Tecnici della  
Ing. G. RODIO & C. S.p.A., Casalmaiocco (Milano)*



## 1. GENERALITA'

Una coazione è lo stato nel quale un solido si trova quando presenta al suo interno una distribuzione di tensioni indipendente dalle sollecitazioni esterne direttamente applicate, in particolare esistente anche in mancanza di queste ultime.

Tale concetto, di normale comprensione in campo prettamente strutturale, assume sfumature differenti se applicato a quel complesso sistema di interazioni che si instaurano in fondazione tra struttura e terreno.

Da tale punto di vista la coazione può essere applicata :

- alla struttura indipendentemente dal terreno
- al terreno indipendentemente dalla struttura
- al terreno e alla struttura con dipendenza dell'uno dall'altra (o viceversa) almeno in termini di reazione.

L'impiego di un sistema di coazioni può essere posto alla base di un progetto di una costruzione nuova o di un intervento successivo di riparazione.

I criteri e spesso le tecniche sono le stesse, potendosi sostenere, paradossalmente, che quasi tutto ciò che si poteva fare prima può essere fatto anche dopo, con la sola conseguenza di scontare maggiori oneri economici.

Da tale punto di vista analizzeremo nel seguito una serie di campi e di casi di impiego delle coazioni al fine di mettere in rilievo ciò che le moderne tecnologie di fondazione speciale consentono di fare trascurando quindi, tutto ciò che può essere eseguito, nel campo delle coazioni, attraverso tecniche di superficie che nella nostra ottica chiamiamo "tradizionali".

La trattazione sarà organizzata distinguendo le coazioni di tipo geotecnico dalle coazioni di tipo strutturale. Un capitolo particolare sarà infine dedicato ai micropali che sono una delle tecniche più usate negli interventi di riparazione

## 2. COAZIONI DI TIPO GEOTECNICO

Chiamiamo di tipo geotecnico quei sistemi di coazione che vengono applicati direttamente al terreno e che esplicano il loro effetto esclusivamente sulla base delle proprietà intrinseche del materiale "terreno".

Vediamo alcuni esempi.

### 2.1. Accelerazione dei tempi di consolidazione delle argille mediante dreni

Un edificio di proprietà dell'Istituto Casse Popolari di Pescara, a causa di notevoli cedimenti differenziali delle fondazioni, si era inclinato in modo tale da dover essere sgomberato.

Nella fig. 1 si ha un'immagine dell'edificio prima dell'intervento: si vede chiaramente, anche con riferimento ai fabbricati vicini, che l'edificio era inclinato verso lo spigolo di sinistra, con un dislivello massimo, tra due spigoli opposti, di 70 cm circa a livello del soletto del 1° piano.

L'edificio, con pianta a T e giunto di dilatazione tra i due corpi del T, disponeva di struttura di fondazione molto rigida, costituita da una platea nervata.

Malgrado l'entità dei cedimenti differenziali, il fabbricato non presentava traccia di fessurazioni avendo subito un movimento composto da un cedimento e una rotazione perfettamente rigidi.

Il terreno era costituito per uno spessore di 40 m da materiali coesivi limo-argillosi di consistenza molle per i primi 15 m e mediamente compatti al di sotto di 15 m di profondità.

In fig. 3 sono riportati i diagrammi di resistenza alla punta di 4 prove penetrometriche statiche (la disposizione in pianta delle prove è riportata in fig. 2).

Si nota che i valori delle prove A e B sono mediamente superiori a quelli delle prove C e D; inoltre, nella prova B, molto prossima al punto S (fig. 2), tra 3,00 e 5,50 m di profondità è evidenziata una lente di elevata resistenza costituita da ghiaia e sabbia.

A nostro avviso, sono state queste caratteristiche del terreno, combinate, che hanno provocato l'innescarsi dei cedimenti differenziali; in effetti, il punto S è quello che ha ceduto meno e la linea di massima pendenza del fabbricato è la linea S-4.

L'intervento è stato basato sui concetti seguenti:

- 1) ricaricare la piastra di fondazione in corrispondenza della parte di fabbricato che aveva ceduto meno in modo da ottenere cedimenti di entità prestabilita e, con ciò, un parziale raddrizzamento dell'edificio.

2) provocare l'esaurimento del fenomeno di consolidazione in corso, relativo al peso proprio del fabbricato, in corrispondenza della parte di fondazione che aveva ceduto di più.

3) ottenuto l'esaurimento del 90% dei cedimenti relativi alla ricarica e, conseguentemente, un raddrizzamento soddisfacente dell'edificio, rimuovere la ricarica.

Per accelerare i cedimenti si è fatto uso di dreni verticali.

La realizzazione dell'intervento è avvenuta nelle fasi seguenti :

1) esecuzione dei dreni verticali con interasse di 1,60 m (fig. 2) e lunghezza di 21 m (fig. 4).

Sono stati impiegati dreni di sabbia tipo Sandwich, immessi in fori appositamente predisposti e quindi senza spostamento di terreno.

2) messa in opera del materiale di ricarica, costituito da ghiaia e sabbia.

In fig. 5 è riportato uno schema con la disposizione e le altezze del carico di ghiaia e sabbia a partire dalla piastra di fondazione : tale carico è stato imposto in 3 fasi successive.

Per il controllo dei cedimenti è stata predisposta una rete di livellazione costituita da 13 punti, la cui disposizione in pianta è indicata in fig. 5.

In fig. 6 sono riportati i diagrammi dei cedimenti di alcuni dei punti tenuti sotto controllo : le frecce si riferiscono all'imposizione di ciascuna delle tre fasi di carico; la parte di diagramma che precede la prima freccia si riferisce al periodo di esecuzione dei dreni.

Il cedimento del punto 5 è stato di 40 cm circa ed il recupero di cedimento differenziale tra i punto 5 e 4 è stato di poco superiore a 35 cm con conseguente pendenza massima dei pavimenti dell'ordine dell'1% e cioè a livello di sopportabilità fisiologica.

Nella fig. 7, su una pianta dell'edificio sono riportate le linee di uguale cedimento all'agosto 1975.

Si può notare che la variazione dei cedimenti è perfettamente lineare e quindi che il movimento del fabbricato è stato perfettamente rigido : in effetti non si è mai evidenziata alcuna fessurazione, nemmeno nei muri di tamponamento.

## 2.2. Pali con celle di precarica

E' noto che il cedimento richiesto ai pali di grosso diametro per sviluppare integralmente la loro portata di base è notevole e spesso non congruente coi cedimenti richiesti per sviluppare la portata laterale.

Al fine di ovviare a tale fenomeno, si fa a volte uso di una cella di precarica collocata alla base del palo.

Essa (figura 8) consiste in due dischi metallici forati posti l'uno contro l'altro e tenuti a distanza di 3-4 cm mediante opportuni distanziatori. La cella è avvolta in un doppio involucro, di tela juta il primo e di plastica il secondo, e risulta impermeabile al getto di calcestruzzo.

Alla cella, posta all'estremità inferiore del palo, sono collegati due tubi verticali metallici che raggiungono la testa del palo ed attraverso i quali, nella fase di precarica, viene effettuata l'iniezione.

Le operazioni di precarica avvengono a maturazione del calcestruzzo completamente esaurita.

Prima di mettere in precarica la cella si effettua un accurato lavaggio immettendo acqua leggermente in pressione attraverso una delle due tubazioni metalliche e lasciandola fuoriuscire liberamente dall'altra.

A questo punto ha inizio la precarica della cella iniettando a pressione una miscela cementizia con dosaggio acqua/cemento compreso tra 1.0 e 1.5, modificato nel corso della precarica per adattare la miscela alle variabili condizioni di assorbimento.

Durante la precarica la miscela cementizia dapprima riempie la cella e fuoriesce dai fori predisposti sui piatti metallici. Continuando ad iniettare, gli involucri di juta e di plastica si rompono ed i due piatti si allontanano progressivamente mentre il volume di cemento in pressione che si raccoglie alla base del palo aumenta.

La cella si comporta quindi come una sorta di martinetto piatto con corsa illimitata, comprimendo il terreno sottostante la base del palo ed esercitando sul palo stesso uno sforzo diretto verso l'alto e pari a  $p_i \pi D^2/4$ , se con  $p_i$  si indica la pressione di iniezione.

Per analizzare brevemente l'effetto della precarica sul comportamento dei pali, analizziamo i risultati ottenuti da Viggiani ed altri in una serie di prove di carico.

I grafici di fig. 9 indicano le curve carico-cedimento ottenute in 4 pali di cui 2 (A e B) senza cella e 2 (C-D) con cella.

Le curve carico-cedimento mostrano come i pali senza cella di precarica (A e B) abbiano esibito un comportamento nettamente diverso da quello dei pali con cella alla base (C e D) sia in termini di valori limite del carico ( $Q_{lim}$ ), sia di cedimenti, sia infine di forma della curva Q - W.

In particolare i pali con cella di precarica hanno raggiunto la rottura per valori del carico decisamente superiori e per cedimenti della testa nettamente inferiori :

$$\begin{array}{rcl} D = 1.5 \text{ m} & \frac{(Q_{lim})_C}{(Q_{lim})_A} & = 1.30 \\ & \frac{w_C}{w_A} & = 0.15 \\ \\ D = 2.0 \text{ m} & \frac{(Q_{lim})_D}{(Q_{lim})_B} & = 1.38 \\ & \frac{w_D}{w_B} & = 0.45 \end{array}$$

E' da notare che anche a livelli di sollecitazione lontana dalla rottura i pali con cella hanno sempre subito cedimenti inferiori.

Il differente comportamento carichi-cedimenti tra i pali senza e con cella di precarica, può essere attribuito ad una serie di fattori tra cui predominanti sono :

- il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno nell'intorno della punta per effetto dell'iniezione di miscela cementizia;
- la bonifica della zona di contatto tra base del palo e terreno, dagli effetti del disturbo apportato nel corso della rivellazione.



### 2.3. Sollevamento del terreno a mezzo di iniezioni

E' noto che gli interventi di salvaguardia proposti per il problema dello sprofondamento della città di Venezia, sono basati essenzialmente sulla regolazione dei livelli di marea dell'area lagunare mediante sbarramenti mobili, tali da impedire la formazione di acque alte "eccezionali".

Questa soluzione richiede di conseguenza la complementare difesa della città dagli allagamenti provocati dai livelli "medio-bassi" di marea, intervenendo nelle aree più depresse con protezioni e soprالعlevazioni di specifici nuclei edificati.

In questa ottica negli anni 1971/72 è stata sperimentata con successo una tecnica di sollevamento in un'area dell'isola di Poveglia, (fig. 10) a pochi chilometri dal centro storico, mediante iniezioni nel terreno sottostante.

L'area di prova (fig. 11), di circa 900 m<sup>2</sup>, comprendeva due piccole costruzioni che, a causa della loro fatiscenza, risultavano particolarmente interessanti per lo scopo della sperimentazione.

Il sollevamento del terreno mediante iniezione consiste essenzialmente nell'introdurre a profondità prefissata una miscela di caratteristiche tali da ottenere la rottura orizzontale del terreno, con la conseguente formazione di un nuovo strato che provoca il sollevamento omogeneo del terreno sovrastante.

Nel caso specifico è stata scelta una profondità di iniezione di circa 10 metri, in corrispondenza di un passaggio sabbioso compreso tra due strati limo-argillosi (fig. 12). L'interasse tra i punti di iniezione era di 5 metri, ridotto a 2,5 metri lungo il perimetro per poter ben delimitare la zona del trattamento, vincendo la resistenza al taglio del terreno lungo le fasce esterne (fig. 11).

L'iniezione è stata eseguita attraverso una serie di tubi valvolati verticali, secondo la tecnologia normalmente utilizzata per i trattamenti di impermeabilizzazione o consolidamento del terreno, che rende possibile l'immissione ripetuta di miscela alle quote previste con prefissati valori di portata e pressione.

Il sistema era comandato da una cabina in cui un operatore controllava istante per istante quantità iniettate, pressioni di iniezione, ubicazione dei fori iniettati e sollevamenti ottenuti.

Il controllo operativo del sollevamento era ottenuto per mezzo di un apposito sistema di celle collocate sulla superficie del terreno e solidarizzate alle strutture degli edifici all'interno ed all'esterno dell'area di prova. Il sollevamento di una cella era immediatamente rilevato su un quadro elettrico che riproduceva la planimetria della zona (fig. 13).

Il sollevamento prestabilito di 10 centimetri è stato ottenuto in 75 giorni mediante l'iniezione a bassa pressione di circa 1000 metri cubi di miscela. L'entità di sollevamento può essere naturalmente ampliata secondo le esigenze di progetto con quantitativi di iniezione proporzionali, come appare chiaramente nel diagramma allegato in cui i volumi iniettati sono confrontati con i risultati ottenuti. Dopo la fase iniziale di intervento infatti, l'assorbimento medio per unità di superficie e di sollevamento rimane grosso modo costante (fig. 14).

E' opportuno sottolineare che le variazioni relative di quota ottenute in corso d'opera, all'interno dell'area trattata, sono sempre risultate inferiori ai valori ammessi dalle caratteristiche statiche dei fabbricati.

I fabbricati non hanno di conseguenza accusato il minimo danneggiamento.

Le livellazioni di precisione eseguite sistematicamente nel corso degli ultimi dieci anni hanno provato la stabilità nel tempo del risultato ottenuto (fig. 15).

#### 2.4. Consolidamento di gallerie mediante costituzione di arco presollecitato

Scopo di tali interventi è quello di ottenere un arco di terreno, di spessore normalmente compreso tra 3 e 5 m ed impostato ad una certa distanza (4-6 m) dal rivestimento esistente, presollecitato in modo tale da assorbire gli sforzi agenti nel complesso, riconducendoli, per effetto arco, all'esterno dei piedritti esistenti.

La ricompressione è ottenuta mediante l'esecuzione di micropali disposti a raggiera attraverso le seguenti fasi di lavoro : (fig. 16)

- 1) iniezioni di intasamento che hanno lo scopo di ricostituire il contatto tra roccia e rivestimento
- 2) perforazione, posa dei tubi costituenti l'armatura dei micropali ed esecuzione della guaina
- 3) messa in opera del sistema piastra-bullone, iniezione del bulbo, tesatura del micropalo

- 4) iniezioni di ricompressione ed esecuzione del controbulbo
- 5) rimozione del sistema piastra bullone, demolizione vecchio rivestimento e ricostituzione nuovo rivestimento

### 3. COAZIONI DI TIPO STRUTTURALE

Chiamiamo di tipo strutturale quelle coazioni che vengono applicate ad una struttura o come sistema di forze interne o come sistema di forze esterne preapplicate.

Intendiamo ovviamente per interne quelle forze che contribuiscono all'equilibrio interno ed esterne quelle forze che forniscono contributo all'equilibrio globale.

E' anche il campo di più tradizionale impiego delle coazioni, basti pensare al largo impiego che oggi si fa degli ancoraggi in roccia e nei terreni e all'interesse riposto nella possibilità di applicare la tecnica del c.a.p. a fondazioni speciali del tipo pali e diaframmi.

Poichè l'argomento sarà ripreso da altri relatori, mi limito ad illustrare brevemente alcuni esempi concreti :

- Porto di Venezia - banchina Emilia (fig. 17)  
Esempio di diaframmi precompressi
- Bacino di carenaggio Breda a Marghera (fig. 18)  
Diaframmi tirantati a sostegno provvisorio dello scavo e pali precompressi di ancoraggio contro le sottospinte della platea.
- Bacino di carenaggio nell'arsenale S. Marco a Trieste  
Stabilizzazione della tura provvisorio di sostegno (fig. 19, 20, 21, 22) ed ancoraggio locale della platea (foto 23, 24) con tensionamento sub-acqueo.

#### 4. LA PRESOLLECITAZIONE NELLE SOTTOFONDAZIONI

Uno degli interventi più frequenti nel campo delle riparazioni strutturali è quello della sottofondazione per mezzo di micropali.

Per micropalo normalmente si intende un palo di piccolo diametro realizzato con attrezzatura di piccole dimensioni che provoca un piccolo disturbo al terreno ed alle strutture.

Esistono due famiglie di micropali.

Ad una prima famiglia appartengono quei pali che sono realizzati riproducendo la tecnica dei pali di grande diametro, compreso il getto di un betoncino con inerti di piccole dimensioni.

Alla seconda famiglia appartengono dei veri e propri pali in acciaio costituiti da profilati oppure da tubi, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte di cemento.

Questa prima distinzione comporta automaticamente un differente modo di classificare, sul piano tecnologico, i micropali.

I pali del primo tipo sono essenzialmente individuati dal diametro del fusto realizzato.

I pali del secondo tipo sono individuati dal tipo di profilato posto in opera.

E' opportuno a questo punto fare due esempi pratici per chiarire le idee. Vediamo cioè come vengono realizzati due micropali fra i tipi più conosciuti in Italia. Si tratta del palo Radice e del micropalo Ropress.

##### COSTRUZIONE DEI PALI RADICE

Il palo Radice viene realizzato come descritto nella fig. 25.

La perforazione è eseguita, a mezzo di una particolare attrezzatura a rotazione, introducendo progressivamente nel terreno un tubo forma munito all'estremità di una corona di tipo adeguato alla natura del terreno.

L'eliminazione dei detriti di perforazione viene effettuata per effetto della circolazione diretta attraverso il tubo di un fluido di perforazione. Questo può essere, in funzione della natura del terreno, acqua, fango bentonitico oppure aria compressa.

Raggiunta con la perforazione tubata la quota prescelta per la base del palo, si cala nel preforo l'armatura metallica costituita da una sola barra in acciaio oppure da una gabbia di armatura come per il cemento armato.

Dopo la posa dell'armatura viene eseguito il getto del palo con betoncino. Il sistema usato è analogo a quello impiegato per il getto dei pali trivellati utilizzando un controtubo la cui estremità inferiore rimane costantemente immersa nel calcestruzzo.

Questo microcalcestruzzo è costituito da sabbia vagliata con un dosaggio in cemento molto elevato, dell'ordine di  $600 \text{ kg/m}^3$ . A volte, al termine del getto viene applicata, in sommità al tubo forma, una testa a tenuta. Viene quindi introdotta aria in pressione nella parte di tubo sovrastante la superficie della malta gettata, secondo un procedimento analogo a quello dei pali idrocompressi.

Nelle sottofondazioni di edifici il getto interessa anche la parte di murature attraversate, costituendo così il congelamento statico con le sovrastrutture.

I pali Radice vengono realizzati con un diametro variabile da un minimo di 80 mm ad un massimo di 200 mm. La portata dei pali Radice, valutata attribuendo un tasso di lavoro sulla sezione resa non superiore a  $120 \text{ kg/cm}^2$ , può essere indicata in un campo compreso tra 10 e 35 t.

#### COSTRUZIONE DEL MICROPALO ROPRESS

Con riferimento alla figura n. 26 si esegue dapprima una perforazione con il metodo e le attrezzature più idonei dal punto di vista del tipo di terreno, delle caratteristiche ambientali del cantiere e dell'economia.

Raggiunta la quota prevista per la realizzazione del palo viene introdotta nel foro un'armatura tubolare in acciaio di elevate caratteristiche meccaniche (normalmente Fe 52.2).

Questa armatura costituisce il principale elemento resistente nella sezione trasversale del palo. Essa è inoltre il mezzo d'opera indispensabile per l'esecuzione di una iniezione in pressione ripetuta e controllata. Infatti il tubo può essere munito, in corrispondenza degli strati supposti portanti, di valvole di non ritorno disposte ad intervalli regolari ogni 30-50 cm.

Una volta posto in opera il tubo si procede alla formazione della "guaina". Cioè si inietta, attraverso la valvola più profonda del tubo, una miscela cementizia che va ad occupare lo spazio anulare compreso fra le pareti del foro e la superficie esterna del tubo.

Dopo che la "guaina" ha iniziato la presa, si procede, se necessario, ad iniettare in pressione, valvola per valvola, ed in più riprese successive, la parte di tubo corrispondente al tratto di micropalo scelto per trasferire al terreno i carichi affidatigli.

Ultimata la serie di iniezioni l'interno del tubo viene riempito di malta. La miscela di cemento normalmente iniettata è composta da

cemento	100 kg
acqua	50 kg
fluidificante	1 kg

La portata dei micropali ROPRESS, in funzione della sezione metallica del profilato introdotto, varia da un minimo di 25 t ad oltre 100 t.

Vi è quindi un altro criterio di distinzione dei micropali, definendosi i pali Radice come micropali a bassa e media capacità portante e i Ropress ad elevata capacità portante.

Il micropalo Ropress permette anche una precarica dei micropali, caratteristica che può risultare di grande interesse quando si interviene su strutture nelle quali si sono già manifestati dissesti.

Vediamo infatti, analizzando una tipica prova di carico su micropalo strumentato, come si comportano i micropali ad elevata capacità portante.

A tale scopo è stato scelto un palo di notevole lunghezza (33 m) di cui 25 m di luce libera e 8 m di bulbo (cfr. fig. 27).

Sul tubo di armatura del palo ( $\varnothing 88,9/60,5$  -  $A_f = 33,3 \text{ cm}^2$ ) sono stati disposti degli estensimetri opportunamente tarati al fine di rilevare il carico agente sul tubo a varie profondità.

L'attrezzatura ed il programma di prova in tre cicli sono illustrati in fig. 27 mentre i diagrammi carichi-cedimenti sono riportati in fig. 28.

Si possono fare le seguenti osservazioni :

- il cedimento massimo a 90 t (30 mm) è costante nei tre cicli
- il ciclo 1 ha dato luogo ad un cedimento anelastico di 2,5 mm; i cicli 2 e 3 mostrano invece un andamento quasi perfettamente elastico, pur conservando, all'origine, il cedimento residuo del ciclo 1.

In fig. 29 è invece analizzato il comportamento a carico costante del micropalo.

Nel ciclo 1, ad ogni gradino di carico il cedimento si smorza quasi subito, ottenendosi in poco tempo una velocità di deformazione inferiore a 0,1 mm/h. Corrispondentemente la pendenza della retta cedimento/log  $t$  varia da 0,14 a 0,59 con andamento lineare in funzione del livello di carico.

Nel ciclo 2, distinguendo per i vari gradini di carico e scarico, i cedimenti elastici da quelli anelastici (nel caso praticamente inesistenti) si è potuto estrapolare la risultante degli attriti in  $R = 5 \tau$ .

Tenendo presente il cedimento massimo corrispondente, è possibile calcolare la luce libera effettiva:

$$l_e = \frac{\Delta l_e}{P - R} = \frac{3 \times 2.100.000 \times 33,3}{85.000} = 24,7 \text{ m}$$

praticamente coincidente con la luce libera teorica (25 m).

Per quanto riguarda la diffusione del carico in profondità, in fig. 30, accanto alle curve di trasferimento per i 4 livelli di carico nei tre cicli, è evidenziato il comportamento di ciascun estensimetro nei tre cicli con diagrammi che riportano la percentuale del carico applicato in testa rilevata ad ogni gradino.

E' evidente come il carico si trasferisca sempre più in basso, in funzione

- del livello del carico stesso
- del numero di cicli di carico e scarico.

L'analisi appena condotta ha evidenziato l'importanza assunta dall'accorciamento elastico (90% dell'accorciamento totale) nel comportamento di un micropalo.

E' un fenomeno ricorrente e che dipende:

- dal tasso di lavoro dei materiali
- dalla geometria del palo e quindi dalla successione stratigrafica.

E' pertanto evidente come l'utilizzo dei micropali possa implicare di tollerare cedimenti assoluti sensibilmente più importanti di quelli normalmente ottenuti nel caso di impiego di pali a grande diametro, quando raramente si supera la soglia di pochi millimetri.

Lo scopo della precarica è pertanto quello di recuperare almeno in parte :

- le deformazioni dovute all'elasticità dei materiali, date le elevate sollecitazioni unitarie cui i pali sono sottoposti
- i cedimenti differenziali che si possono verificare a causa
  - a) di diverse lunghezze elastiche in pali dalle stesse caratteristiche
  - b) della collaborazione di elementi fondazionali a diversa rigidezza
  - c) di carichi diversi applicati a pali dalle stesse caratteristiche
  - d) dell'eterogeneità dei cedimenti cui possono essere sottoposte le costruzioni in particolari condizioni geotecniche.

La fig. 31 rappresenta schematicamente il sistema di precompressione dei micropali.

Questo dispositivo permette sia il controllo della forza di precarica applicata, sia quello delle deformazioni imposte alla struttura. In questo modo si esegue anche un controllo sistematico sulla capacità portante dei singoli pali.

Quale esempio di applicazione dei micropali precompressi, possiamo esaminare il consolidamento delle fondazioni del Santuario della Madonna della Salute a Monteortone in Comune di Abano Terme.

Il santuario, costruito nel XV secolo, è posto alla base del monte Ortone all'interno della zona termale dei Colli Euganei. (Fig. 39)

Dall'inizio di questo secolo fu sottoposto ripetutamente ed invano ad interventi artigianali di consolidamento avendo dato segni di dissesto statico, fino alla sua chiusura al culto nei primi anni '70. (Fig. 40)

La Rodio fu incaricata nel 1974/75 di condurre l'indagine e successivamente di eseguire i lavori di consolidamento della fondazioni.

Lo studio fu condotto mediante :

- una campagna geognostica basata su sondaggi profondi, prove penetrometriche, piezometri ed inclinometri;
- un accurato rilievo topografico;
- un'indagine geo-idrologica con particolare riferimento all'andamento nel tempo del livello di falda.



In sede di indagine si constatò che :

- le fondazioni del santuario poggiavano parte su roccia e parte su terreno coesivo tenero (ved. fig. 32 e 33) il cui spessore aumentava da monte verso valle;
- il livello della falda freatica nel tempo era costantemente diminuito, probabilmente grazie all'emungimento mediante pozzi, e si osservò un livello piezometrico posto mediamente 10 m sotto il piano campagna, là dove notizie storiche assicuravano la presenza di sorgenti naturali termali e no;
- le lesioni riscontrate sulle strutture murarie (cfr. fig. 34) evidenziavano gli effetti provocati da un progressivo cedimento differenziale da monte a valle anche in sintonia con lo spessore di materiale compressibile.

Gli studi di interpretazione furono pertanto accentrati sul calcolo dei cedimenti indotti dall'abbassamento di falda.

L'intenso sfruttamento della falda, dapprima affiorante in qualche punto, iniziò attorno al 1945.

Nel 1975 i rilievi piezometrici avevano accertato un livello piezometrico medio dell'ordine di 10 m sotto il piano campagna.

Mancando notizie intermedie ed essendo logico supporre una certa fluttuazione stagionale di origine meteorica in combinazione con gli effetti di emungimento idrotermale, non era possibile formulare un preciso schema di calcolo.

Il problema fu quindi affrontato in termini generali, valutando dapprima il cedimento finale in funzione dell'abbassamento di falda.

Con riferimento ai quattro sondaggi interessati dalla sezione di simmetria dell'edificio, la fig. 35 evidenzia a tale proposito l'andamento del sovraccarico e dei cedimenti finali di consolidazione in funzione dell'abbassamento di falda.

In secondo luogo interessava valutare l'andamento di detti cedimenti nel tempo.

In mancanza di dati storici certi, il calcolo fu svolto in prima approssimazione nell'ipotesi di abbassamento istantaneo del livello piezometrico dal p.c. alla profondità di 10 m, assumendo uno schema di drenaggio sia verso l'alto che verso il basso (contatto con la roccia).

Gli andamenti del cedimento  $s$  in funzione del tempo  $t$  sono riprodotti nella fig. 35 per un periodo di 20 anni; a destra del grafico sono indicati i valori finali ( $t$  teoricamente infinito) nei singoli punti in esame.

Nella fig. 36 sono state riportate le isopse dei cedimenti finali (che non dipendono dall'evoluzione del fenomeno) e i valori di cedimento corrispondenti a 4 tempi diversi (5 - 10 - 20 anni e infinito) lungo la sezione già presa in esame.

Si constatò come l'andamento generale e l'esaltazione nel tempo dei cedimenti differenziali concordassero sostanzialmente con la situazione reale.

E' chiaro che la nostra attenzione fu portata principalmente ai cedimenti finali più che al loro sviluppo nel tempo; la carenza di notizie storiche impediva infatti di collocare l'anno 1975 nella scala dei tempi: per esempio se si fosse ipotizzato un abbassamento di falda lineare in un tempo  $\Delta t = t_f - t_i$ , i cedimenti finali sarebbero stati gli stessi ma si sarebbero dilazionati di  $\Delta t/2$  a partire dal momento  $t_f$  in cui il fenomeno idrologico si fosse stabilizzato.

In sostanza non si era in grado di stabilire quale fosse il grado di consolidazione già ottenuto e quello ancora da ottenere anche in funzione del diverso spessore di materiale compressibile.

Si decise pertanto di sottofondare la parte di santuario poggiante su terreno compressibile con micropali al fine di trasferire il carico della costruzione al sottostante substrato roccioso.

Per recuperare i cedimenti elastici differenziali dovuti alle diverse lunghezze libere si decise l'adozione della tecnica di precompressione dei micropali.

Le fig. 37 e 38 rappresentano la distribuzione in pianta dei pali, la sezione tipo del santuario e lo schema di collegamento dei pali alle vecchie murature.

A distanza di quasi 10 anni nessuna delle lesioni stuccate si è riaperta.

BIBLIOGRAFIA

- ARCANGELI E., GALLAVRESI F., "Opere provvisorie di ancoraggio ed impermeabilizzazione atte a consentire l'esecuzione del nuovo bacino di carenaggio nell'arsenale S. Marco di Trieste", Atti XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto, 1983, vol. 1, 9
- BUSTAMANTE M., LEDOUX J.-L., SEIGLE B., KLOS J., "Portance d'un micropieu dans les marnes" Bull. Liaison Labo. P. & Ch., n. 128, 1983
- CESTELLI GUIDI C., "Cemento armato precompresso", Hoepli, Milano, 1960
- CESTELLI GUIDI C., "Geotecnica e tecnica delle fondazioni", Hoepli, 1980
- GALLAVRESI F., "Soil Upheaving by Grouting to Safeguard Zones Affected by Significant Subsidence Problems : Its Application to Venice as a Peculiar Example", Proc. Third International Symposium on Land Subsidence, Venice, March 1984.
- MASCARDI C. "Micropali di elevata capacità portante" Rivista Italiana di Geotecnica, n. 4, 189, 1968
- MASTRANTUONO C., "Intervento di stabilizzazione delle fondazioni e di parziale raddrizzamento di un fabbricato in Pescara", Atti XII Convegno Nazionale di Geotecnica, Cosenza, vol. 3, 257, 1975
- TORNAGHI R., "Santuario Madonna della Salute in Monteortone - Indagine geotecnica", Relazione interna L. 2427, 1975
- VIAGGIANI C., VINALE F., "Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici", Rivista Italiana di Geotecnica, n. 2, 59, 1983.
- ZANETTO L., "Aspetti tecnologici della costruzione dei micropali", 6° Ciclo di Conferenze, Istituto di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, 1975.



fig. 1

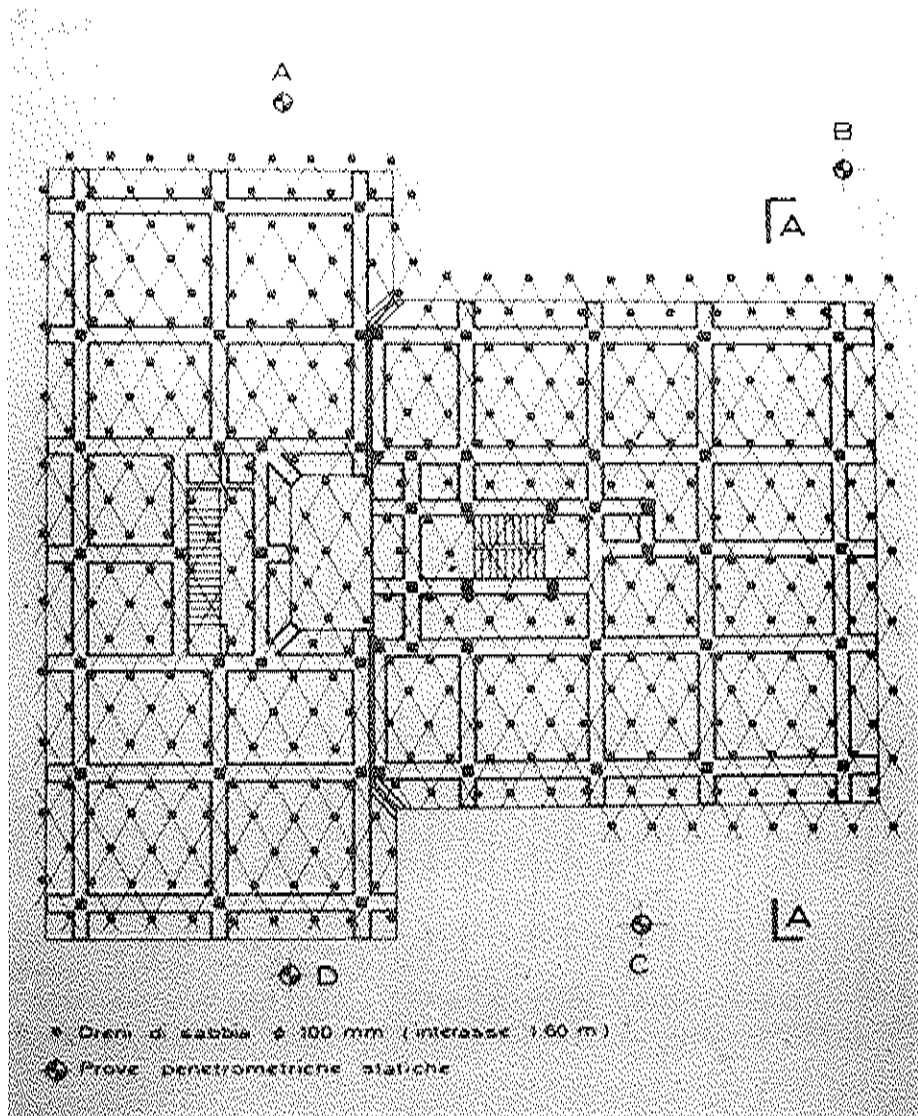


fig. 2

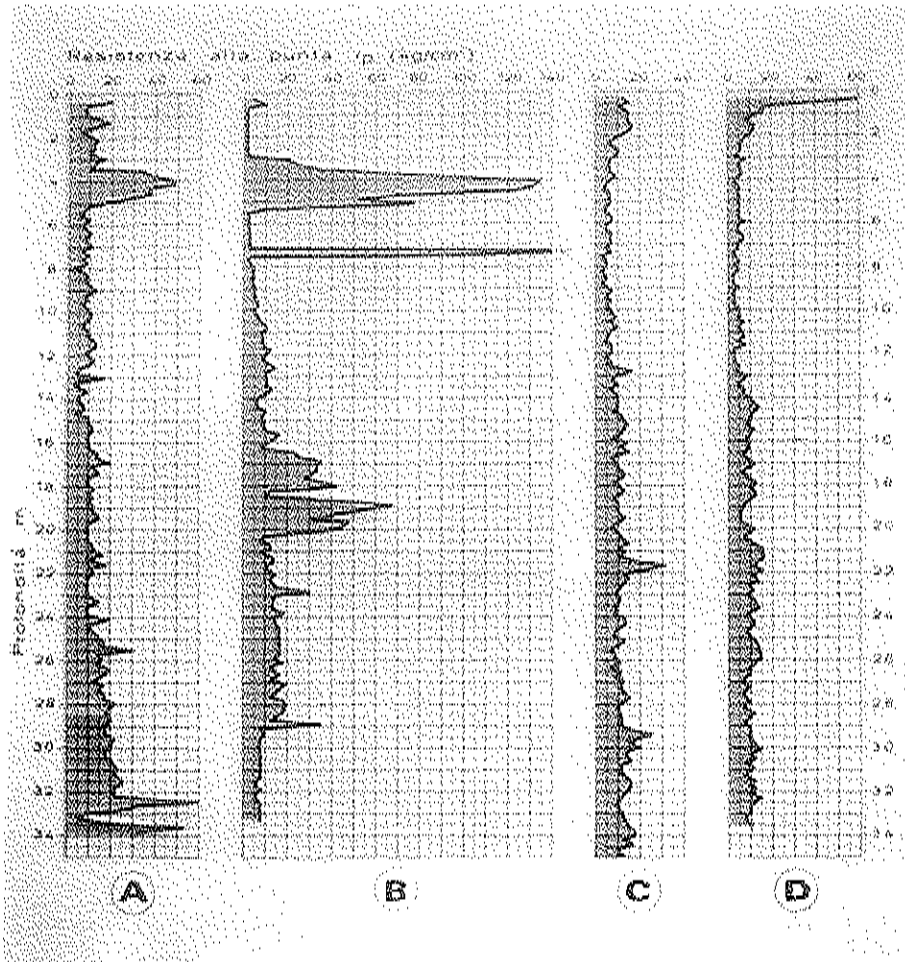


fig. 3

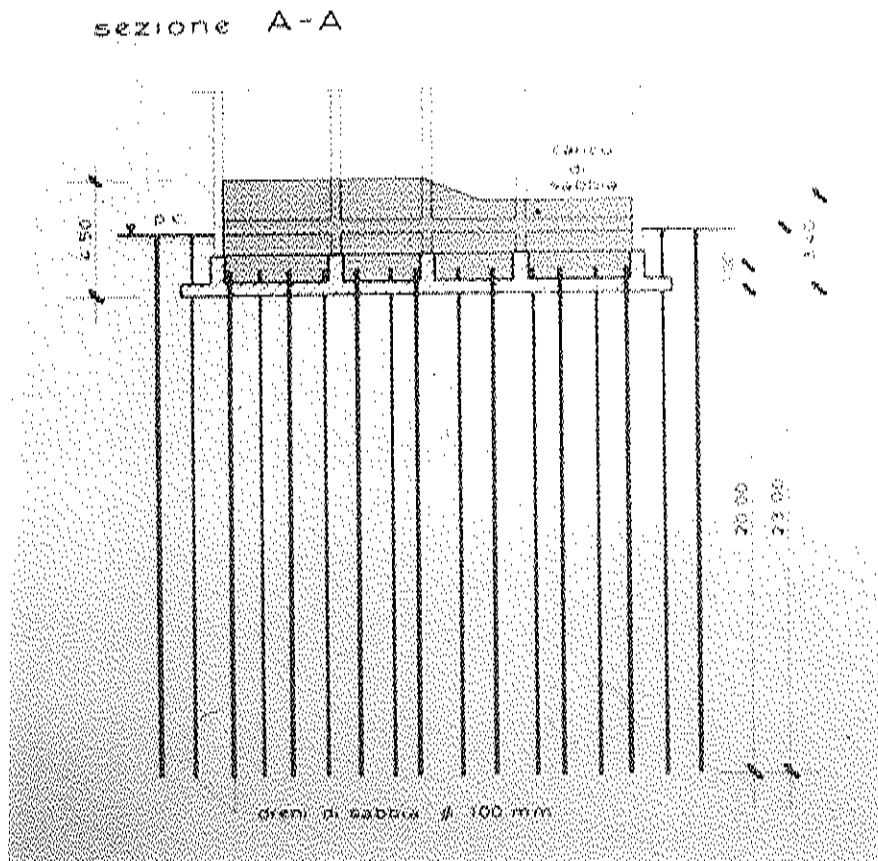


fig. 4

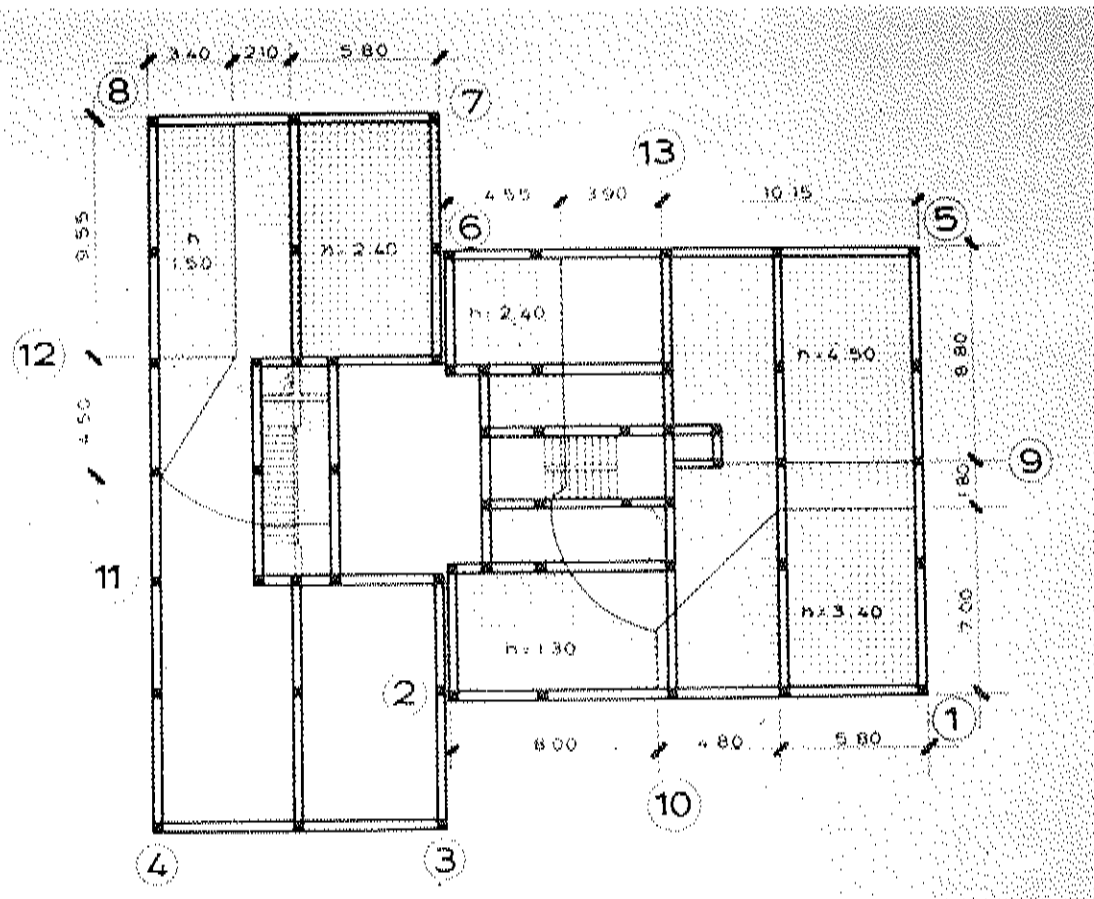


fig. 5

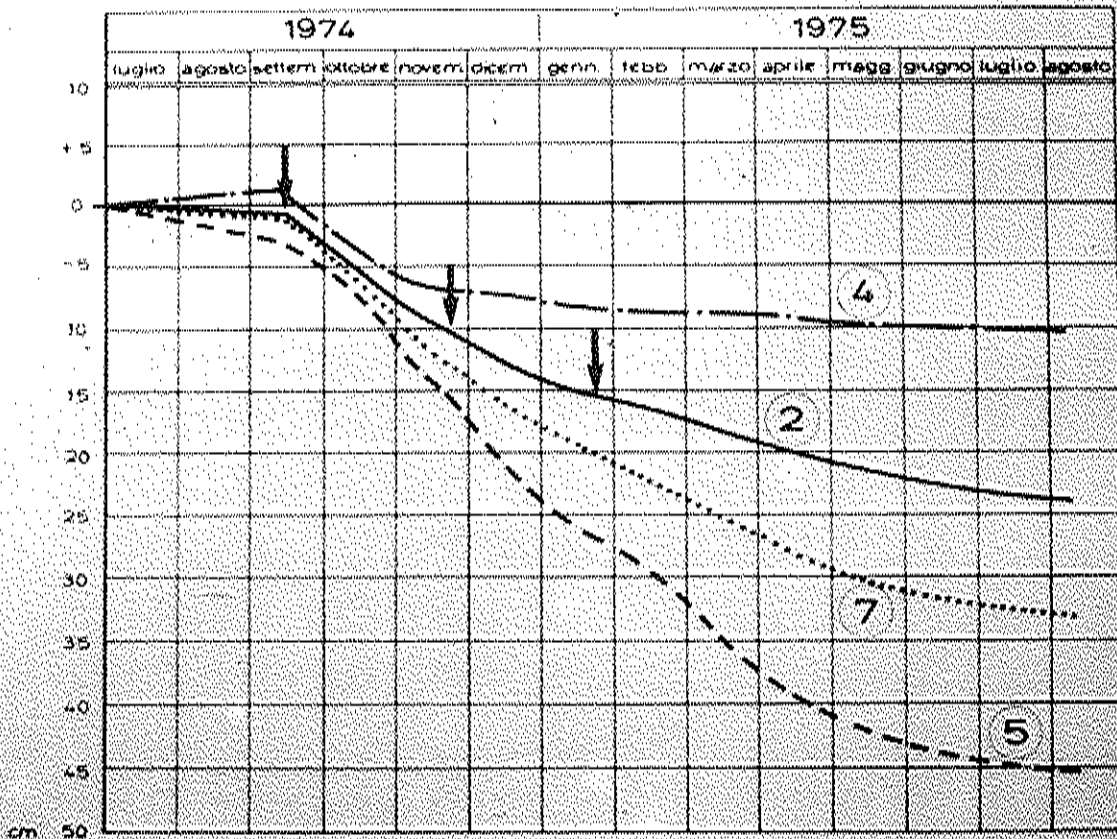


fig. 6

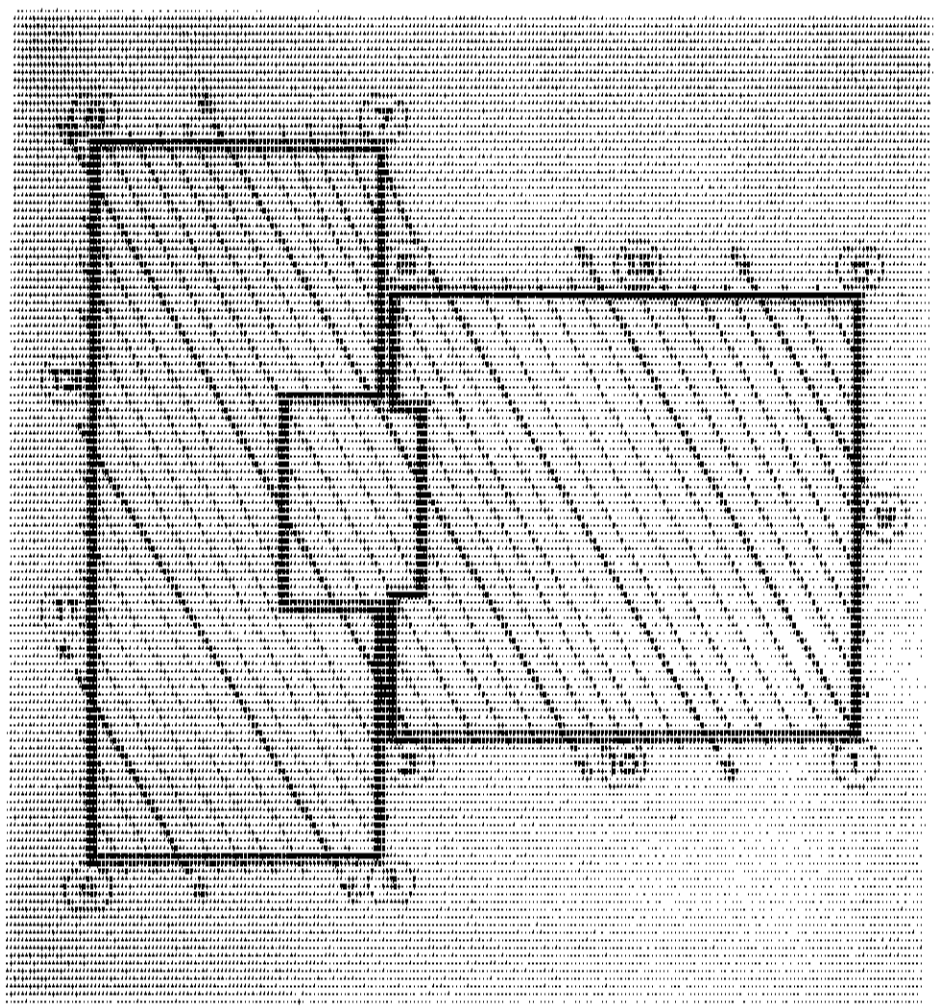
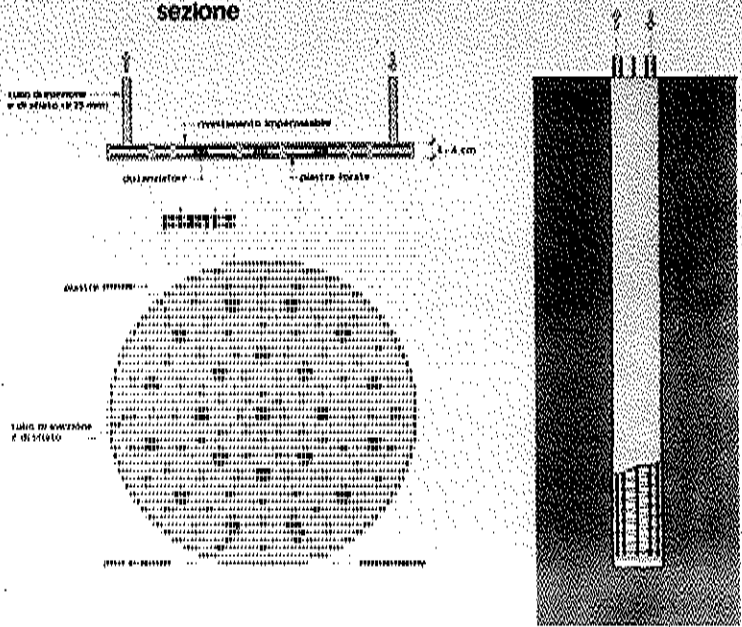


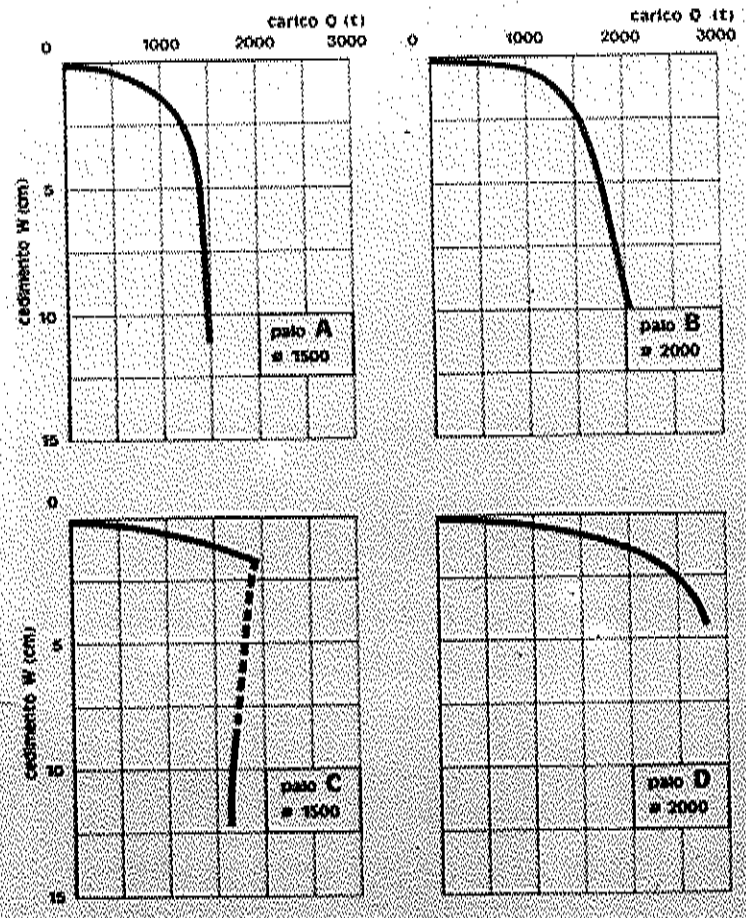
fig. 7

**PARTICOLARE CELLA  
sezione**



schema di palo con cella di precarica

fig. 8



curve carichi - cedimenti

fig. 9



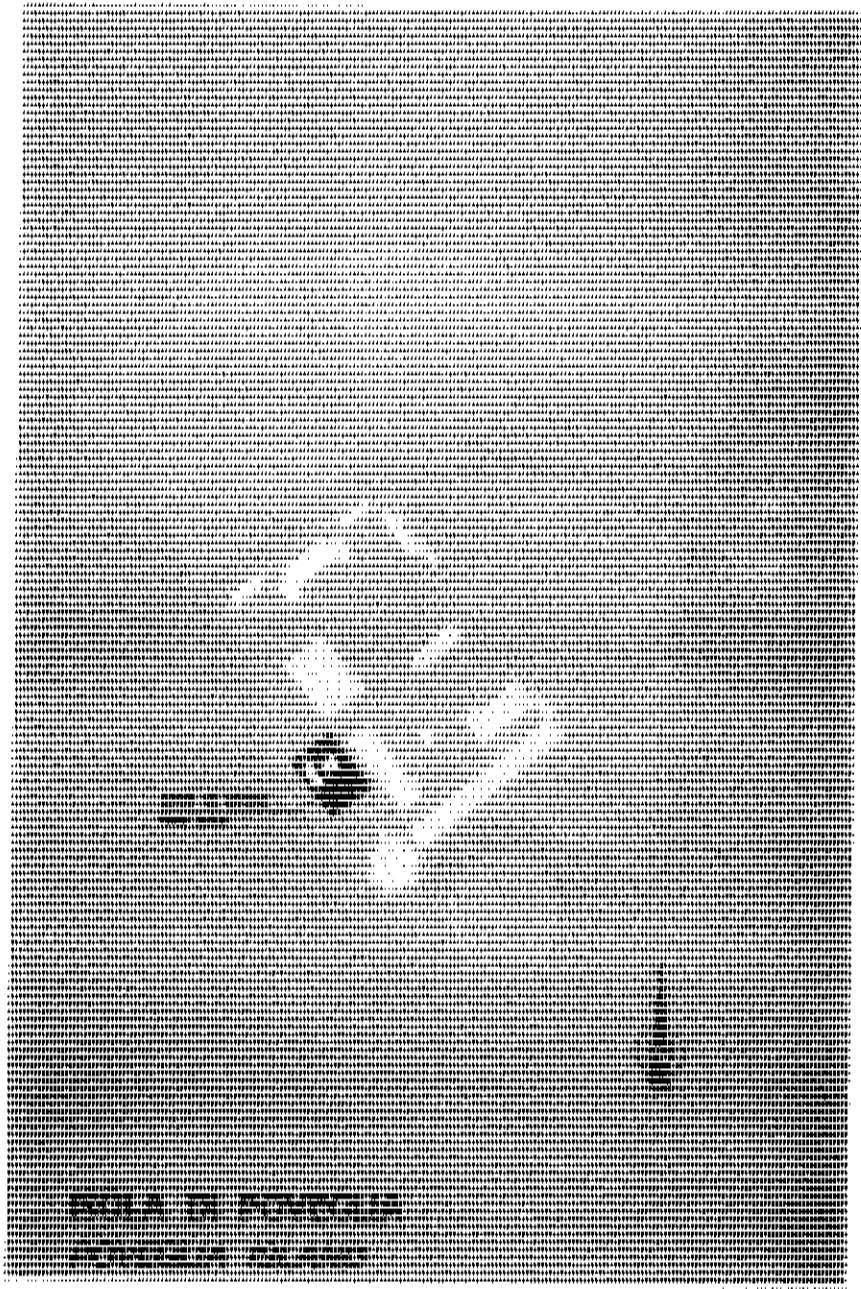


Fig. 10

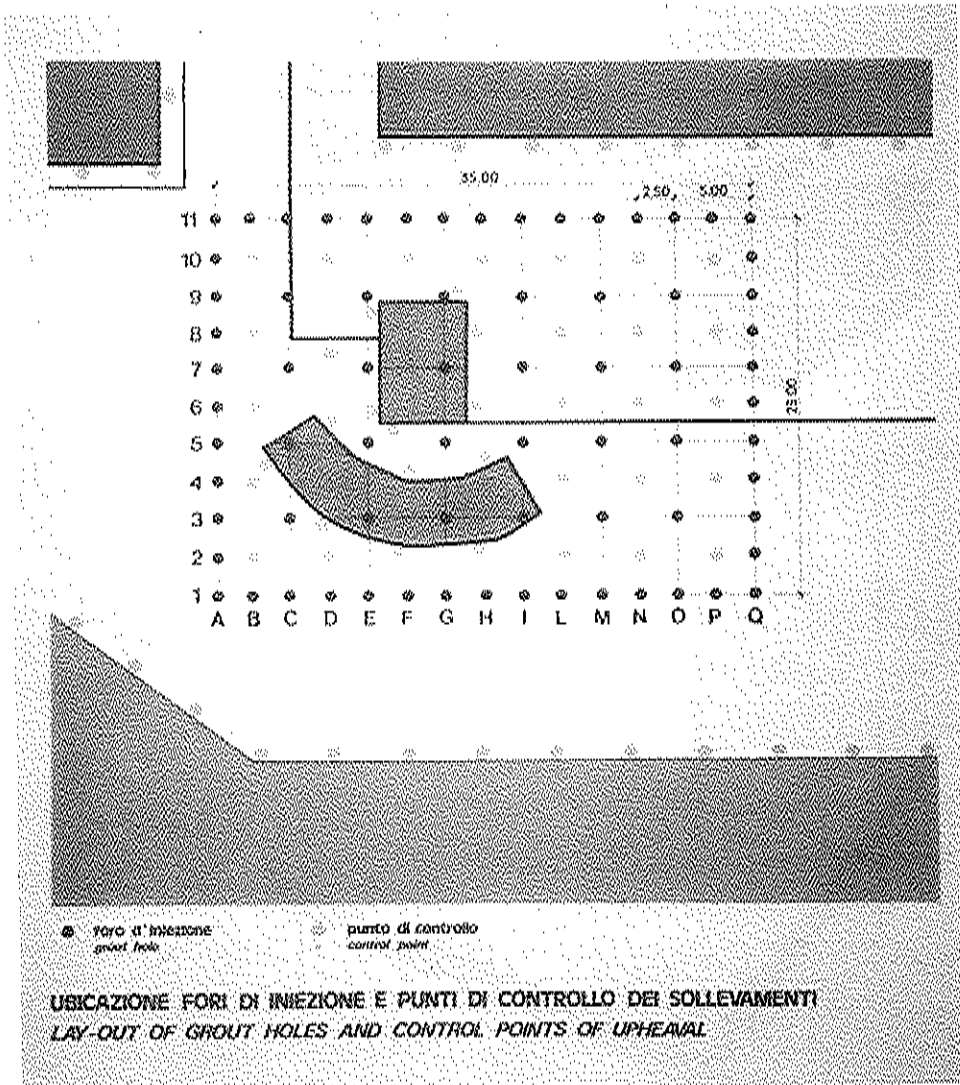


fig. 11

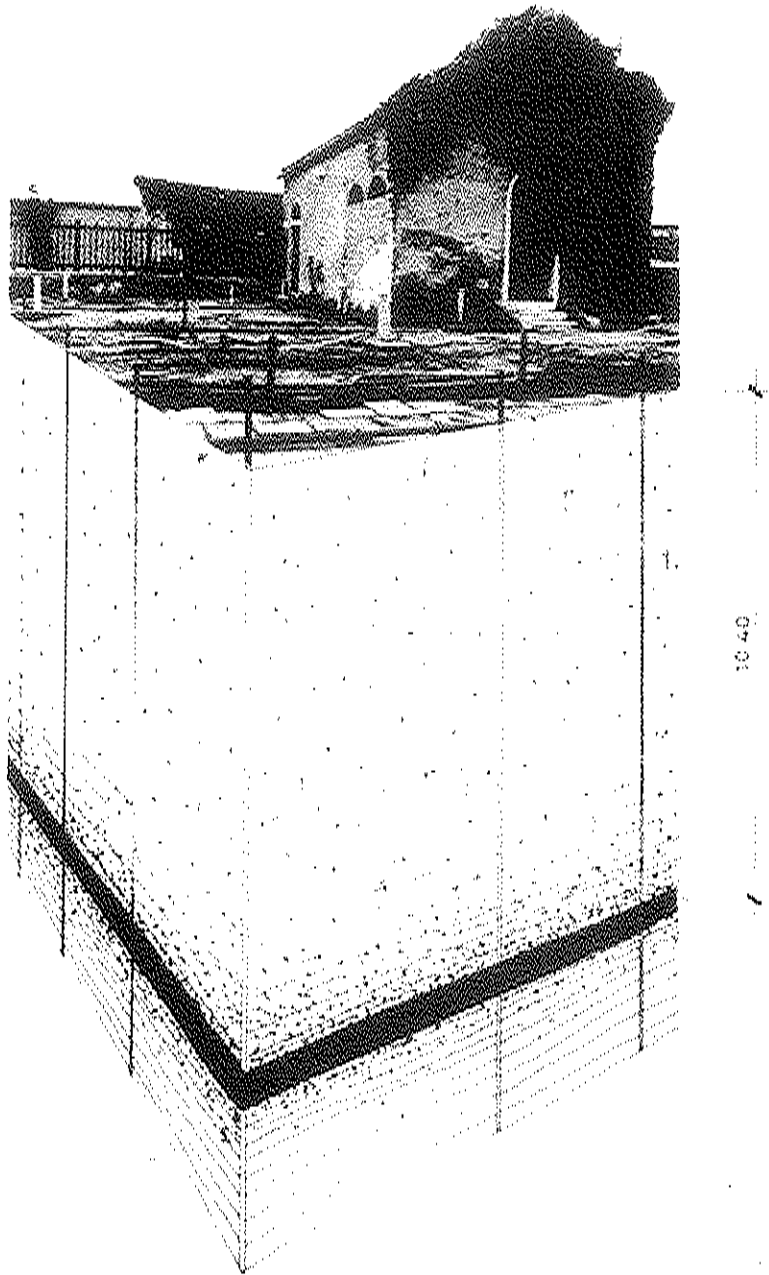


fig. 12

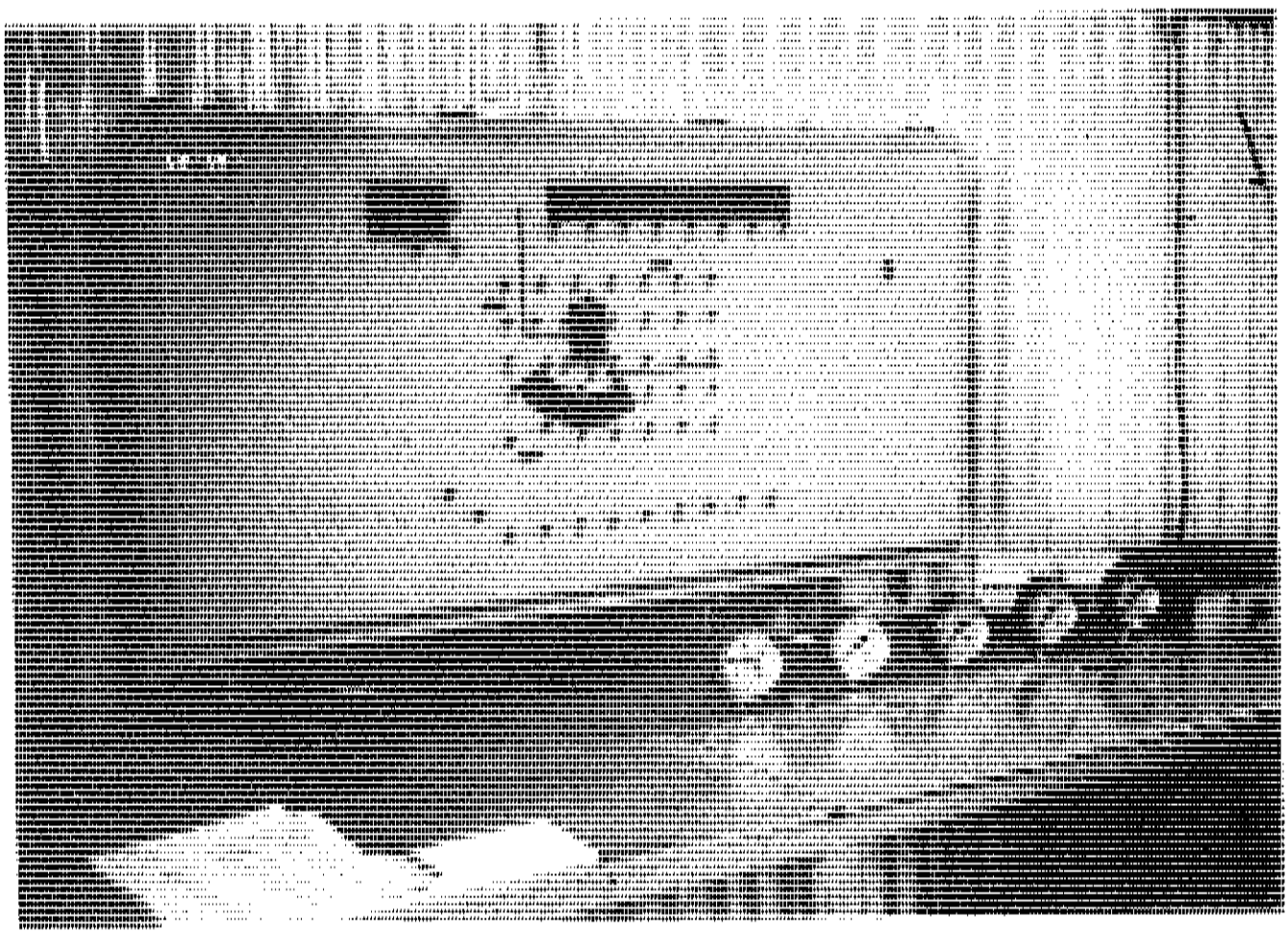


fig. 13

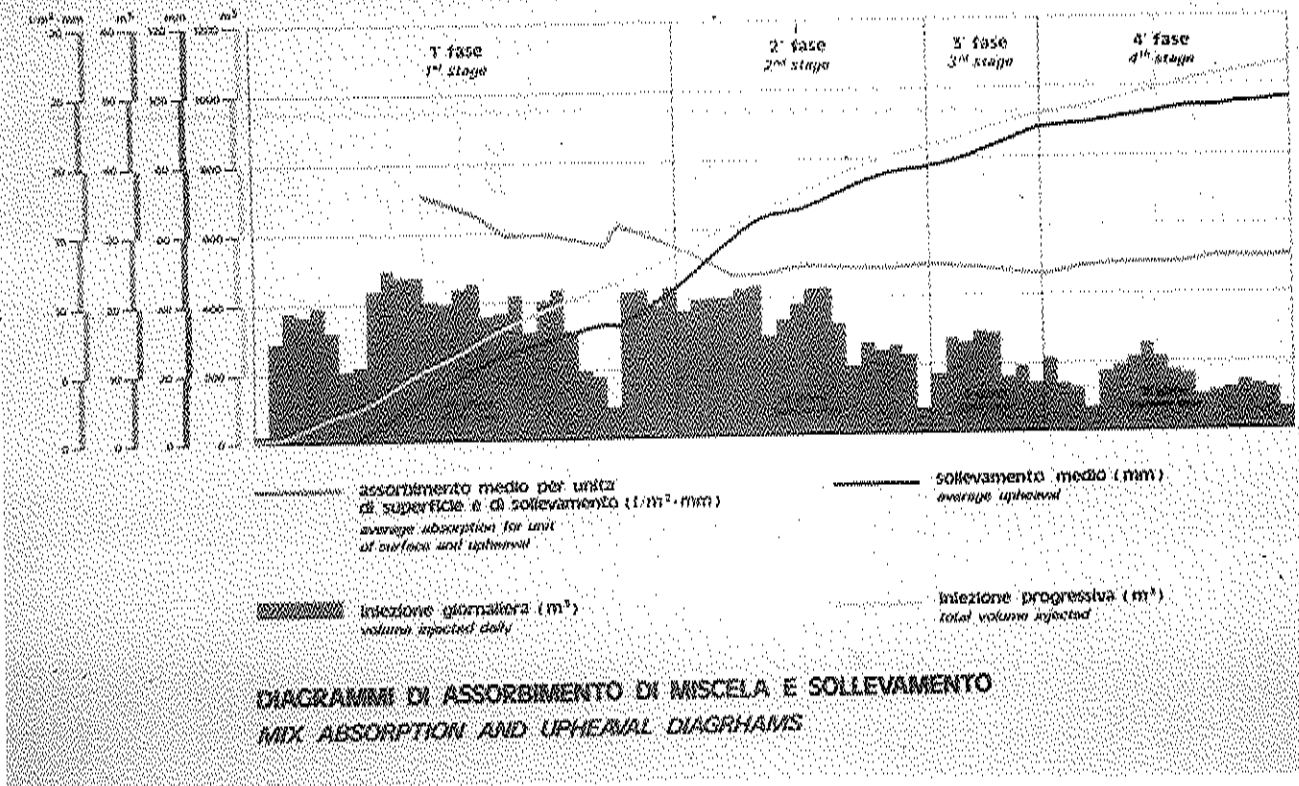


fig. 14

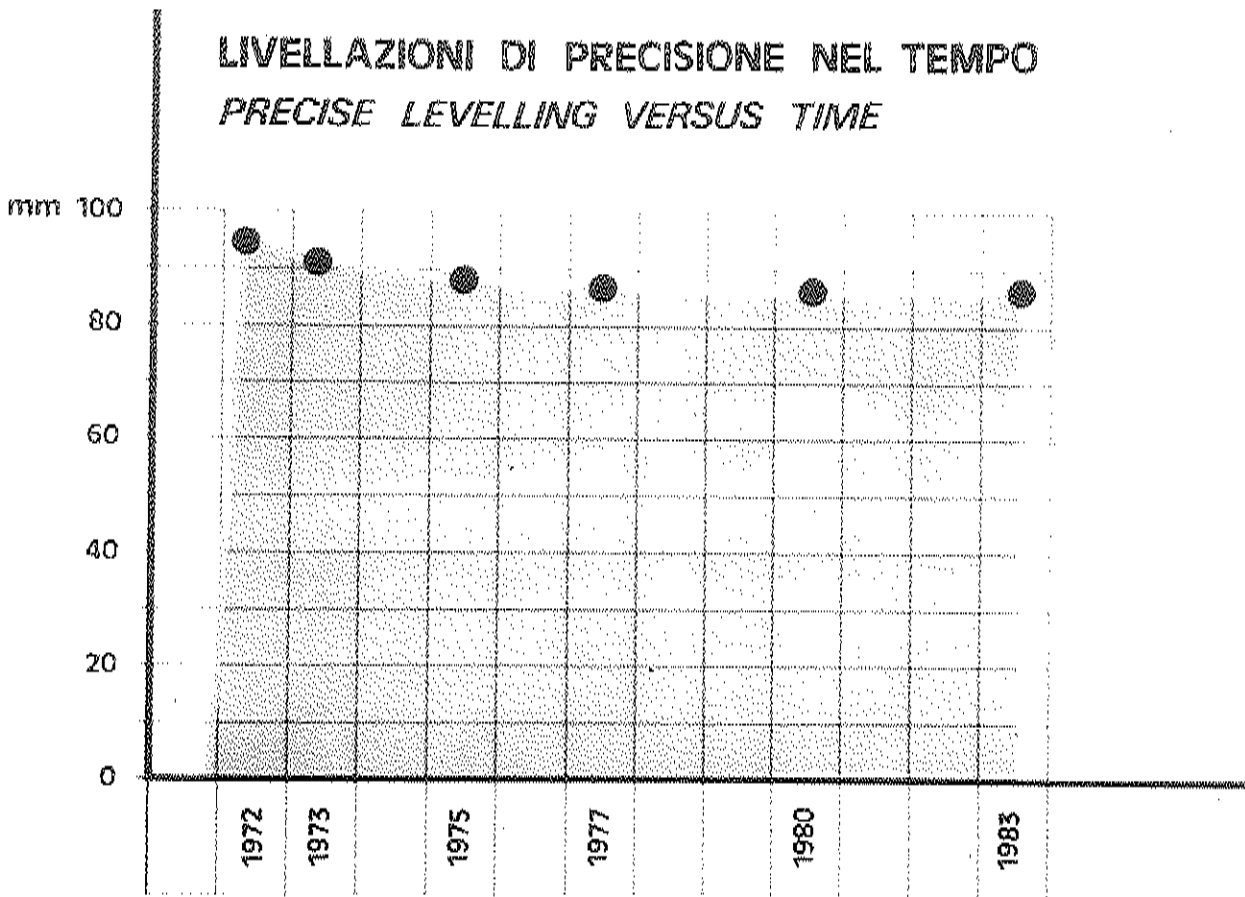


fig. 15

galleria ADIGE GARDA

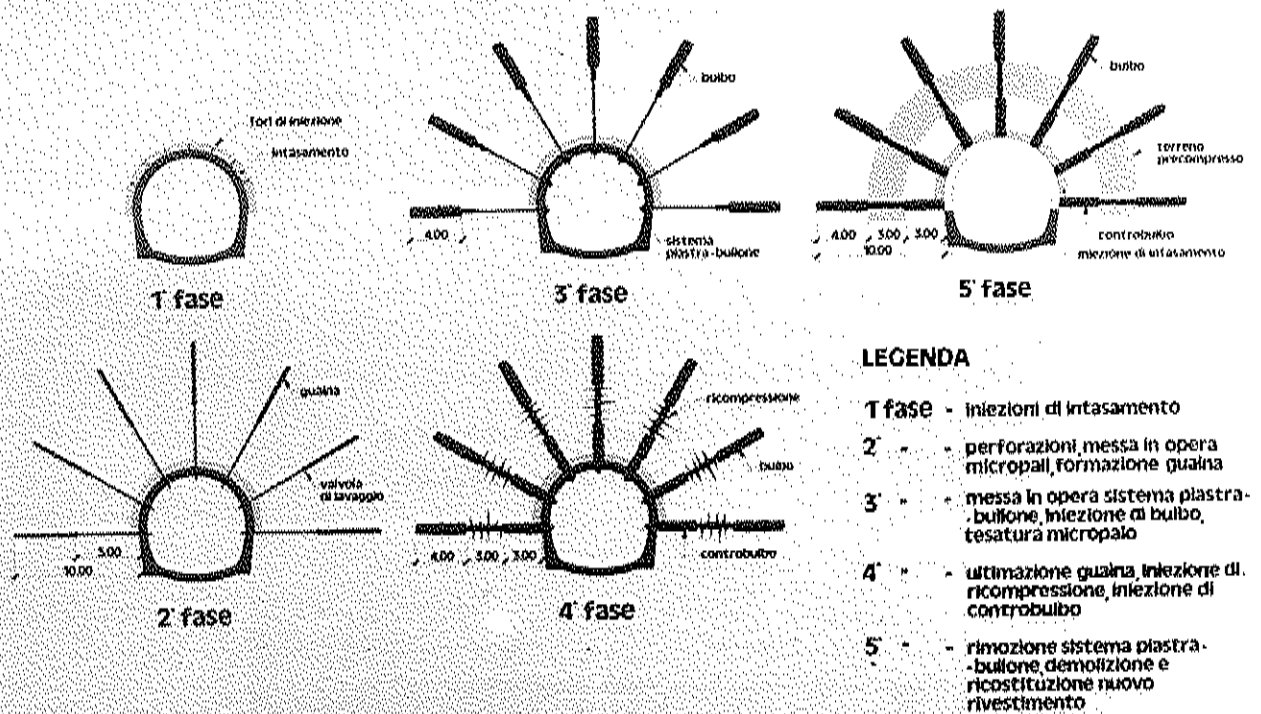
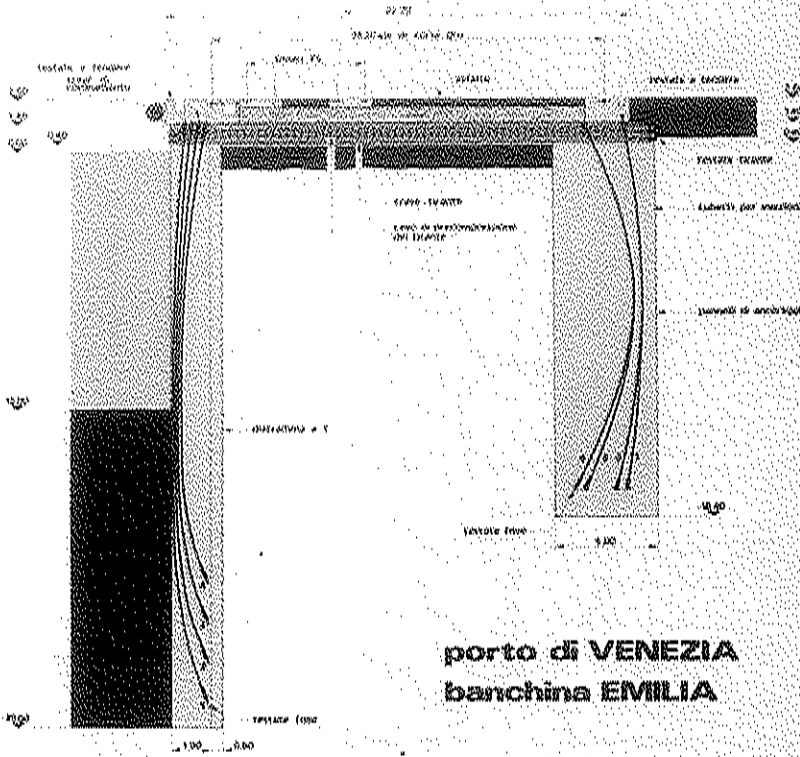
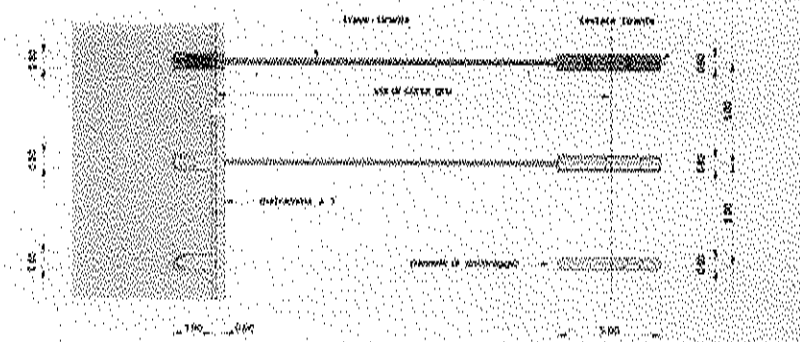


fig. 16

sezione trasversale



porto di VENEZIA  
banchina EMILIA



pianità

fig. 17

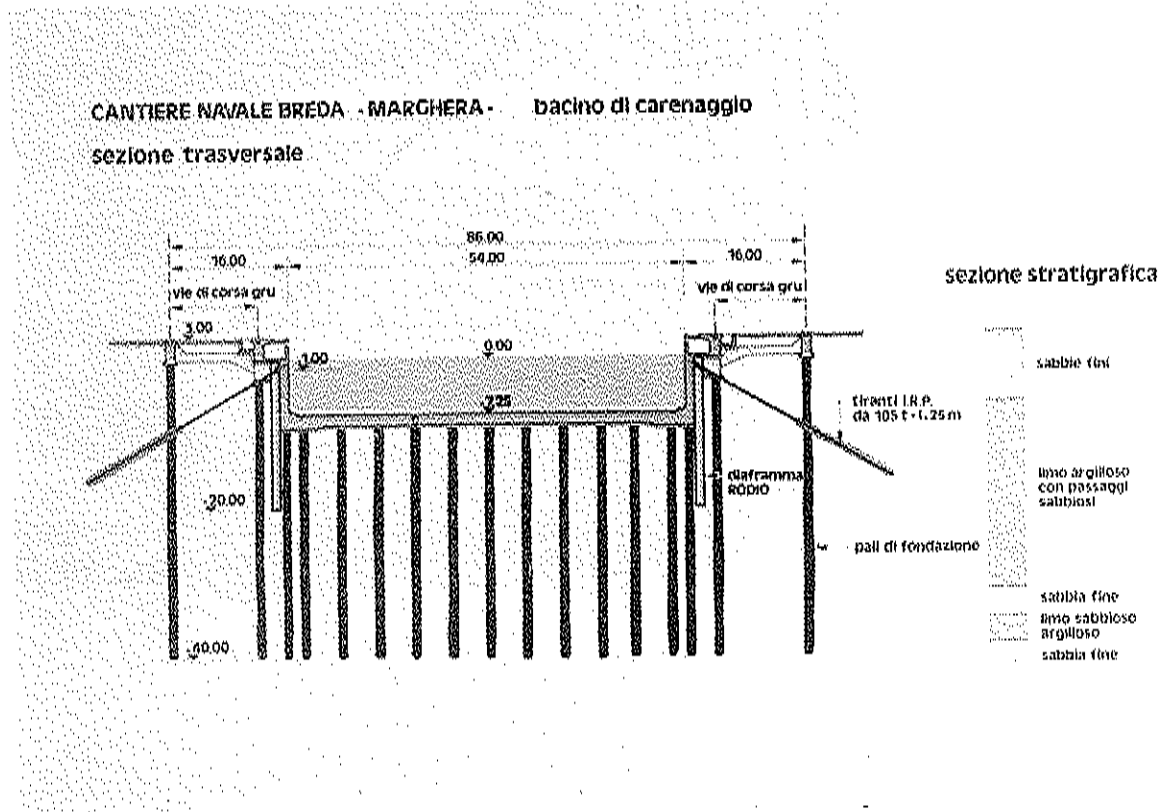


fig. 18



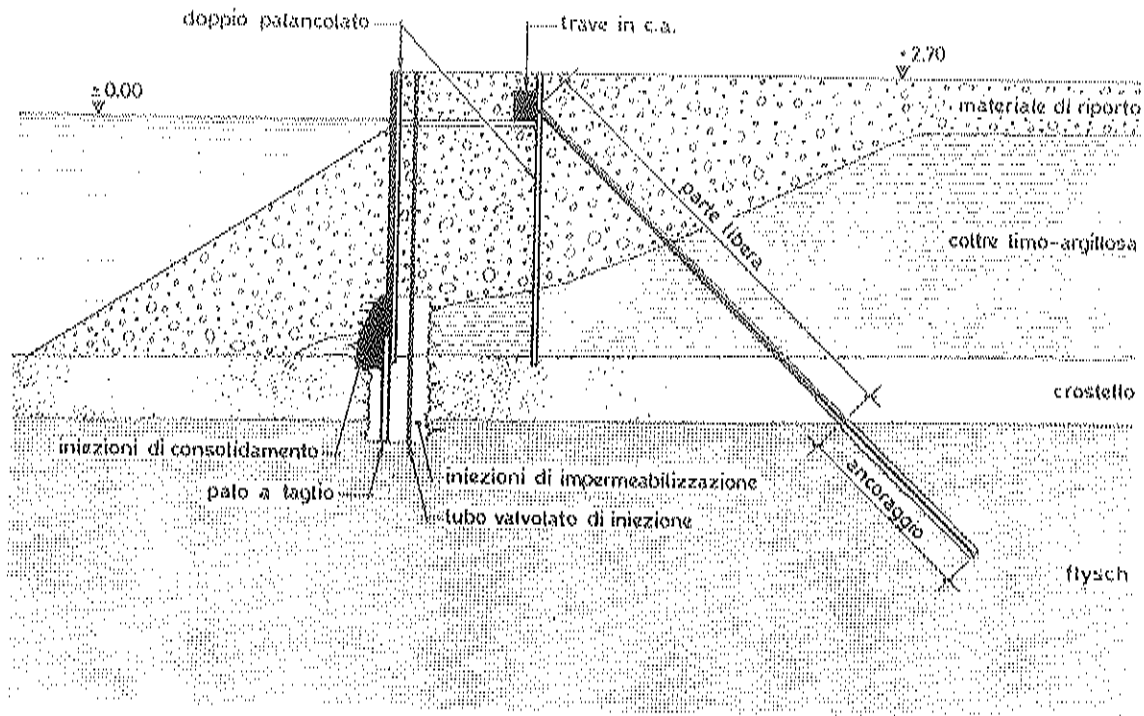


fig. 19

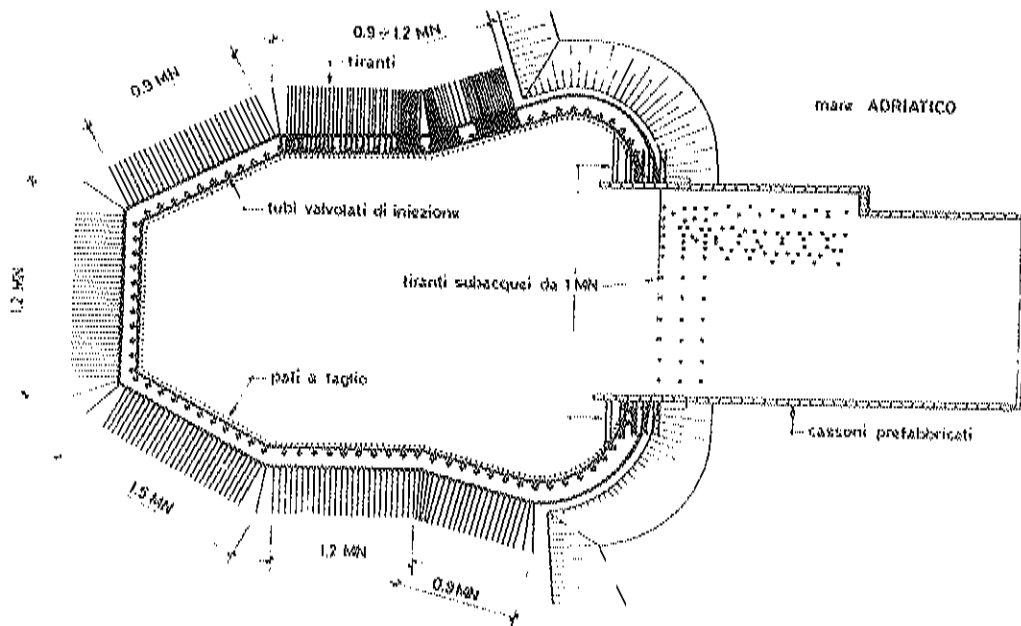


fig. 20

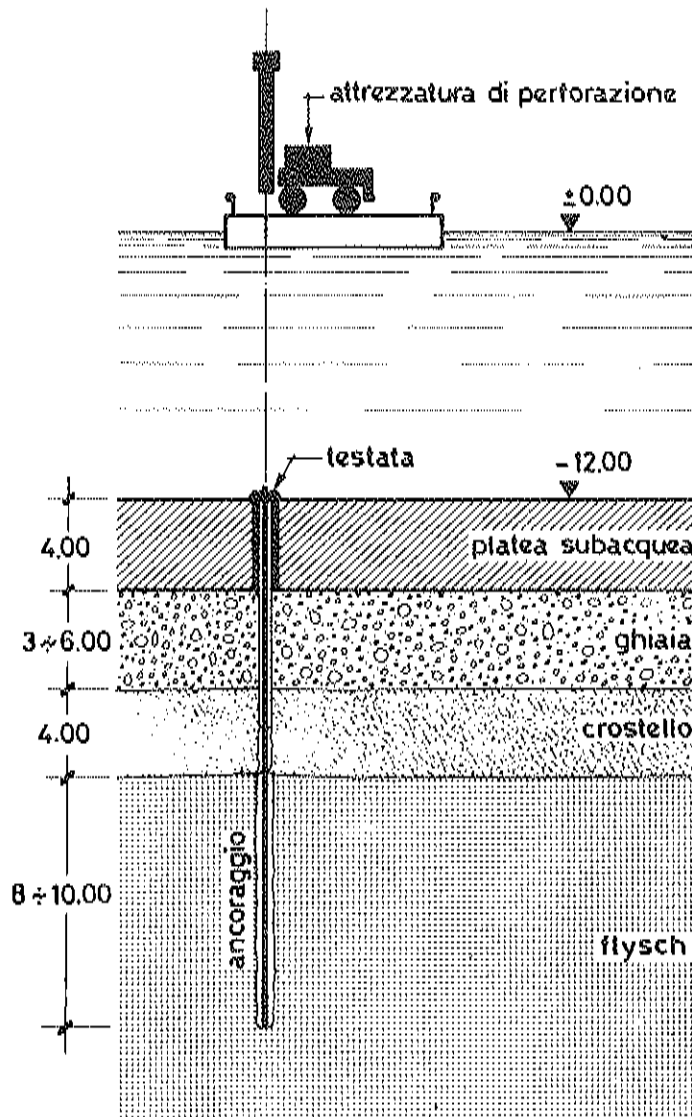


fig. 21

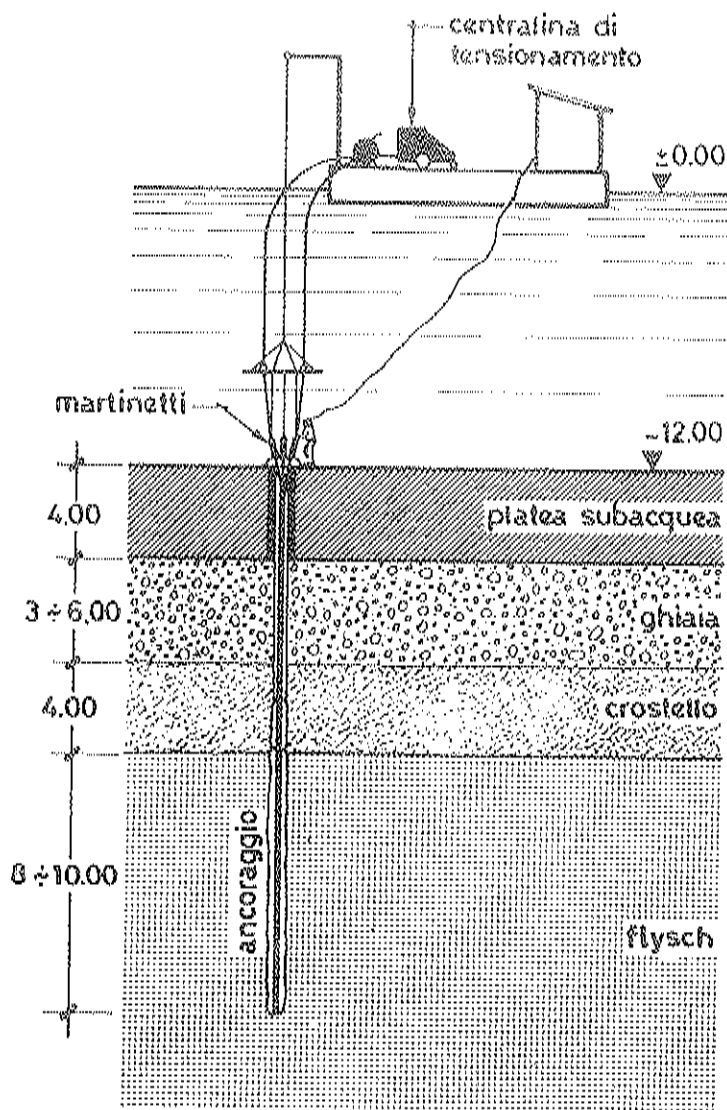


fig. 22



fig. 23

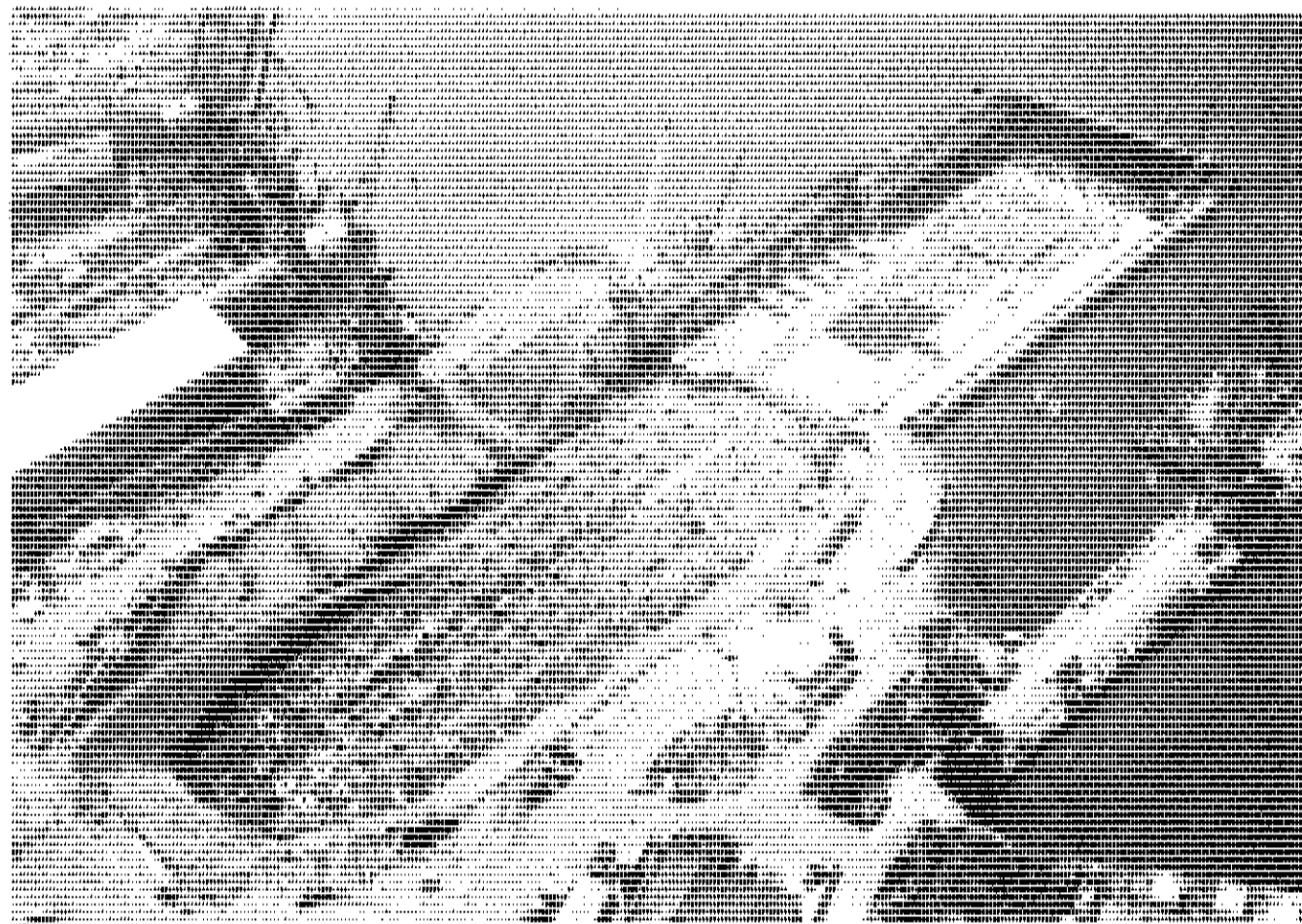


fig. 24

### FASI ESECUTIVE DI UN PALO RADICE

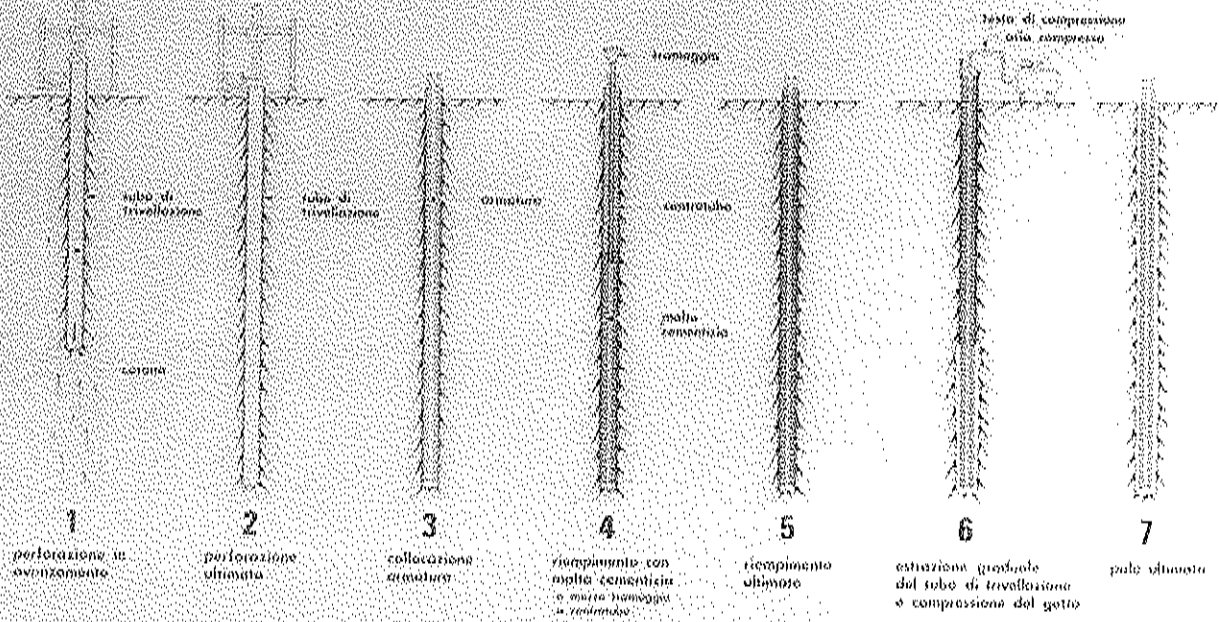


fig. 25

### FASI ESECUTIVE DI UN MICROPALO ROPRESS

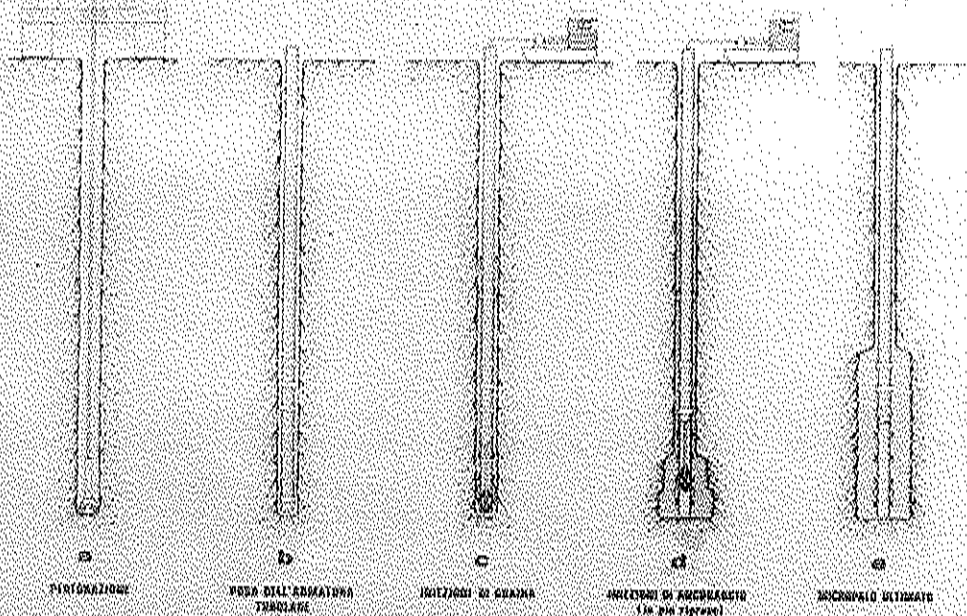


fig. 26

# FIAT auto - TERMOLI

## ropress E3

### - prova di carico su micropalo strumentato

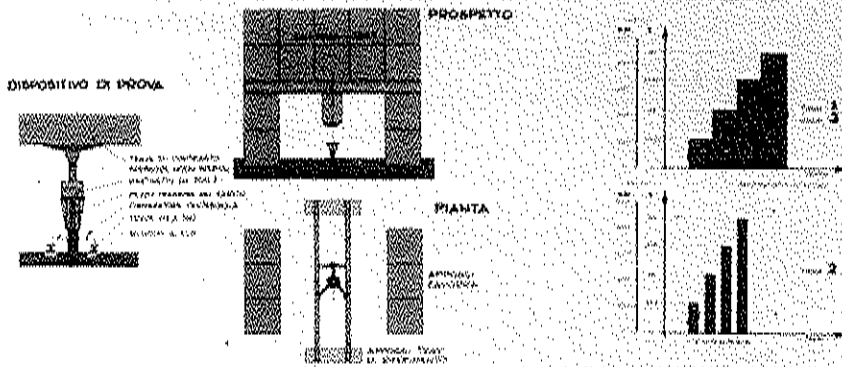


fig. 27

Il presente documento è un foglio di calcolo elettronico (spreadsheet) che contiene dati e formule per la valutazione delle prestazioni di un micropalo. La struttura del foglio è la seguente:

- Area di Input (A1:A10):** Contiene i dati di base della prova, tra cui il numero del micropalo, il tipo di terreno, il diametro e la profondità.
- Area di Output (B1:B10):** Contiene i risultati calcolati, come la capacità portante, lo spostamento e il coefficiente di sicurezza.
- Formule:** Sono utilizzate formule matematiche per calcolare i valori di output basandosi sui dati di input e su parametri predefiniti.

Il foglio di calcolo è stato creato utilizzando il software Microsoft Excel e può essere modificato per analizzare i dati di altre prove.

fig. 28

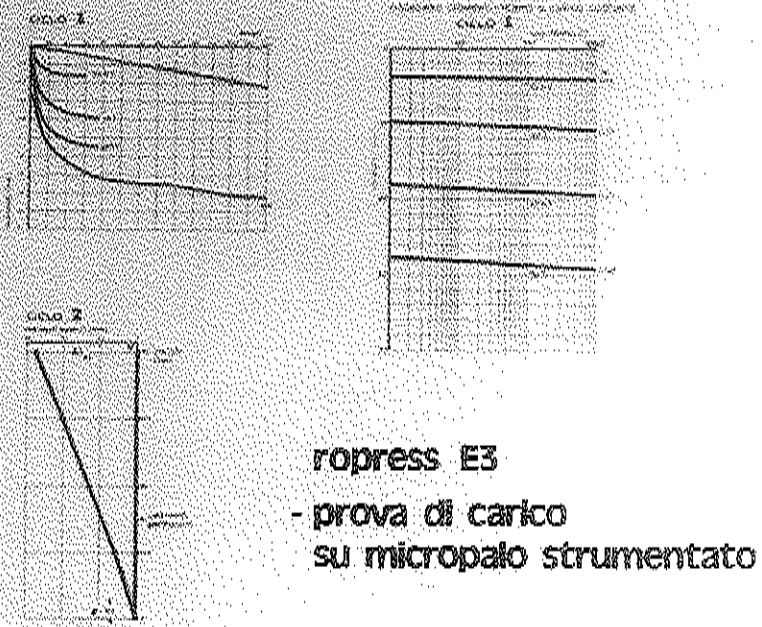


Fig. 29

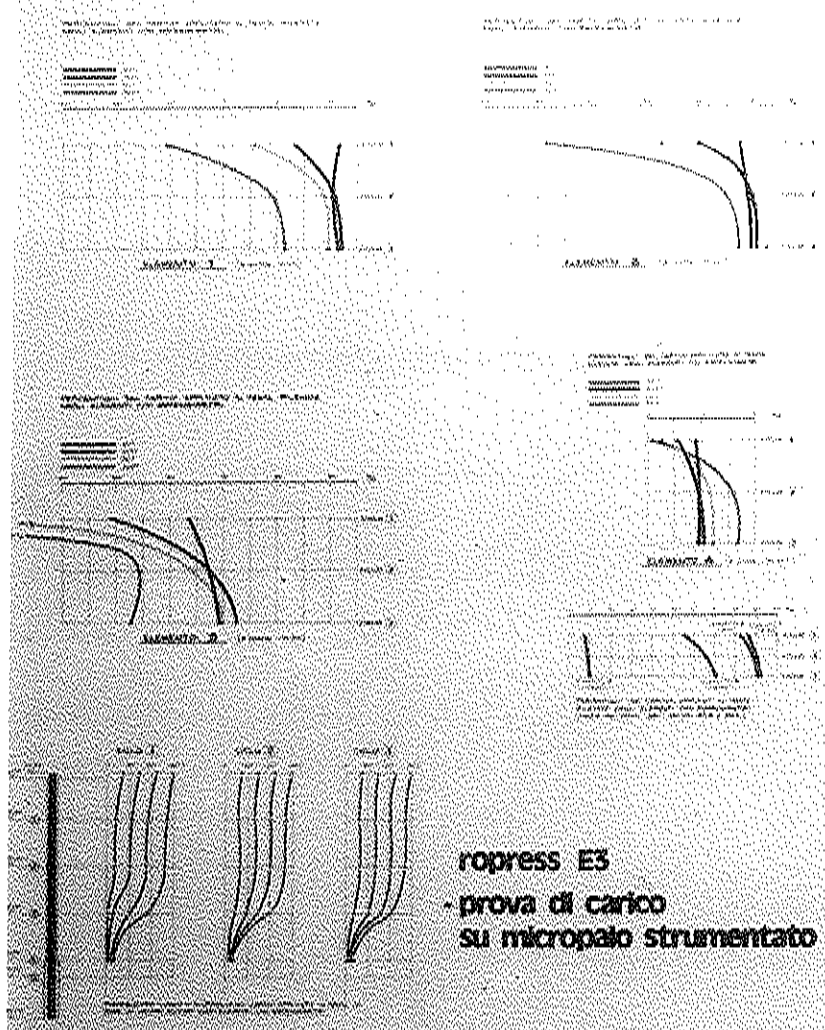
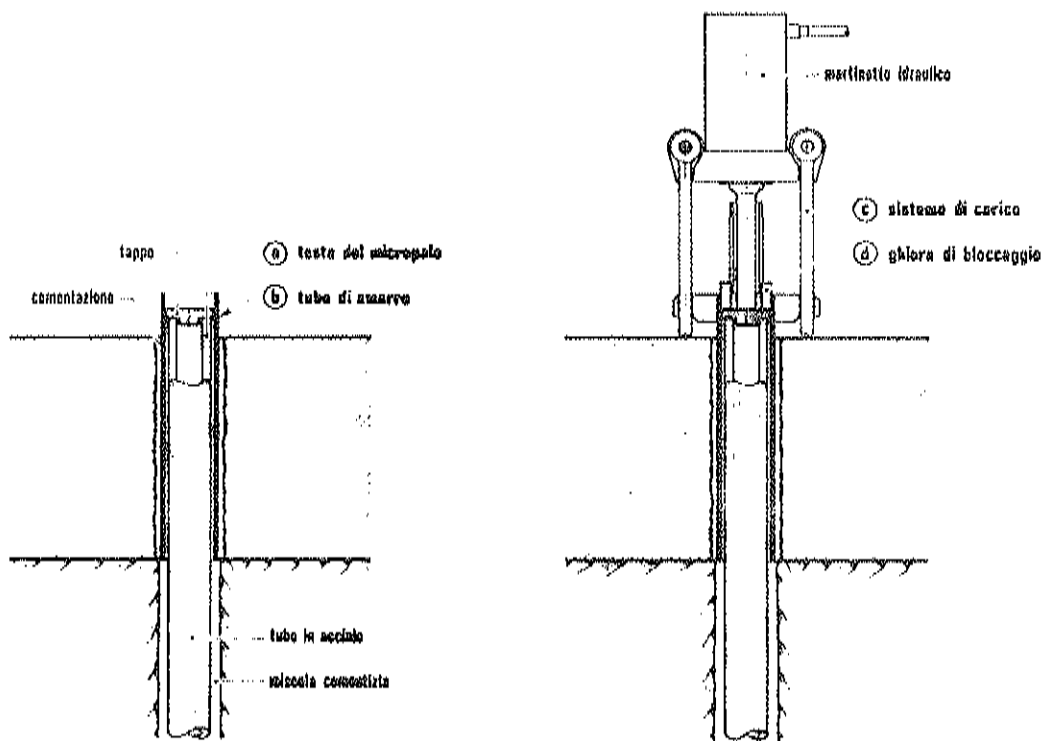


fig. 30



**rappresentazione schematica del sistema di precompressione dei micropali ROPRESS**

fig. 31



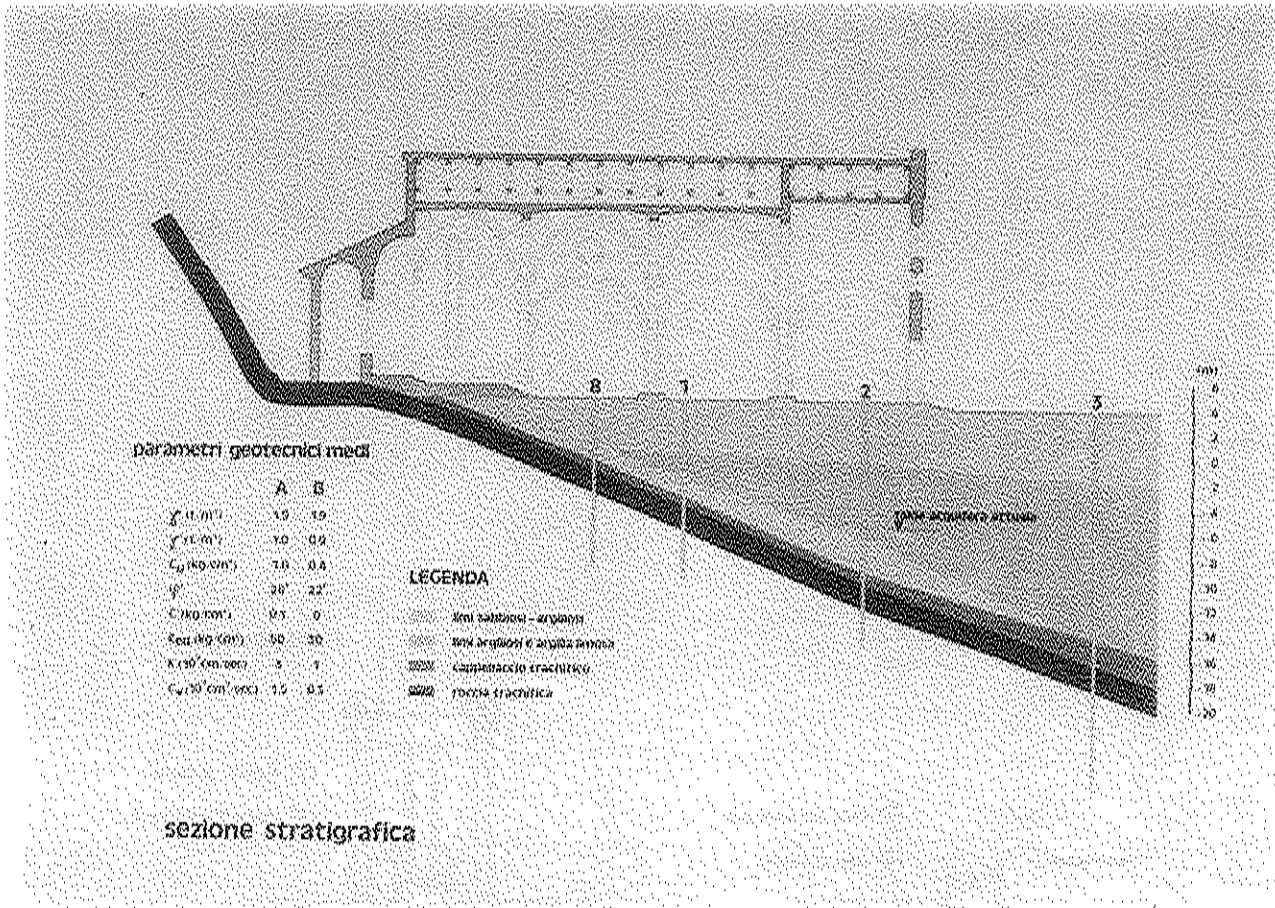


fig. 32

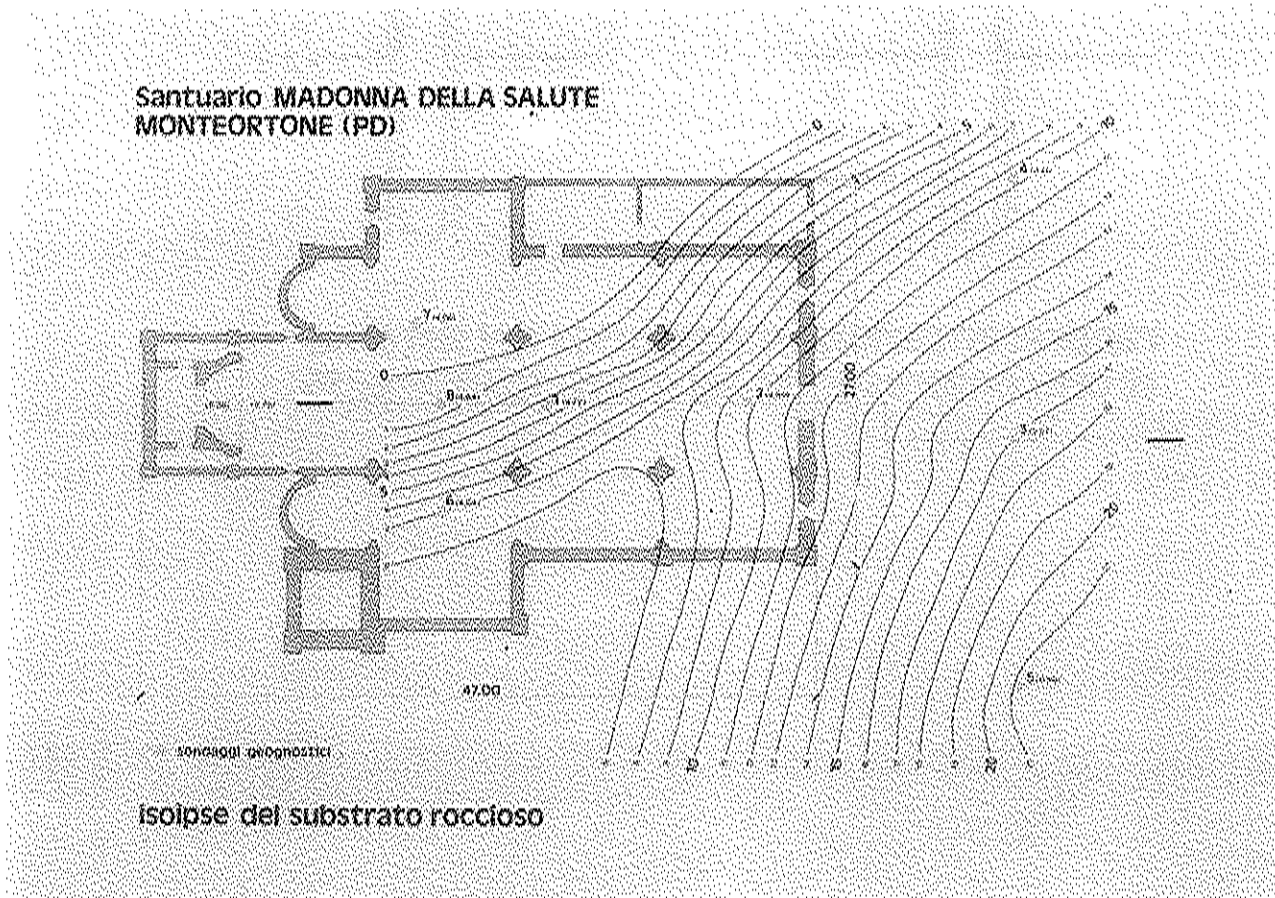
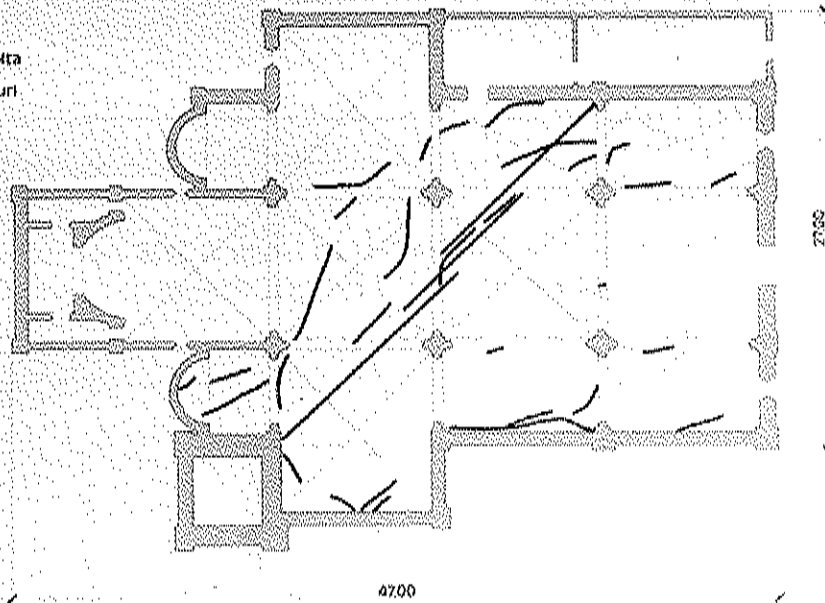


fig. 33

**LEGENDA**

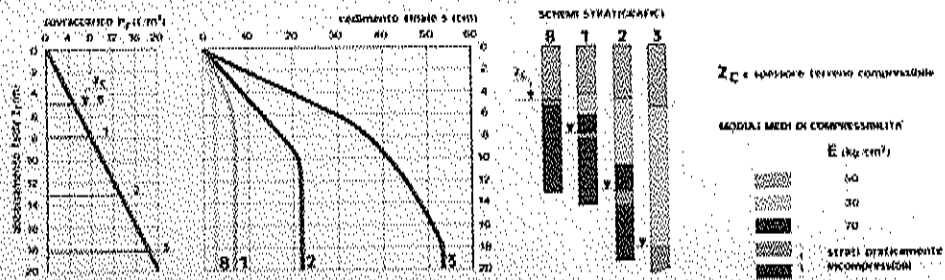
- lesioni sul pavimento
- lesioni (stuccate) sulla volta
- lesioni sulla volta e sui muri



**rilevo planimetrico del dissesto**

fig. 34

**calcolo dei cedimenti finali per abbassamento della falda**



**decorso dei cedimenti nel tempo con abbassamento istantaneo della falda di 10 m**

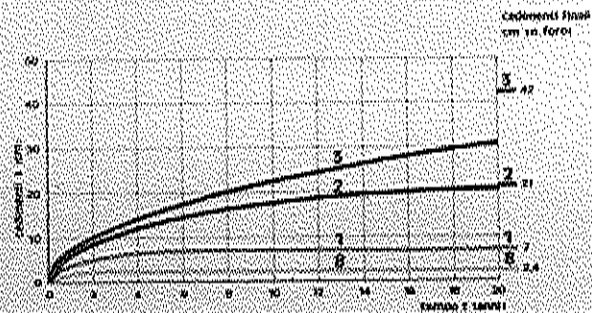
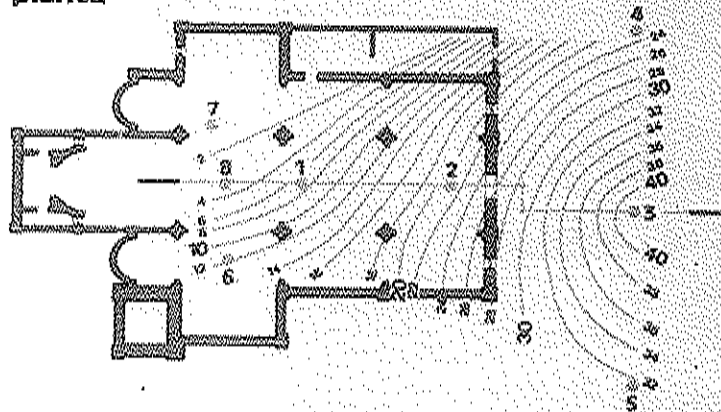


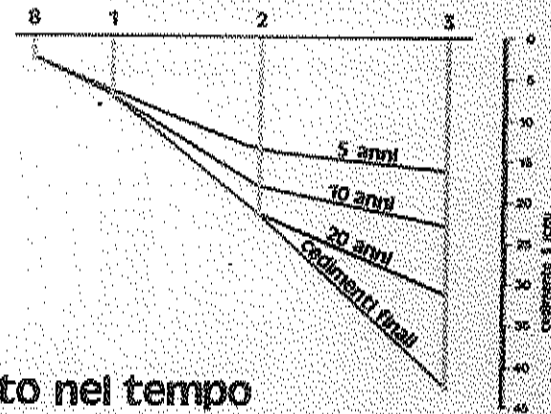
fig. 35

**isoipse dei cedimenti finali (cm)  
con abbassamento istantaneo  
della falda di 10 m**

pianta



sezione tipo

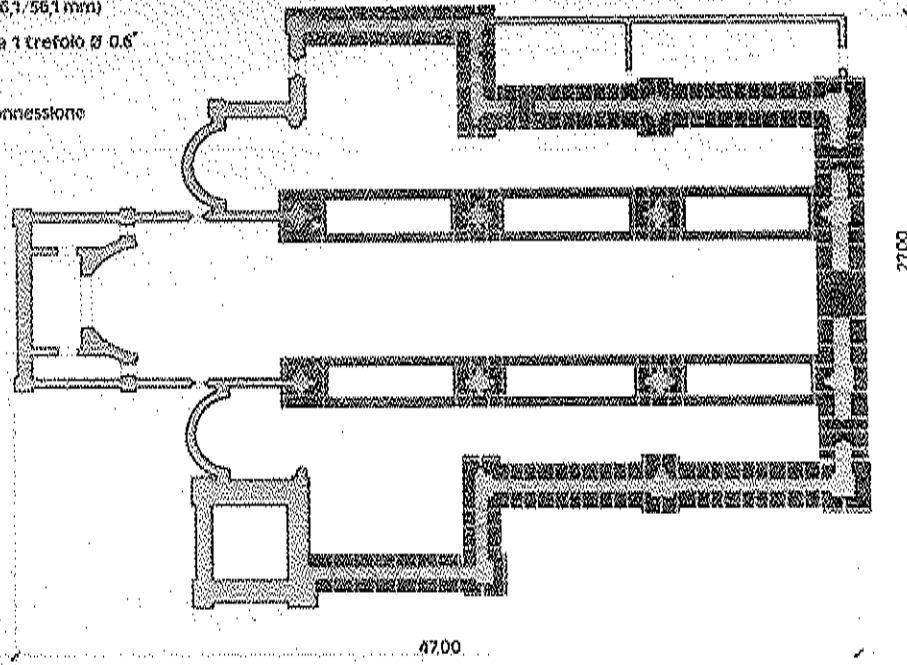


**andamento nel tempo  
dei cedimenti**

fig. 36

**LEGENDA**

- micropalo (tubo  $\varnothing$  76,1/56,1 mm)
- tirante di chiodatura 1 trefolo  $\varnothing$  0,6"
- giunto
- guanciale in c.a. di connessione



planimetria dell'intervento

fig. 37

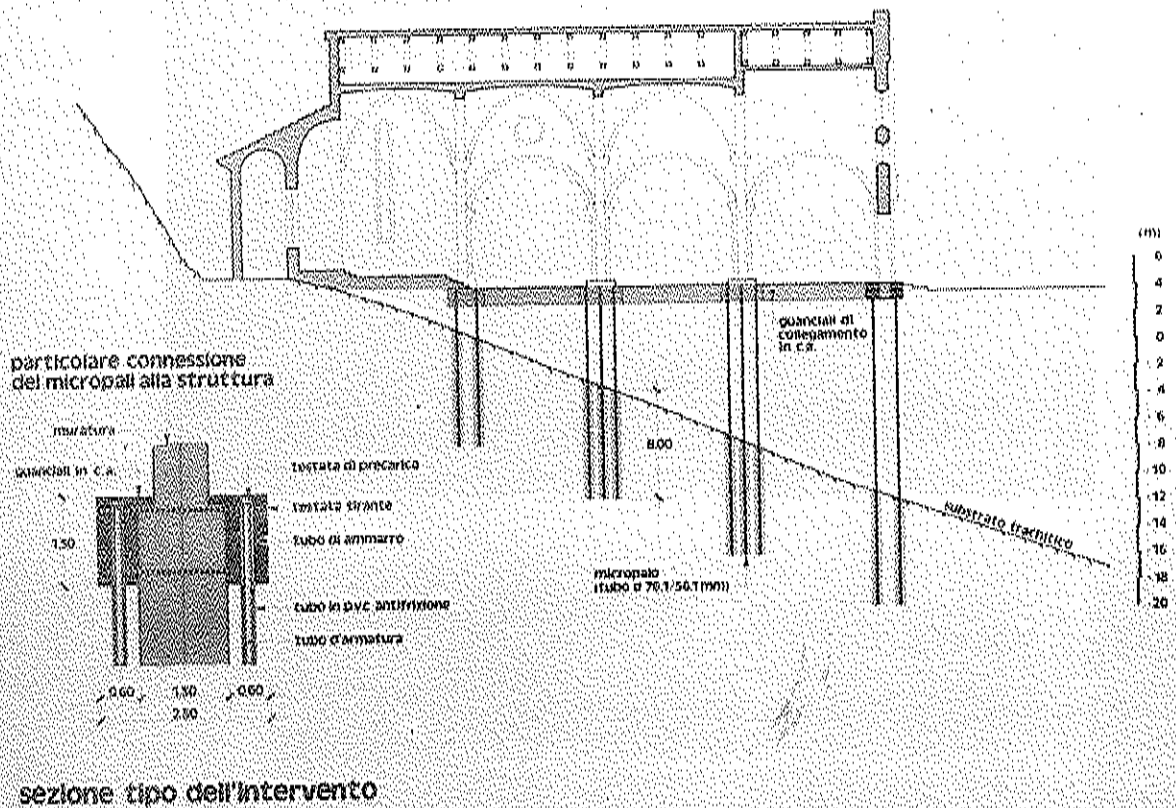


fig. 38

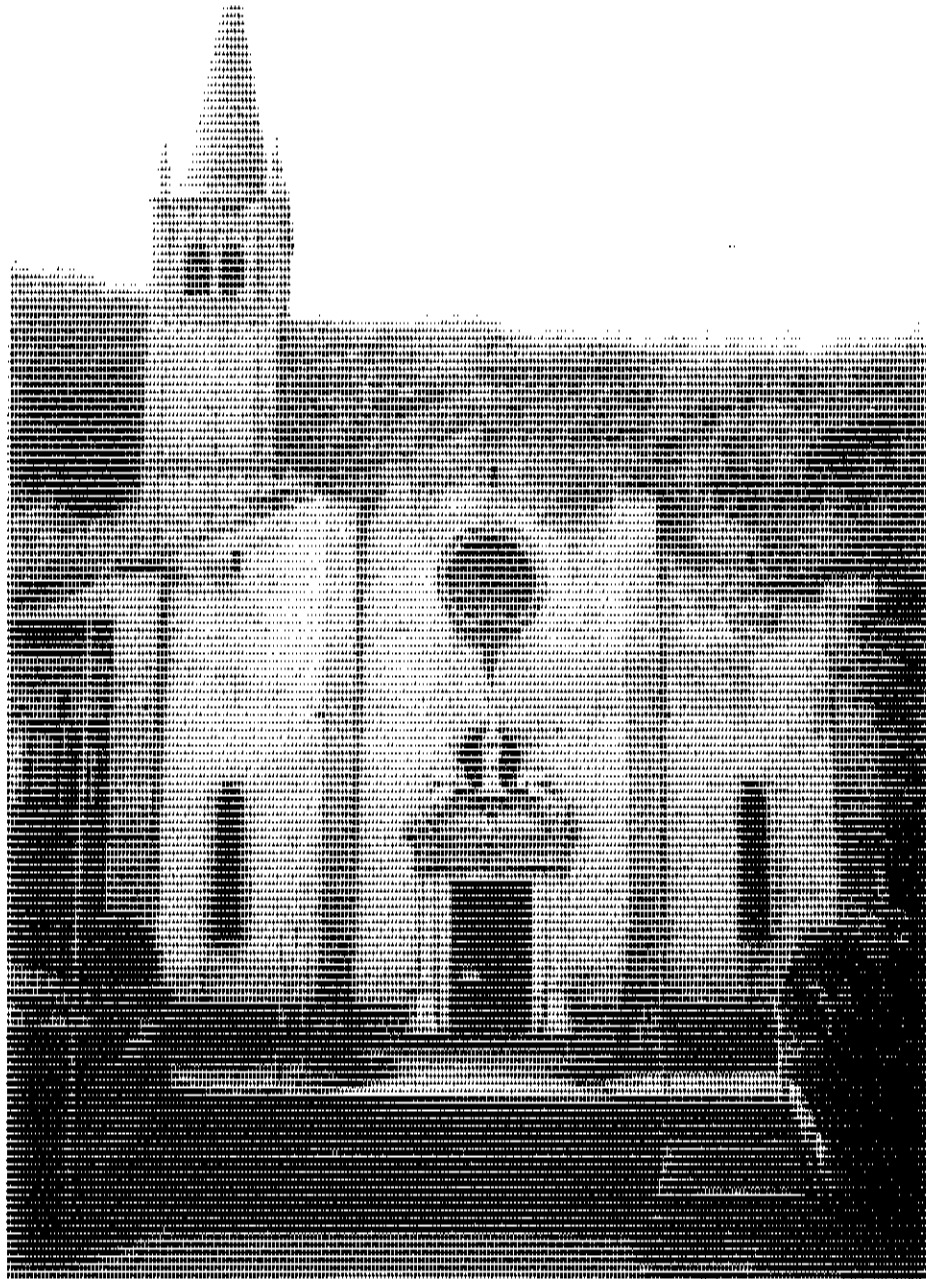


fig. 39

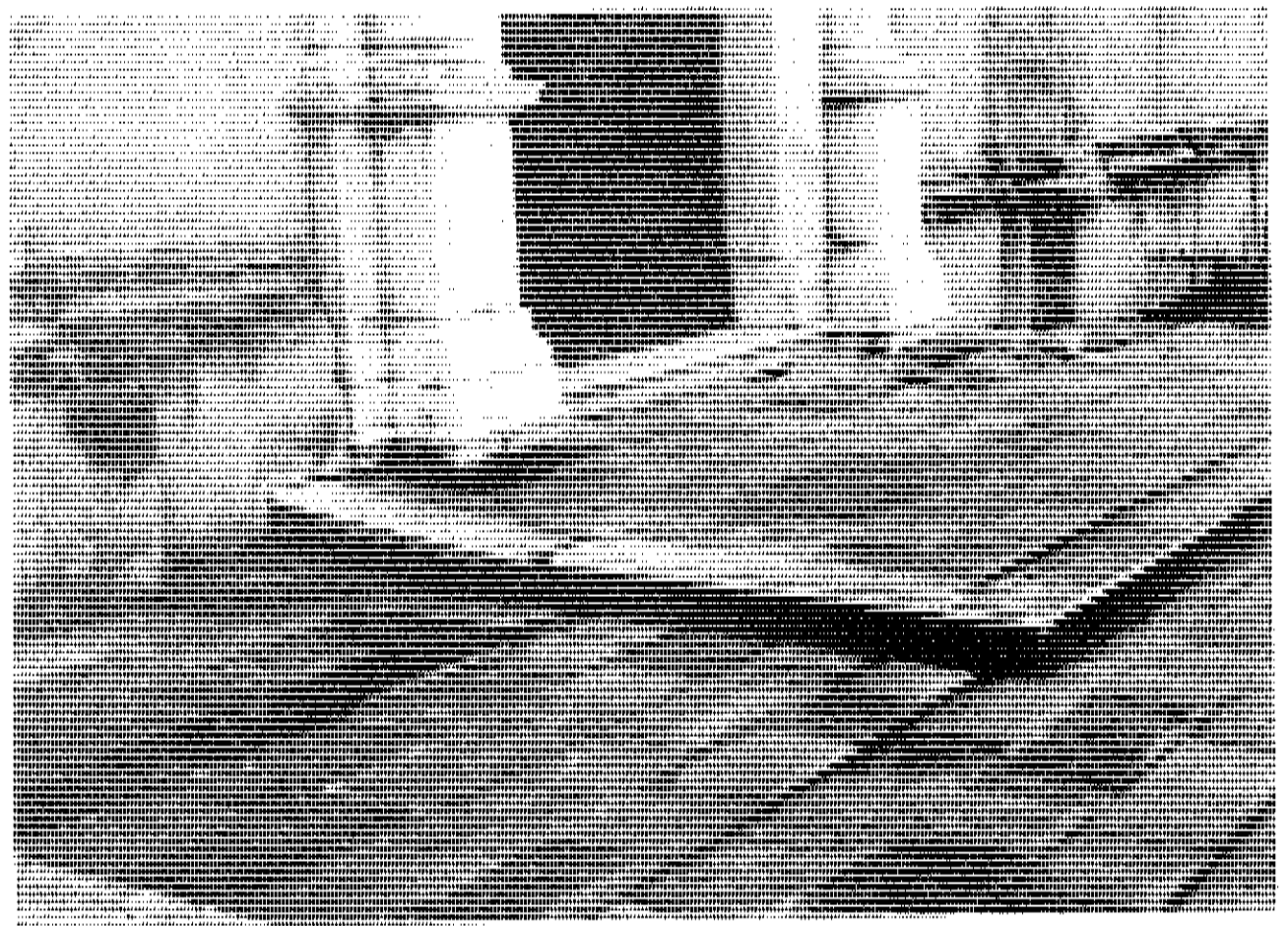


fig. 40



APPLICAZIONI DI TIRANTI PRESOLLECITATI  
NEL CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO E STRUTTURALE

CESARE PREVEDINI  
PONTEGGI EST S.p.A.  
*Divisione Tensacciai - Milano*





1. - GENERALITA'

Esporrò alcuni interventi di ripristino statico eseguiti mediante l'uso di tiranture.

Chiarisco preliminarmente quali sono i principi statici su cui si basano questi tipi di interventi. Mi riferisco alla fig. 1, che illustra una frattura tipica. Le conseguenze che la frattura produce sono:

- 1) perdita di resistenza, sia a trazione che a compressione, della sezione di materiale a cavallo della frattura,
- 2) modificazione del sistema di sforzi e deformazioni in una zona intorno alla frattura per effetto della trasformazione dello schema strutturale resistente prima e dopo la frattura.

E' chiaro che al primo inconveniente si può ovviare in vari modi, alcuni abbastanza semplici: cito per esempio l'uso di collanti (tipo resine) che si inseriscono nella lesione, c/o barre di armatura che si inseriscono ortogonali alla lesione, opportunamente ancorate nei due corpi materiali laterali. (vedi fig. 1).

Tuttavia è chiaro anche che interventi di questo tipo apparentemente "congelano" il dissesto al punto in cui è, ma non ne riducono quelli che sono stati gli effetti in termini di sforzi e deformazioni. Può succedere allora che sforzi grandi, accumulatisi in qualche zona in seguito alla lesione, producano altri dannosi effetti nel tempo anche dopo la riparazione. Non basta in generale "congelare" la struttura lesionata, ma occorre applicare un sistema di azioni (vedi

fig. 2) che producano variazioni di sforzo e dislocazioni opposte a quelle che si sono avute al momento dell'apertura delle lesioni. Da qui nasce l'esigenza dei tiranti presollecitati che assolvono a questa funzione "forzante", oltre che a quella di aumentare la resistenza attraverso la lesione, così come lo fanno le armature di cucitura passive in fig. 1.

Un'altra classe di problemi di rinforzo che possono essere chiamati a risolvere i tiranti presollecitati è schematizzata brevemente in fig. 3. Anche se la struttura non è lesionata, può succedere spesso che lo sforzo nel materiale abbia una direzione prevalente. In questo caso la componente deviatorica dello stato di sforzo, cui si associa principalmente il pericolo di rottura in quasi tutti i materiali, è molto alta (vedi primo cerchio di Mohor). Se si sollecita il materiale tramite precompressione anche in senso ortogonale si rende assai più isotropo lo stato di sforzo (vedi secondo cerchio di Mohor) e quindi si allontana il materiale dal limite di rottura, per i medesimi carichi preesistenti. Tutto quanto detto presiede ai criteri di progetto di interventi con tiranti presollecitati sia che si tratti di intervenire su terreni, che su rocce, che su murature, che su cemento armato o su strutture composite con due dei precedenti materiali.

Ad una semplicità concettuale del metodo fa invece riscontro una certa difficoltà tecnologica, che la pone tra le tecniche di intervento "specializzate".

## 2. - INTERVENTI IN EDIFICI IN MURATURA.

Dal punto di vista tecnologico gli interventi su murature si presentano ancora come abbastanza semplici.

Si cita l'esempio della Chiesa di S. Paolo Apostolo a Stregna in Friuli. Questa chiesa era stata lesionata in modo non importante dal terremoto del 1976. Si trattava dunque di realizzare un intervento di prevenzione, più che di riparazione, e quindi tutto mirato ad aumentare la resistenza della struttura.

Un esame anche sommario del prospetto mostra (fig. 4) pareti di una certa altezza, su più piani, con ampie finestraure nella parte superiore. I progettisti hanno quindi pensato di realizzare una struttura di contenimento ricavando un cordolo in cemento armato da uno scasso operato nelle pareti (vedi dettaglio). In questo cordolo erano inseriti dei cavi di precompressione. Se si guarda la pianta (fig. 5) si capisce la funzione "cerchiante" rispetto tutto l'edificio che ha questo intervento, ed inoltre l'effetto di "cucitura" attiva (cioè in tensione) tra il corpo principale della chiesa e le cappelle. Questo intervento non differisce molto, dal punto di vista tecnologico, dalla costruzione di un normale travetto precompresso. Un gradino di difficoltà maggiore è presente nei casi in cui il tirante precompresso viene posto nel corpo stesso della muratura, come ad esempio nel progetto di

intervento sul Duomo di Tarcento, (vedi fig. 6): ivi lo scopo di collegamento che ha la tirantura per l'intera struttura è evidentissimo. Si deve però procedere creando trincee laterali nei muri, o meglio, per non indebolirli, operando con trivelle orizzontali di lunghezza anche notevole. E' da notare l'opportuno (ma tecnologicamente difficile) incrociarsi in pianta dei cavi vicino agli ancoraggi.

3. - Consolidamento della roccia intorno ad un complesso monumentale.

L'esempio che qui si propone è quello del consolidamento di S. Caterina del Sasso sul Lago Maggiore.

Il complesso monumentale della chiesa con annesso portico ed edifici minori (vedi fig. 7,8) si trova su un gradone di roccia a picco sul lago. Il problema geo-litologico era il seguente: si presentavano nella roccia fratture verticali sia nel gradone (cioè sotto la fondazione dei manufatti), sia nella parete sovrastante (vedi fig. 9). L'intervento è stato graduato: per quanto riguarda la parte sovrastante si è intervenuto solo con chiodature di piccola lunghezza e modestissima precompressione. Queste, insieme a provvedimenti idraulici e di protezione della superficie della roccia, sono sembrati sufficienti.

Inferiormente invece si è consolidato tutto il gradone con tiranti profondi che cucissero le varie sezioni di roccia ormai strutturalmente staccate.

La fig. 10 mostra lo schema del tirante, mentre le foto 11 e 12 mostrano alcuni ancoraggi nel cantiere di S. Caterina del Sasso. Un problema importante dell'intervento è stata la costruzione del ponteggio. Si è incominciato avvicinandosi con un pontone galleggiante che è servito di base alle maglie inferiori del ponteggio, poi agganciate a chiodi in roccia. Il ponteggio è poi salito, sempre ancorandosi in roccia (e non più basato sul pontone) man mano che questa veniva consolidata dai tiranti. Il ponteggio ha poi coperto la chiesa (per il restauro del tetto, foto 13) ed è servito anche alle opere di consolidamento della parete sovrastante.

#### 4. - Interventi su opere autostradali.

Il primo esempio di interventi su opere di questo tipo riguarda la galleria Montereale sull'autostrada Genova-Serravalle. I dissesti in questa galleria erano originati probabilmente da un aumento della spinta del terreno dovuta ad una mutazione idrogeologica. La parte inferiore dei piedritti del ricoprimento in c.a. della galleria apparivano fortemente lesionati e dislocati. Gli interventi preliminari sono consistiti in fori di drenaggio e la costruzione di un ricoprimento in cemento armato dei piedritti, ancorato nella struttura esistente con chiodi di piccola lunghezza. A questo punto si sono realizzati tiranti nel terreno circostante, ancorati nel ricoprimento in cemento armato dei piedritti. La messa in tensione dei tiranti ha realizzato, oltre che una

migliore unione tra il rivestimento e la struttura esistente, anche un'azione statica sulla struttura della galleria, di segno opposto a quello che ne ha provocato la lesione. Di qui i benefici effetti di cui si è già parlato al capitolo 1.

Come ultimo esempio si mostra il consolidamento di un movimento franoso in fregio all'autostrada Genova-Ventimiglia. La planimetria della zona è mostrata nella fig. 15, mentre le figure 16 17 danno un'idea della situazione geotecnica prima dell'intervento. La figura 18 mostra il tipo di presidio strutturale predisposto. In effetti si tratta di una serie di pozzi, ciascuno dei quali ha una sua lunga unghia superiore che fa da contenimento al conoide di frana. Una rete di tiranti agiscono su ciascuna unghia di cemento armato applicando su di essa forze che ne riducano la flessione. I tiranti attraversano la superficie di scorrimento della frana e si ancorano coi bulbi in profondità sulla roccia stabile. L'intervento di una certa mole ha richiesto un notevole impegno sia tecnologico che organizzativo come documentano le figure 19 (muro in c.a. con attrezzature di perforazione); fig. 20 (iniezione del bulbo del tirante); fig. 21 (precompressione dei tiranti) e fig. 22 (ancoraggio precompresso), e fig. 23 (schema tirante IRP-TIRSOL).

Altri dettagli su questa realizzazione si trovano sull'articolo "Consolidamento di una scarpata mediante ancoraggi profondi" di H. Mongilardi, Le Strade n. 11, 1972.

5. - Citazioni conclusive

Alla realizzazione di tutte le opere qui presentate ha collaborato la TENSACCIAI. E' doveroso e gradito citare i progettisti: arch. Fasiolo per la Chiesa di Stregna; geom. Portolano per i tiranti del Duomo di Tarcento; ing. Balossi Restelli per S. Caterina del Sasso; SPEA e ing. Corona e Perazzone per la Galleria Montereale; GEOTECNA e Impresa RODIO per il consolidamento sulla Genova-Ventimiglia. Ringrazio il prof. Edmondo Vitiello per suggerimenti e discussioni durante la stesura della presente memoria.



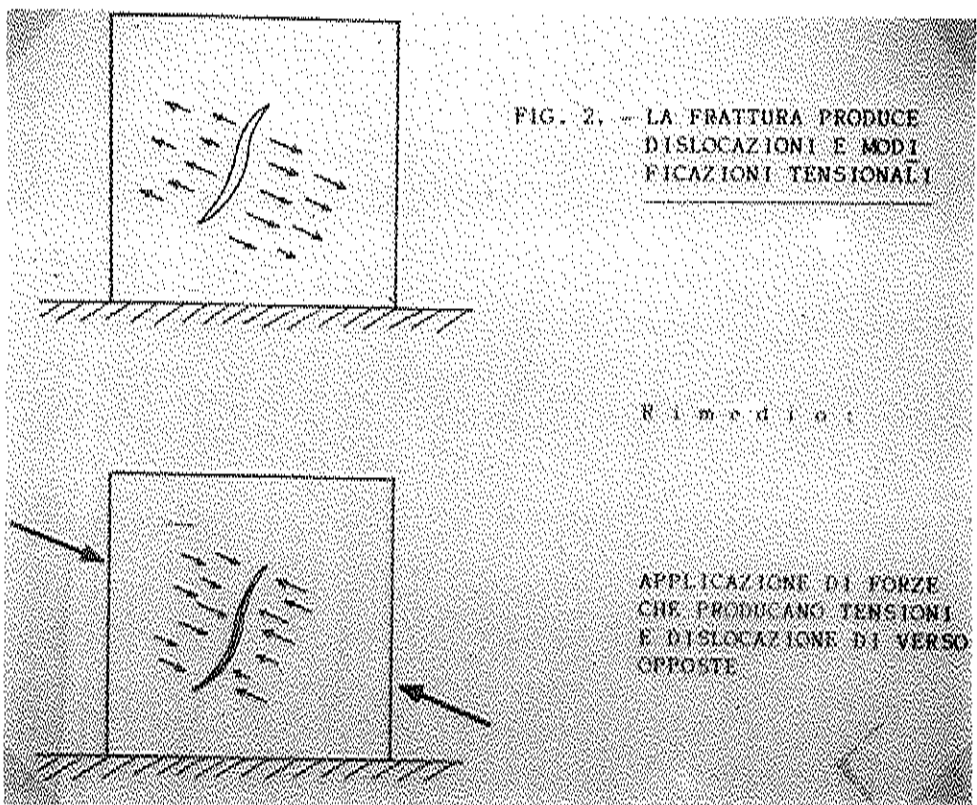
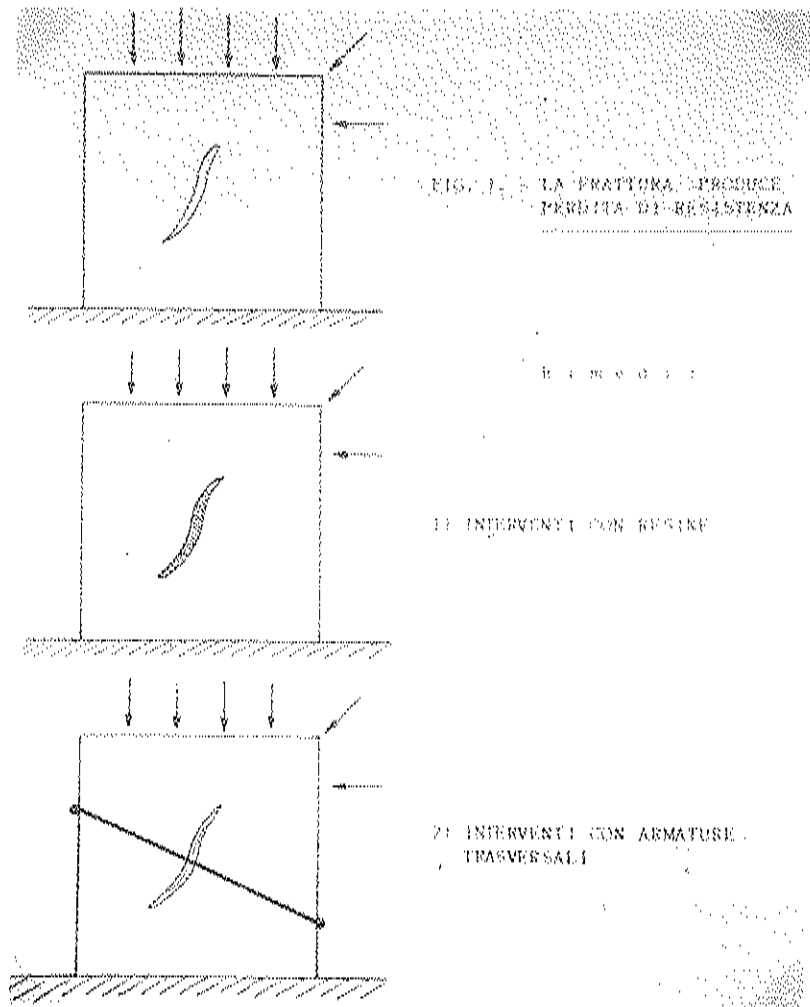


FIG. 2

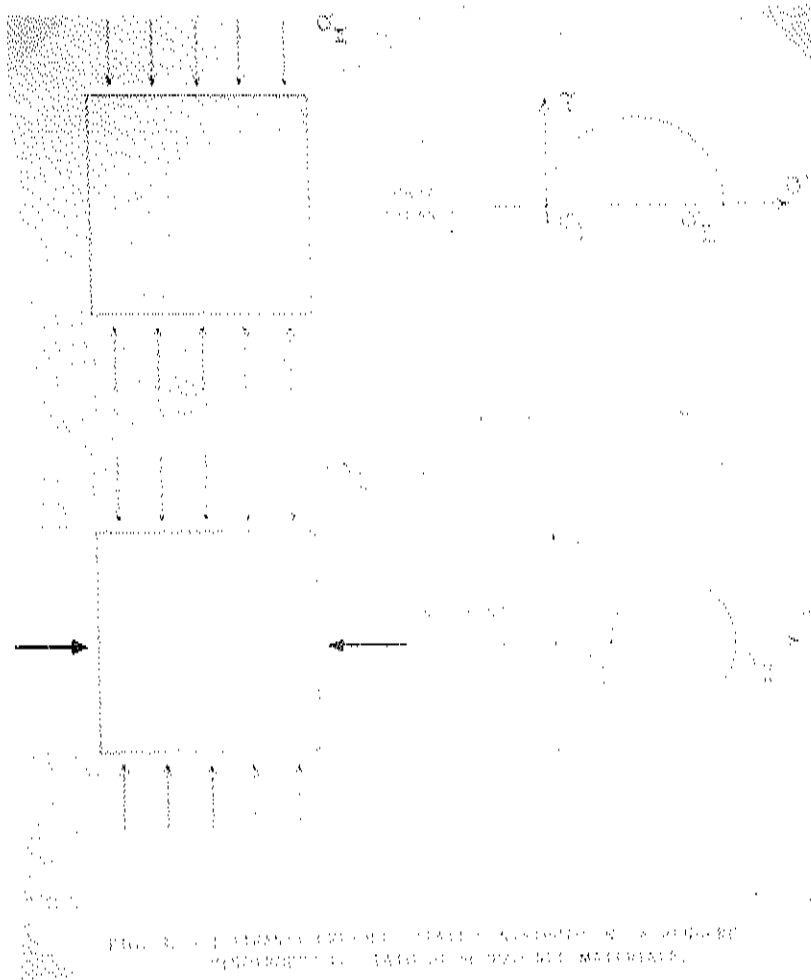


FIG. 3. - I SERVIZI PRINCIPALI DELLA CHIESA, IN UNO DEI PUNTI DI APPUNTAMENTO DI UNO DEI MATERIALI.

FIG. 3

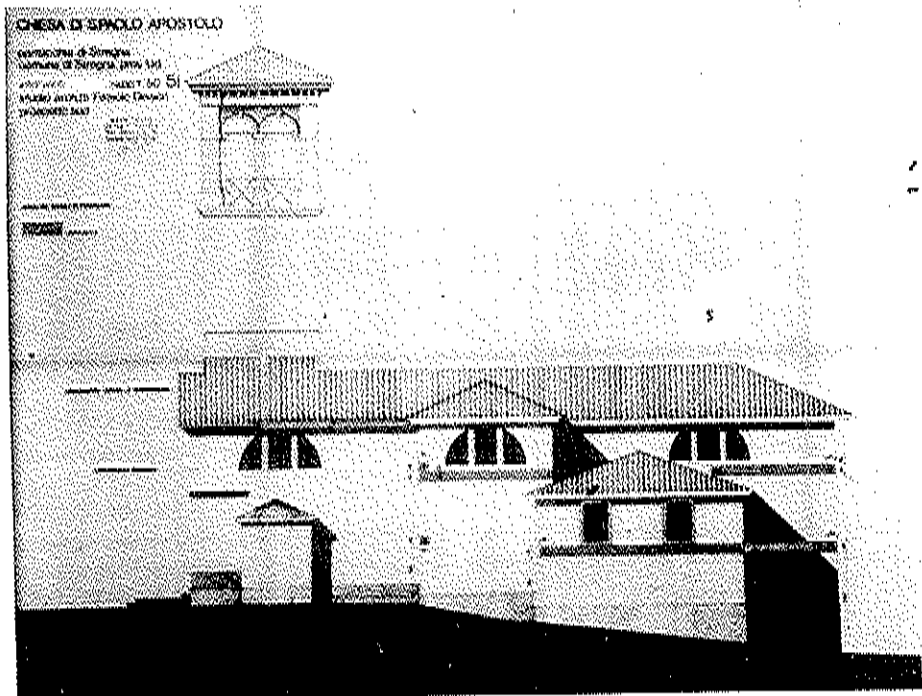


FIG. 4

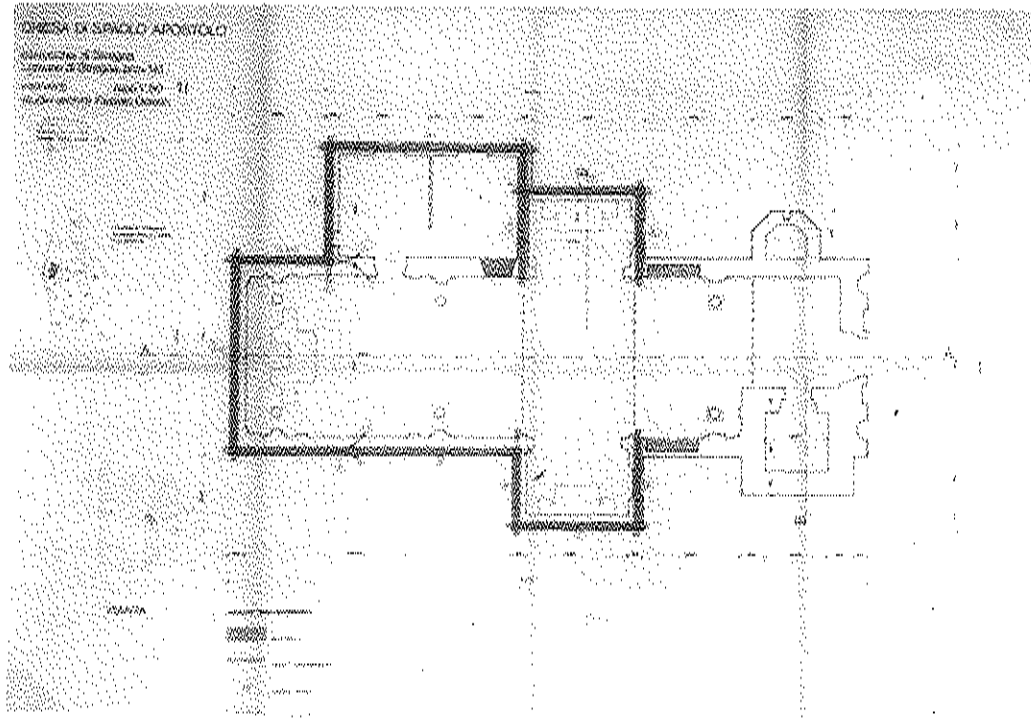


FIG. 5

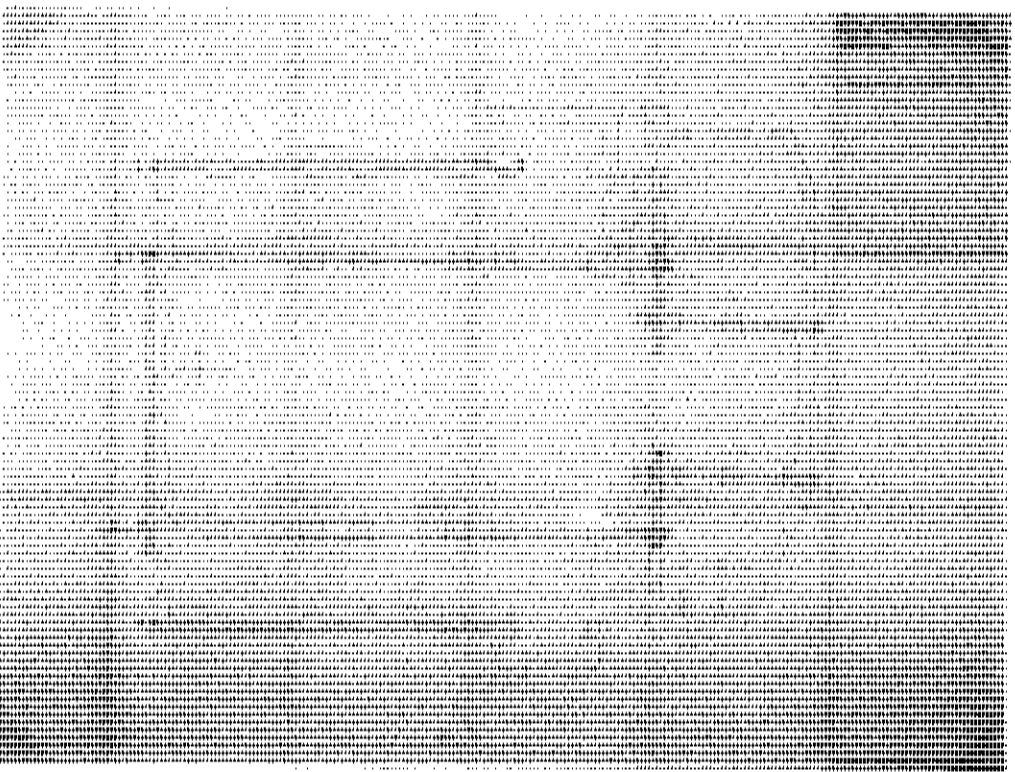


FIG. 6

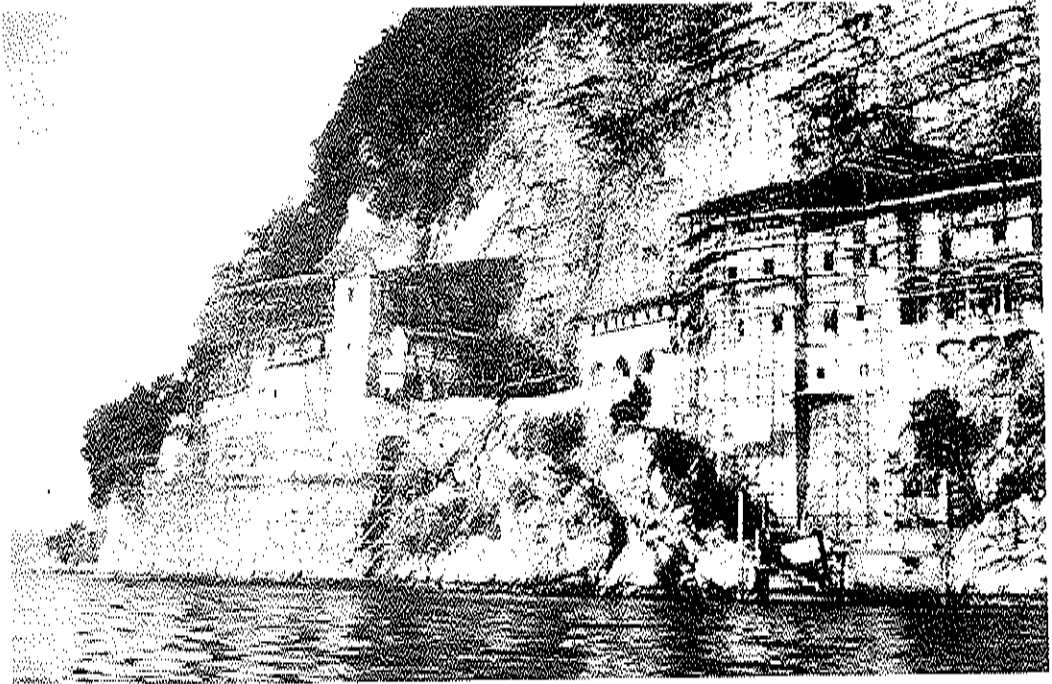


FIG. 7

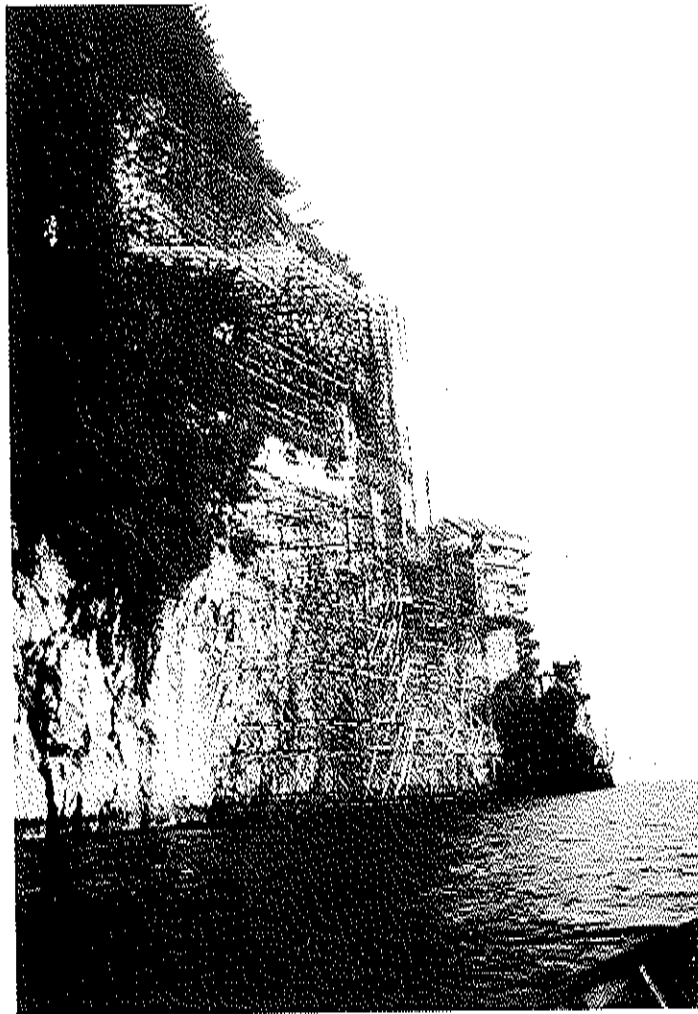


FIG. 8

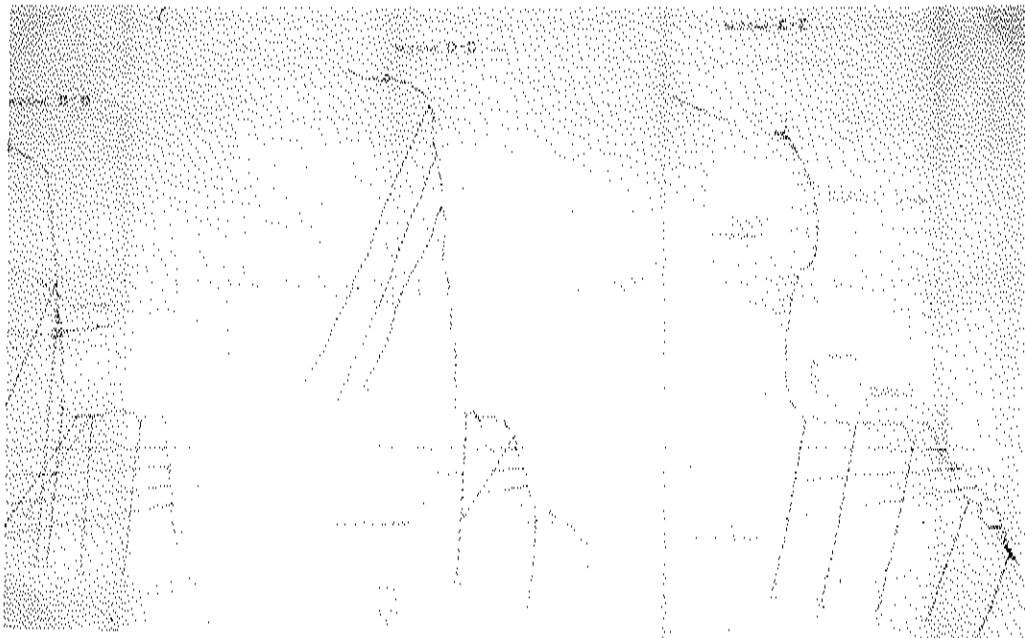


FIG. 9

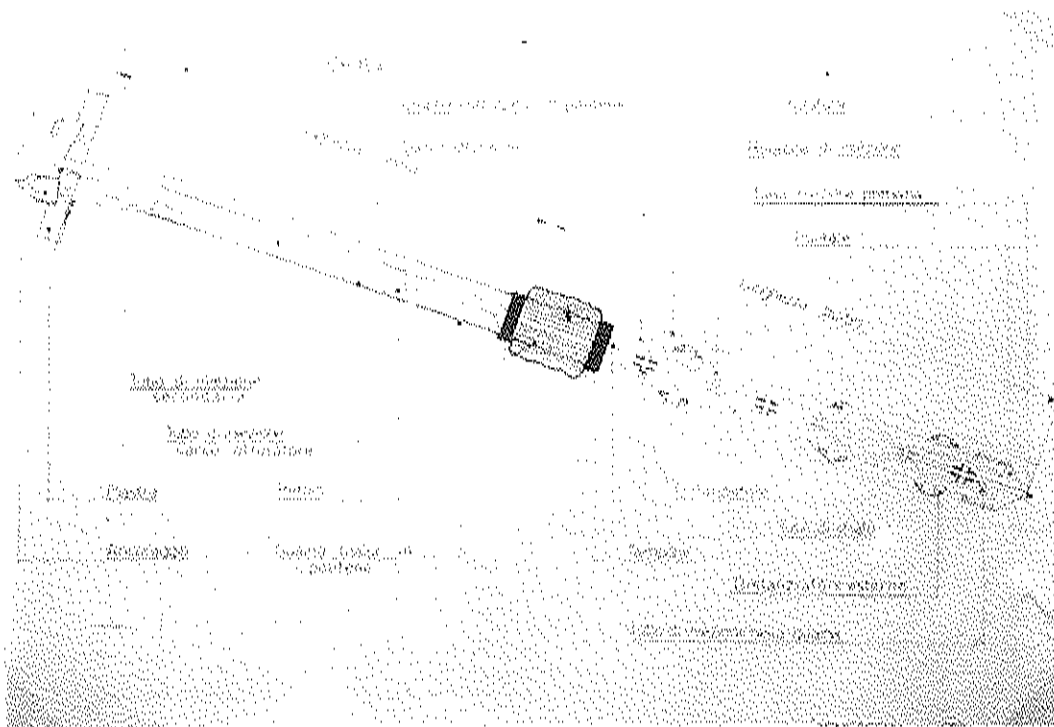


FIG. 10

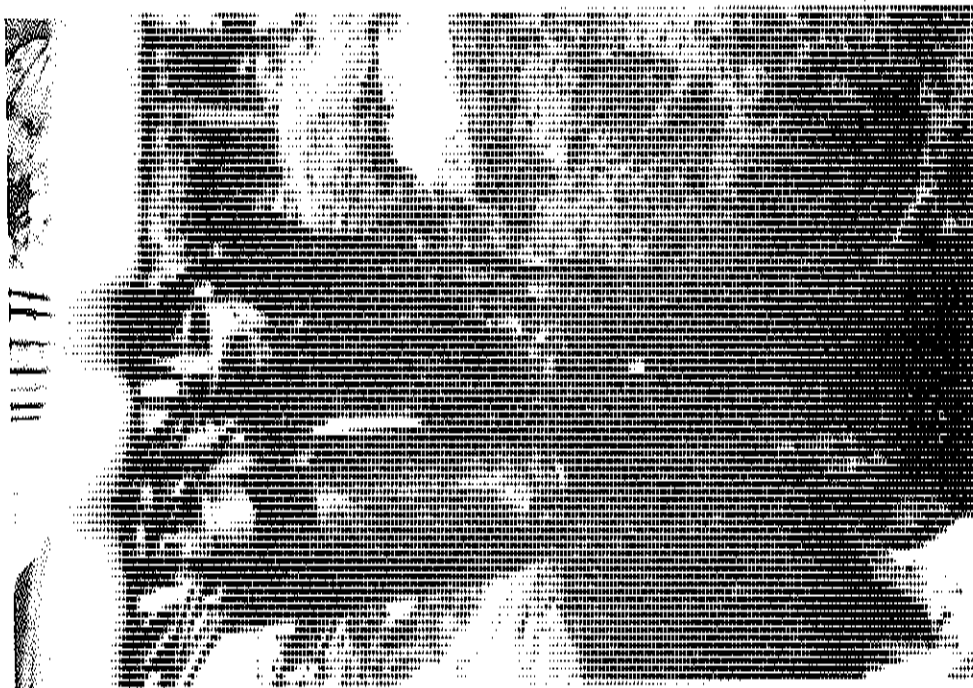


FIG. 11

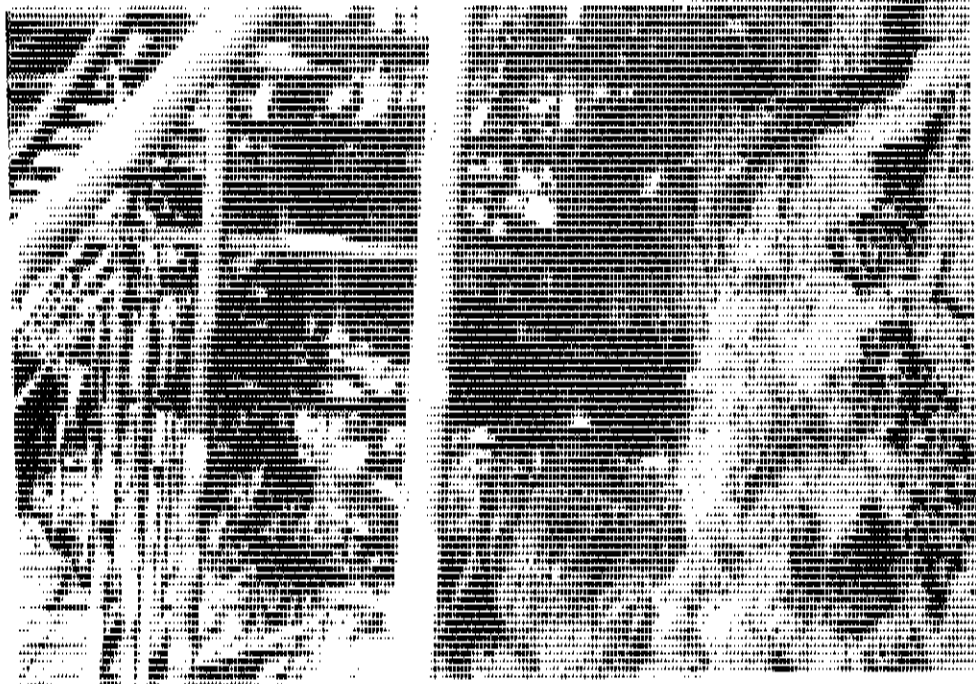


FIG. 12

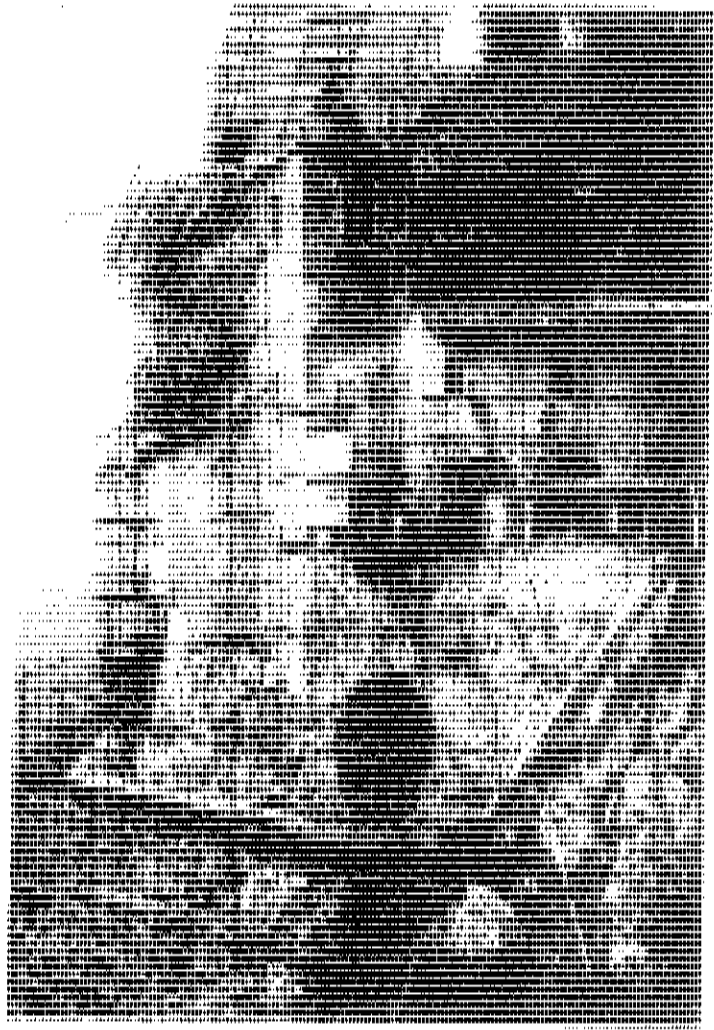


FIG. 13

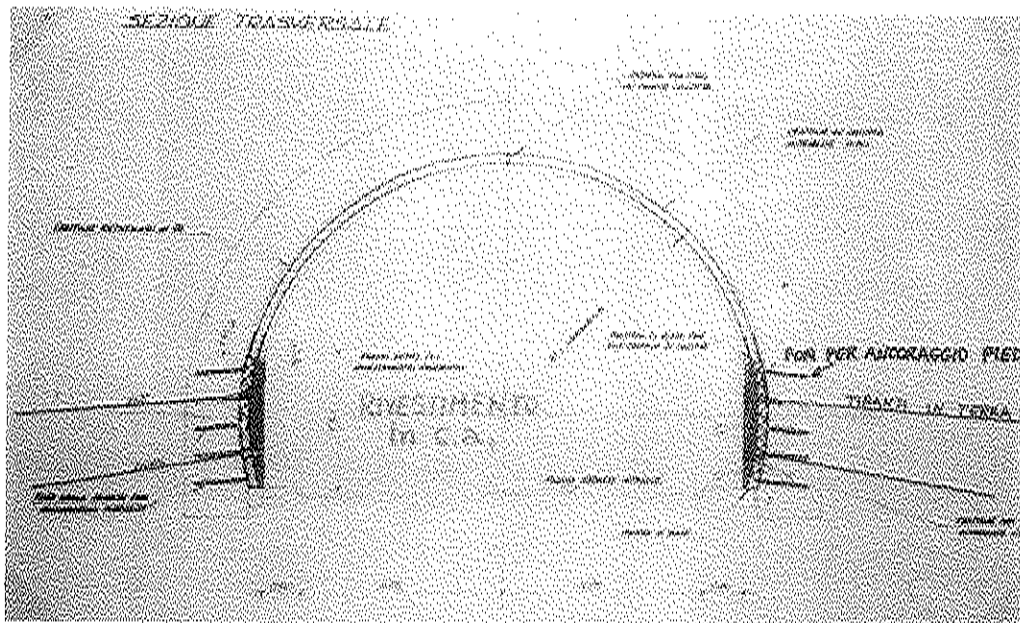


FIG. 14

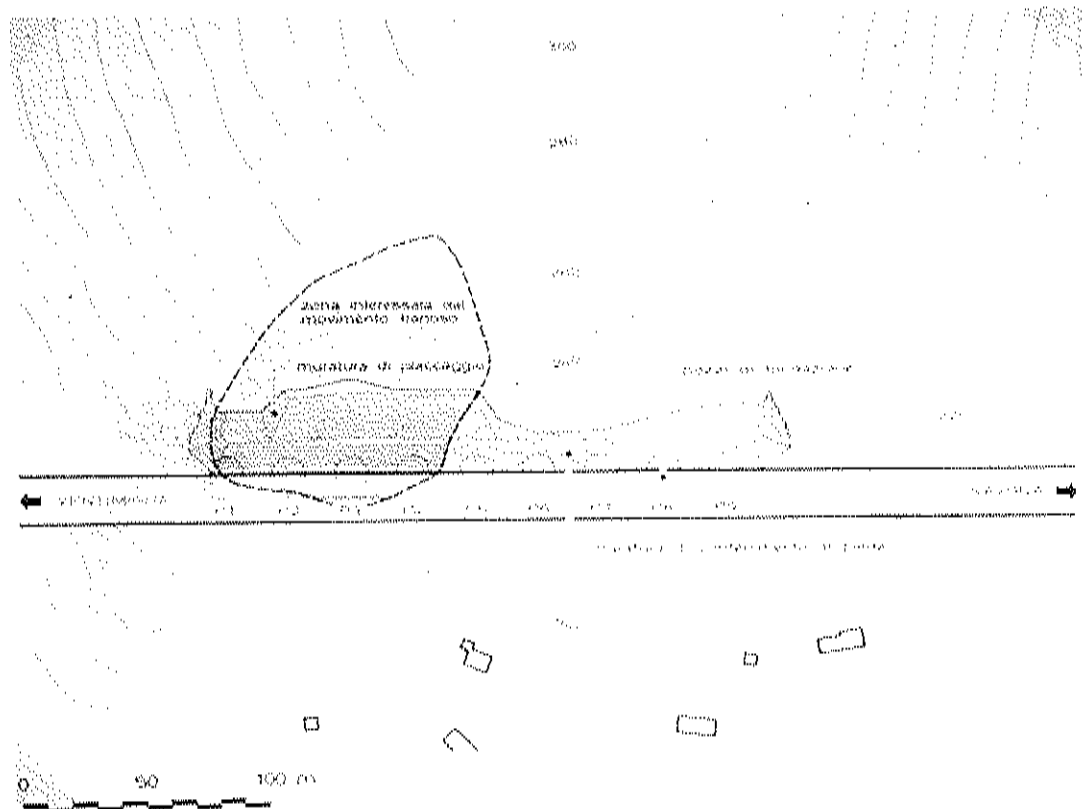


FIG. 15



FIG. 16





FIG. 17

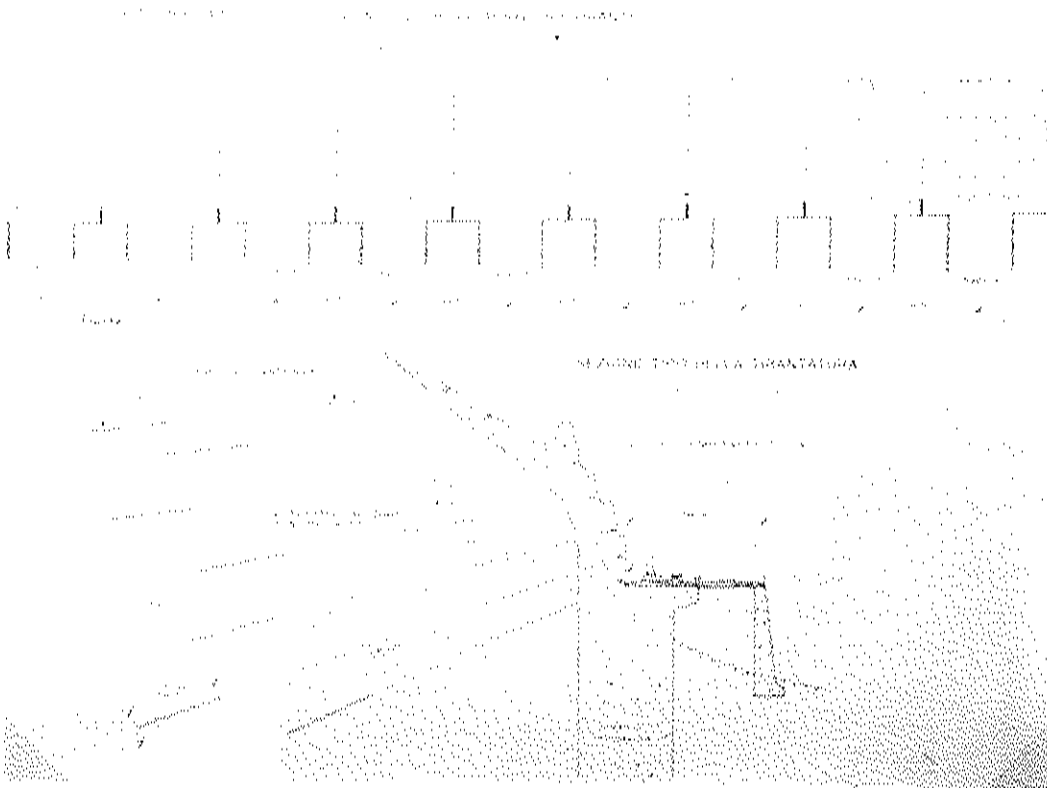


FIG. 18

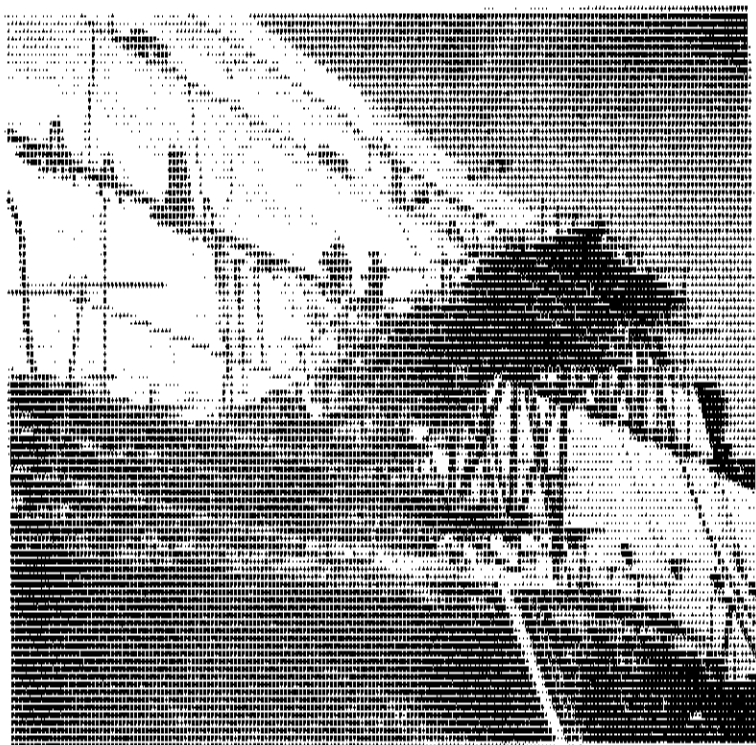


FIG. 19

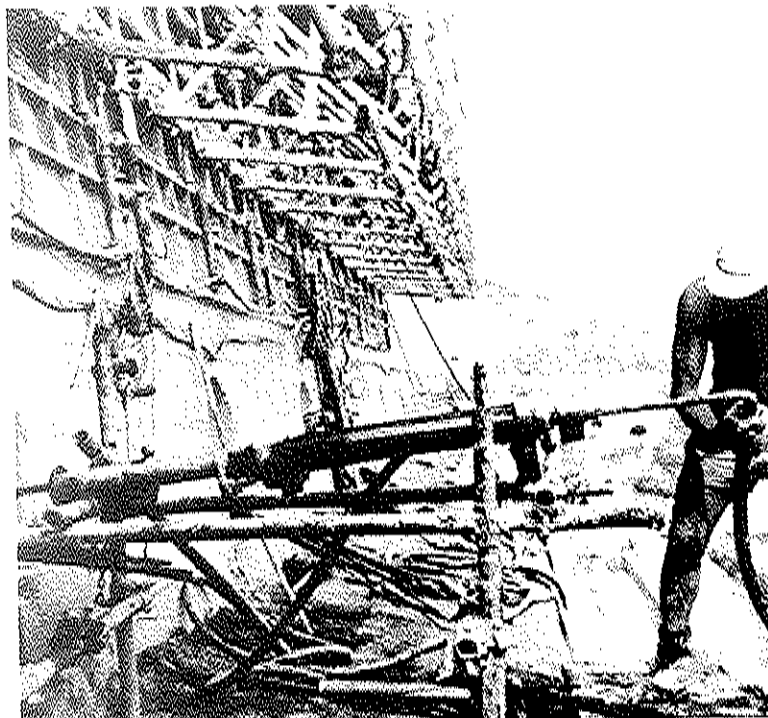


FIG. 20

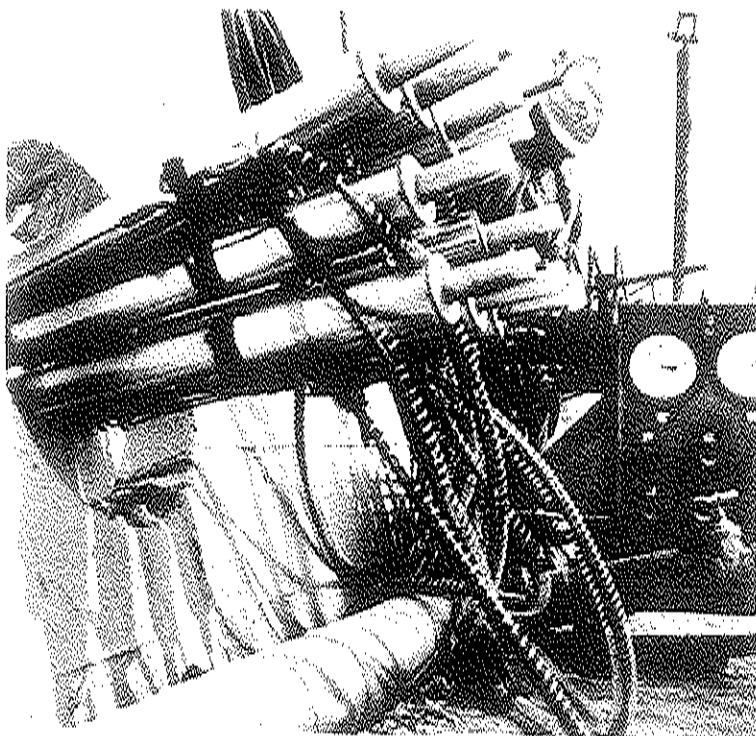


FIG. 21

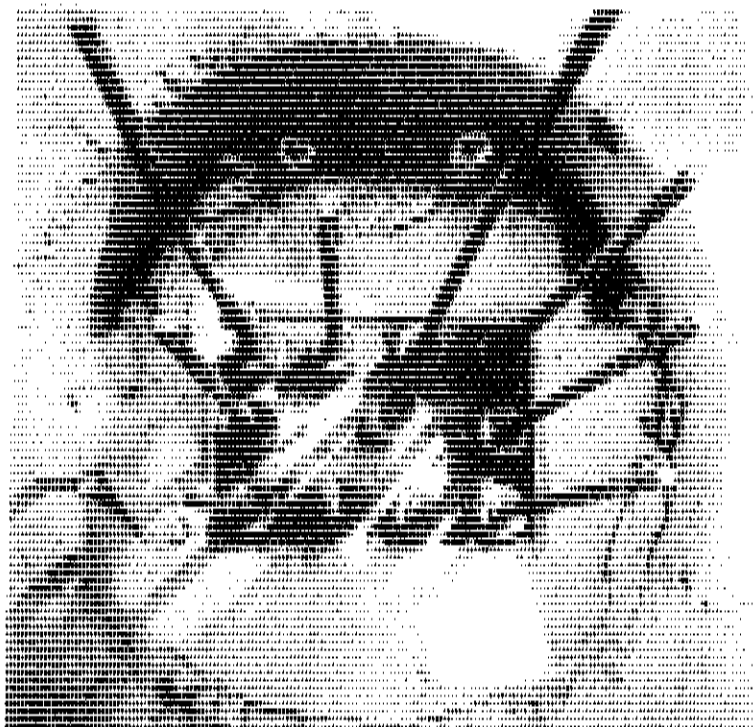


FIG. 22

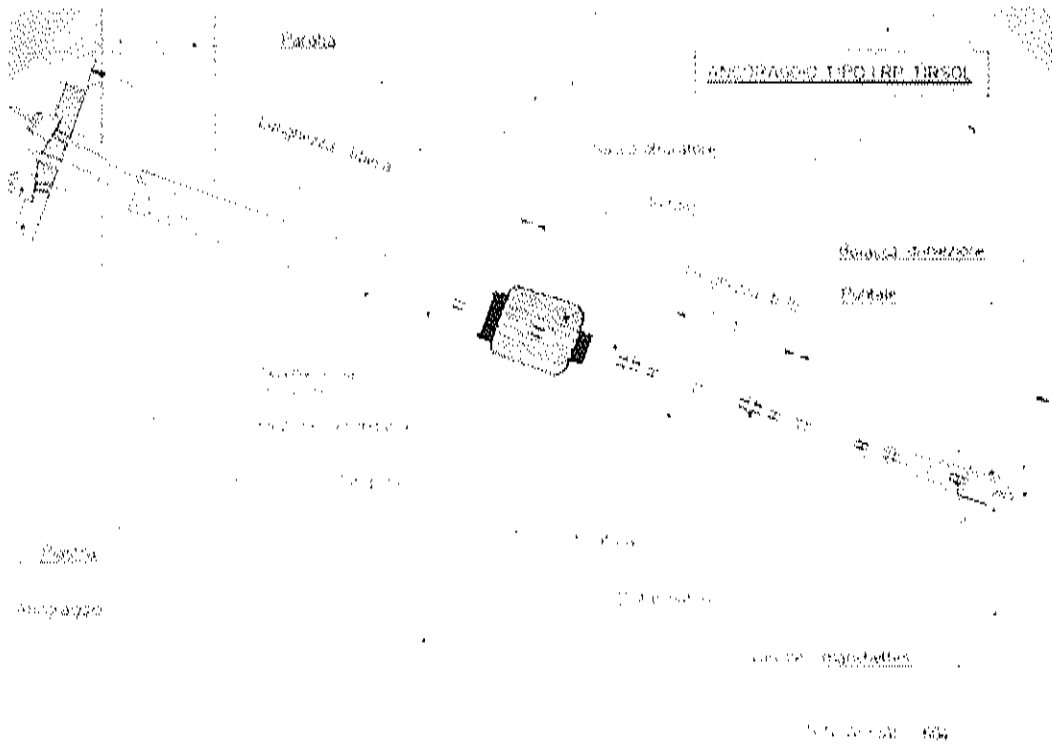


FIG. 23



APPLICAZIONE DELLA COAZIONE  
PER LA RIPARAZIONE STRUTTURALE DEGLI EDIFICI INDUSTRIALI E CIVILI  
DANNEGGIATI DA CAUSE DIVERSE O DA RISTRUTTURARE

ERNESTO SEGRE  
*Tecnicavi S.p.A. - Milano*



L'uso della coazione come tecnologia applicata alla ristrutturazione di costruzioni più o meno antiche, al fine di ripristinarne l'integrità statica, o aumentarne le prestazioni, è tutt'altro che nuova. Risale praticamente alle prime applicazioni della precompressione su scala industriale.

Solo per citare un esempio è sufficiente ricordare il rafforzamento dell'ala dell'Arena di Verona, realizzato dal Prof. Riccardo Morandi addirittura nel 1958, opera di rinforzo e di conservazione di un monumento romano che costituisce una pietra miliare, un esempio e un insegnamento per molti progettisti.

Negli anni successivi e fino ad oggi, anche grazie all'introduzione di nuovi materiali e di tecnologie più raffinate, l'uso della coazione per il rinforzo e la ristrutturazione ha avuto numerose e brillanti applicazioni, che hanno permesso di risolvere gravi problemi statici di edifici storici e non, altrimenti destinati alla demolizione o alla rovina.

Tale uso deriva da un'elementare considerazione: con la precompressione si riesce a ricreare la monoliticità ed a fornire una effettiva resistenza a trazione e flessione a strutture che, per un motivo o per l'altro, non ne dispongono o non ne dispongono più.

Schematizzando semplicisticamente, si possono individuare 3 grandi fasce di applicazione della coazione strutturale per la riparazione ed il ripristino di strutture:

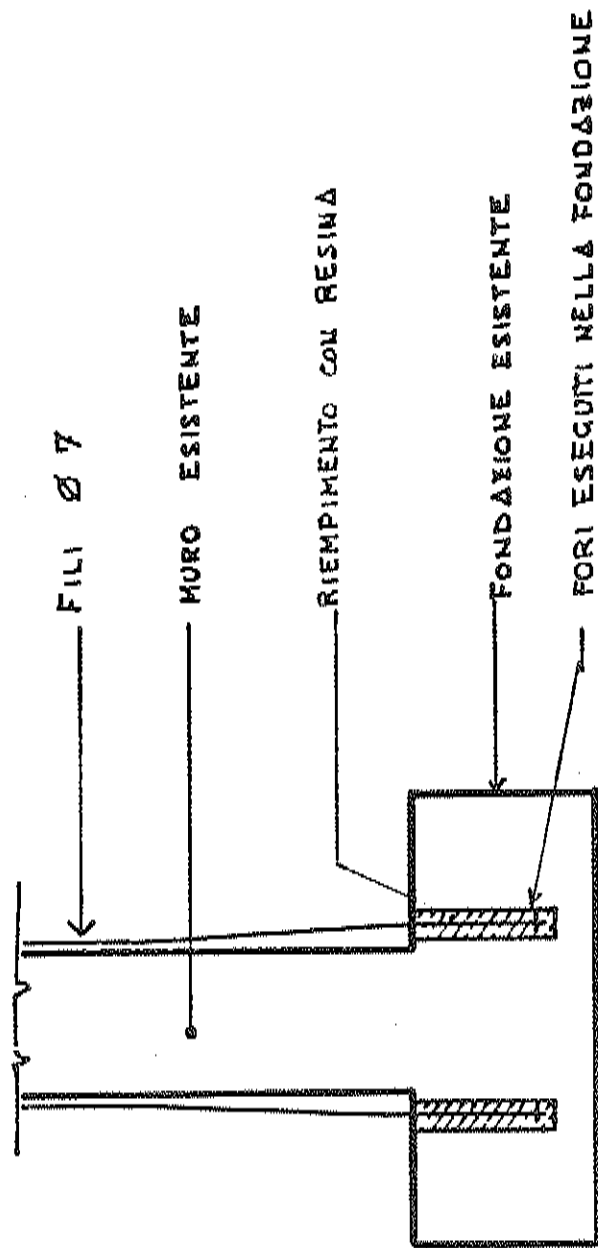
- 1°) la riparazione ed il recupero di edifici in mattoni o muratura di pietrame nei quali sia necessario conferire alle strutture verticali una certa resistenza alla trazione ed alla flessione, in modo da renderle atte a sopportare forze orizzontali di qualche entità, come ad esempio il vento o gli effetti del sisma. In questi casi si procede generalmente o alla terebrazione delle murature e all'introduzione nei fori di piccole unità di precompressione, atte a distribuire adeguatamente le sollecitazioni su materiali di resistenza generalmente modesta, oppure, soprattutto nei casi in cui sia difficile o poco consigliabile la perforazione di antiche murature, disponendo lateralmente e simmetricamente ai lati delle strutture da rinforzare piccole unità di precompressione, opportunamente distribuite ed ancorate. Questa tecnologia è stata ampiamente utilizzata per il rinforzo e la ristrutturazione di edifici antichi, come ad esempio la già citata Arena di Verona ed il ripristino di edifici danneggiati dai terremoti o necessitanti di prote-



zione antisismica come in Friuli e in Irpinia (fig. 1).

Non sempre tali lavori di ripristino sono facili, sia per le difficoltà di alloggiare convenientemente i tiranti senza creare problemi statici (durante le operazioni di ristrutturazione) ed estetici (a ristrutturazione ultimata) sia per le difficoltà di protezione degli acciai contro la corrosione nel tempo.

- 2<sup>o</sup>) Il rinforzo e l'ampliamento di fondazioni di ponti o strutture industriali, nelle quali, a causa delle mutate condizioni di esercizio, siano aumentati i carichi trasmessi dalla vecchia fondazione al terreno. La soluzione generalmente adottata in questi casi è quella di perforare la vecchia fondazione, ampliarla mediante la costruzione di una sorta di cintura in cemento armato (che può essere fondata su pali o meno a seconda delle necessità), solidarizzando in seguito le strutture vecchie e nuove mediante applicazione della precompressione ottenuta grazie ad unità di tensione posizionate nelle perforazioni precedentemente predisposte e ancorate nei nuovi getti. Si ottiene così il trasferimento di tutto o parte del carico alla nuova fondazione e la possibilità pertanto di continuare ad utilizzare le strutture con carichi anche fortemente incrementati (fig. 2). Anche questa tecnologia è stata ampiamente utilizzata ad esempio nel rinforzo della fondazione del Blooming dell'Acciaierie di Genova Cornegliano (resasi necessaria a seguito di modifiche dell'impianto comportanti forti aumenti dei carichi verticali), in numerosi ponti ferroviari e stradali, soprattutto di vecchia costruzione, vuoi per l'aumento dei carichi su di essi gravanti a seguito delle mutate condizioni di esercizio, vuoi a causa dello scalzamento delle vecchie fondazioni provocato dall'abbassamento degli alvei. E' questo il caso ad esempio del ponte stradale-ferroviario della linea Milano-Vigevano o del viadotto ferroviario sul torrente Pesio della Linea Torino-Savona.
- 3<sup>o</sup>) Il ripristino di strutture soprattutto industriali che, per cause legate a mutate condizioni di esercizio, ad errori in fase progettuale o in fase di costruzione, hanno denunciato lesioni e cedimenti. E' classico il caso di strutture intelaiate in cui gli elementi orizzontali sono stati calcolati valutando un certo grado di incastro senza tener conto delle effettive possibilità delle strutture verticali, generalmente pilastri, di fornire tale grado di incastro. Il sottodimensionamento delle strutture verticali porta alla fessurazione del loro calcestruzzo e



## 2° SCHEMA FONDAZIONE " FAEDIS "

Fig.1

# SCHEMA RINFORZO E ALLARGAMENTO FONDAZIONE

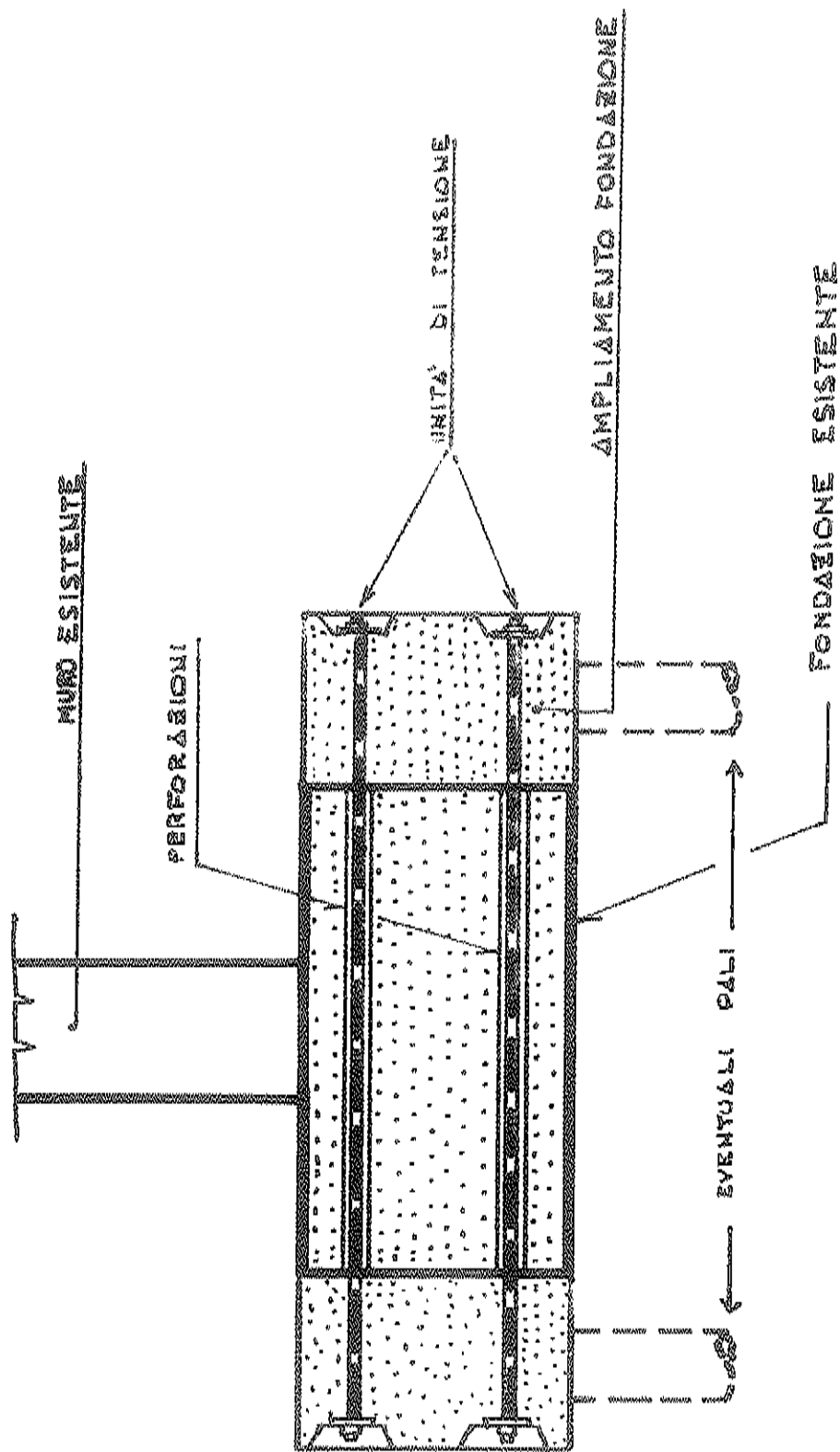


FIG.2

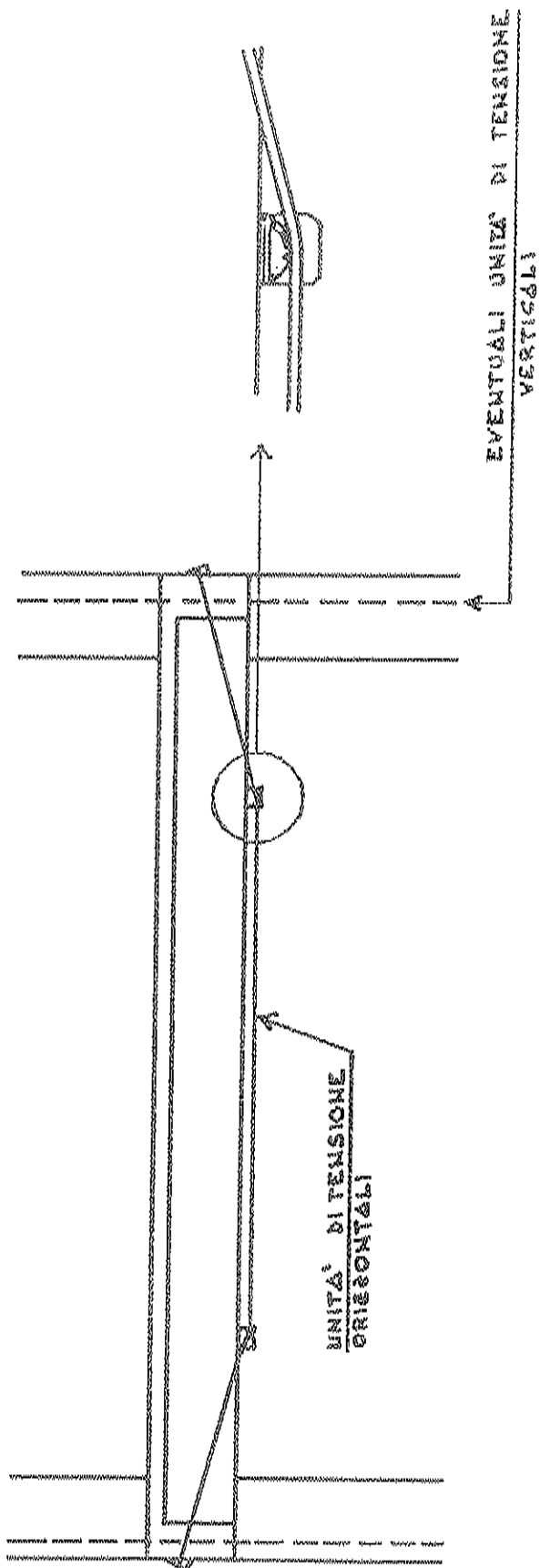
allo snervamento del loro acciaio di armatura, e conseguentemente al forte aumento dei momenti positivi in campata nelle strutture orizzontali con sovrasollecitazione dell'acciaio e inevitabile snervamento. Casi di questo tipo sono tutt'altro che infrequenti come ben sa chi opera in questo settore. Il recupero di tali strutture è quasi sempre possibile mediante unità di pretensione disposte lateralmente alle strutture orizzontali, a quelle verticali o ad entrambe, secondo lo schema rappresentato nella figura 3.

Per ciò che concerne i materiali prevalentemente impiegati per indurre le coazioni necessarie, giova osservare che uno fra i principali problemi da prendere in considerazione, è quello della buona conservazione degli acciai nel tempo. E' generalmente difficile, in lavori di riparazione, realizzare una buona iniezione di malta di cemento, a causa delle difficoltà di tenuta idraulica ivi riscontrabili, soprattutto quando è richiesta una certa pressione.

Perciò i normali fili o trefoli per cemento armato precompresso (peraltro sempre usati ove sia possibile realizzare una buona protezione mediante sicure iniezioni di malta eventualmente additivata), sono sovente sostituiti o da trefoli del cosiddetto tipo "Umbonded" cioè preventivamente ingrassati e viplati, oppure da barre di grande diametro che presentano, a parità di sezione utile, minor superficie esposta all'aggressione. Le barre vengono solitamente verniciate con resina epossidica, previa accurata pulitura delle superfici. In ambienti particolarmente aggressivi, o in strutture di fondazione, le barre già verniciate possono essere ulteriormente protette da grasso inerte e guaina in vipla: in questo ultimo caso si preferisce l'impiego di barre lisce anzichè nervate, per la minore quantità di grasso necessario.

Dopo queste premesse di carattere generale penso sia opportuno illustrare alcuni esempi in cui l'impiego della coazione ha permesso l'adeguamento ed il salvataggio di strutture decisamente pericolanti.

Si tratta del ripristino di due vecchi edifici di cui il primo è una Chiesa di Legnano, ed il secondo è una villa veneta a Paedis nei pressi di Udine. Citerò poi un caratteristico caso di recupero di una casa in Sardegna, gravemente lesionata per difetto di progettazione, e successivamente mostrerò, anche per confronto fra le soluzioni adottate, l'applicazione della coazione in tre sili necessitanti di opere di rinforzo.



SCHEMA RINFORZO TRAVE

Fig. 3

Ringrazio innanzitutto i progettisti delle opere di ripristino, che mi hanno fornito il materiale che sono in grado di mostrarvi, e che con le loro idee hanno portato un contributo particolare alle soluzioni di problemi più generali che spesso si presentano ai tecnici del settore.

#### A) Chiesa a Legnano

Il progetto del rinforzo è stato redatto dall'Ing. Cesare Croci Caudiani di Legnano.

Si tratta di una vecchia Chiesa (non molto antica), che presentava vistose lesioni in corrispondenza del tiburio della cupola, lesioni provocate probabilmente dall'eccessivo peso della cupola stessa e dalle spinte indotte sulle strutture verticali. Le figure da 4 a 11 mostrano quale fosse l'entità del dissesto, che si presentava in verità assai preoccupante. Sembra che il progetto originale non prevedesse la costruzione della cupola, aggiunta in un tempo successivo e riposante su quattro archi in muratura realizzati presumibilmente anch'essi in due tempi, senza alcun collegamento fra di loro, e pertanto di ridotta rigidità complessiva (fig.12).

Il progettista ha perciò previsto la costruzione di quattro nuovi archi in cemento armato opportunamente collegati con la muratura preesistente, e le cui spinte venivano contrastate da quattro catene realizzate con barre di cemento armato precompresso, che sono state messe in tensione in modo da compensare in parte le spinte nascenti dal peso della cupola, ed in parte per poter riportare allo stato pristino le vecchie strutture. La protezione delle barre è stata ottenuta con semplice verniciatura mediante resina epossidica, anche in vista dell'ambiente chiuso e non aggressivo (fig. 13)

La soluzione è risultata semplice, economica, ed anche l'effetto estetico, importante dato il tipo di costruzione, gradevole e ben inserito nello ambiente circostante (figg. 14-17).

#### B) Restauro di una antica villa a Faedis nei pressi di Udine

Il progetto è stato redatto dagli Ingegneri Foramitti e D'Orlando di Udine.

Si tratta in questo caso di una villa del 500, più volte rimaneggiata nel corso dei secoli, e gravemente danneggiata dal sisma del 1976. Il comune ne ha deciso il ripristino per adattarla a sede comunale. Si è reso pertanto necessario il quasi totale sventramento interno, mentre la struttura

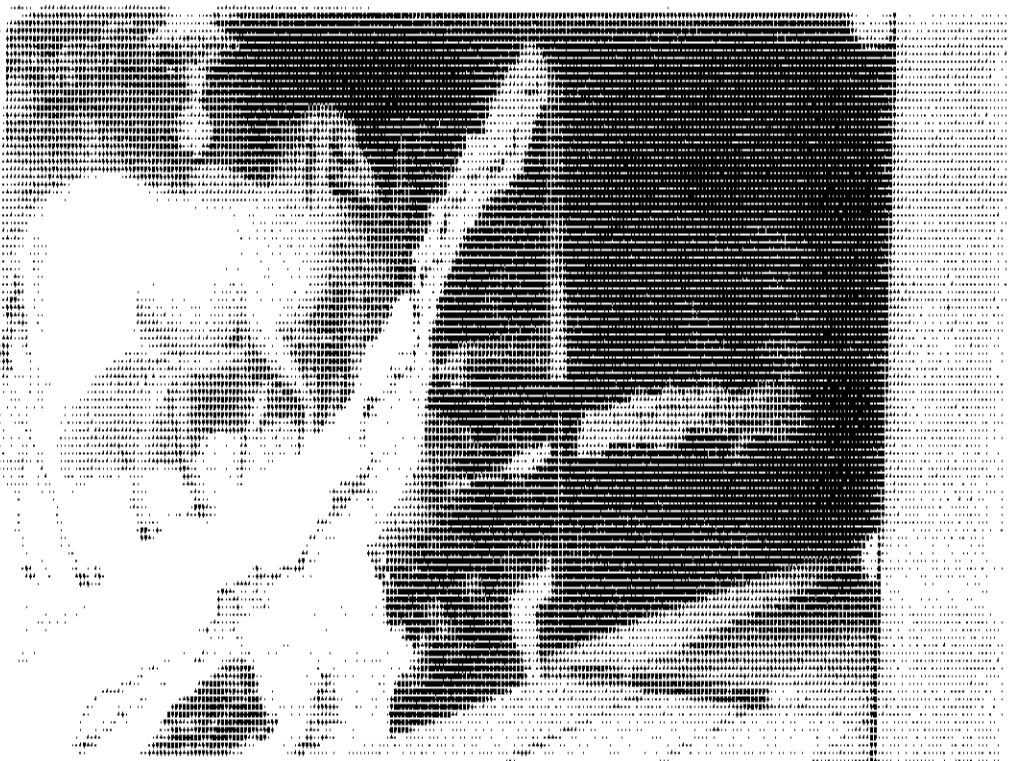


Fig. 4

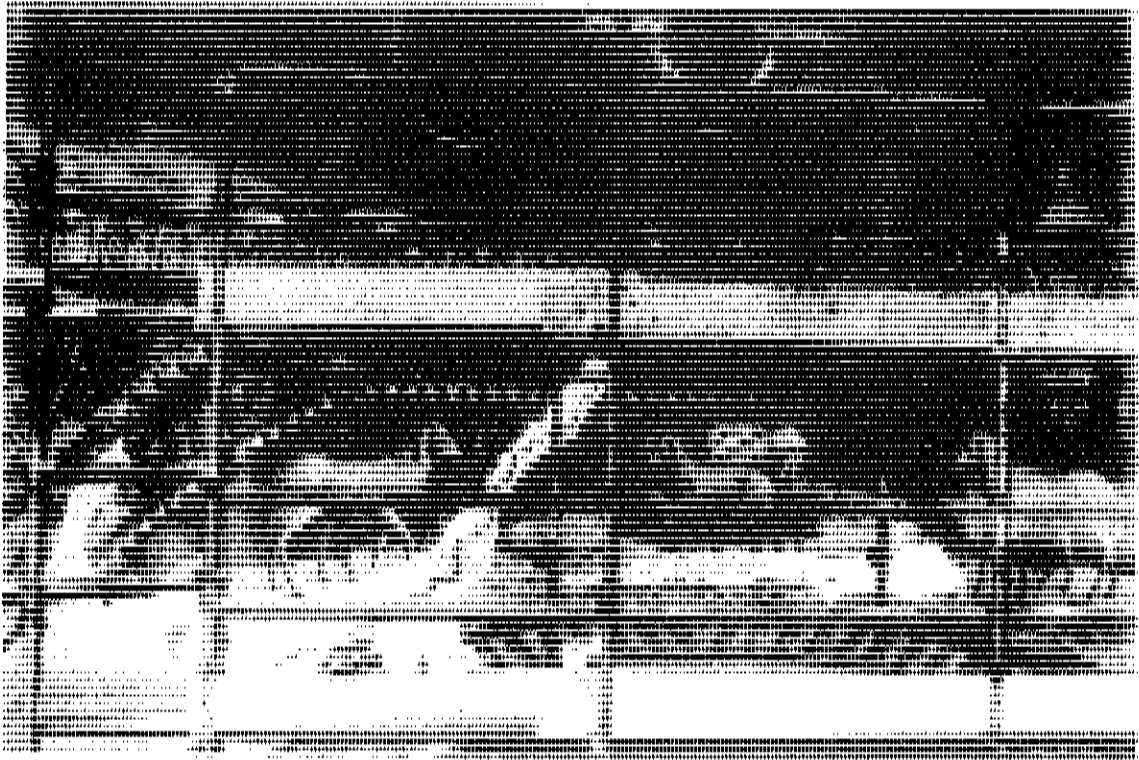


Fig. 5

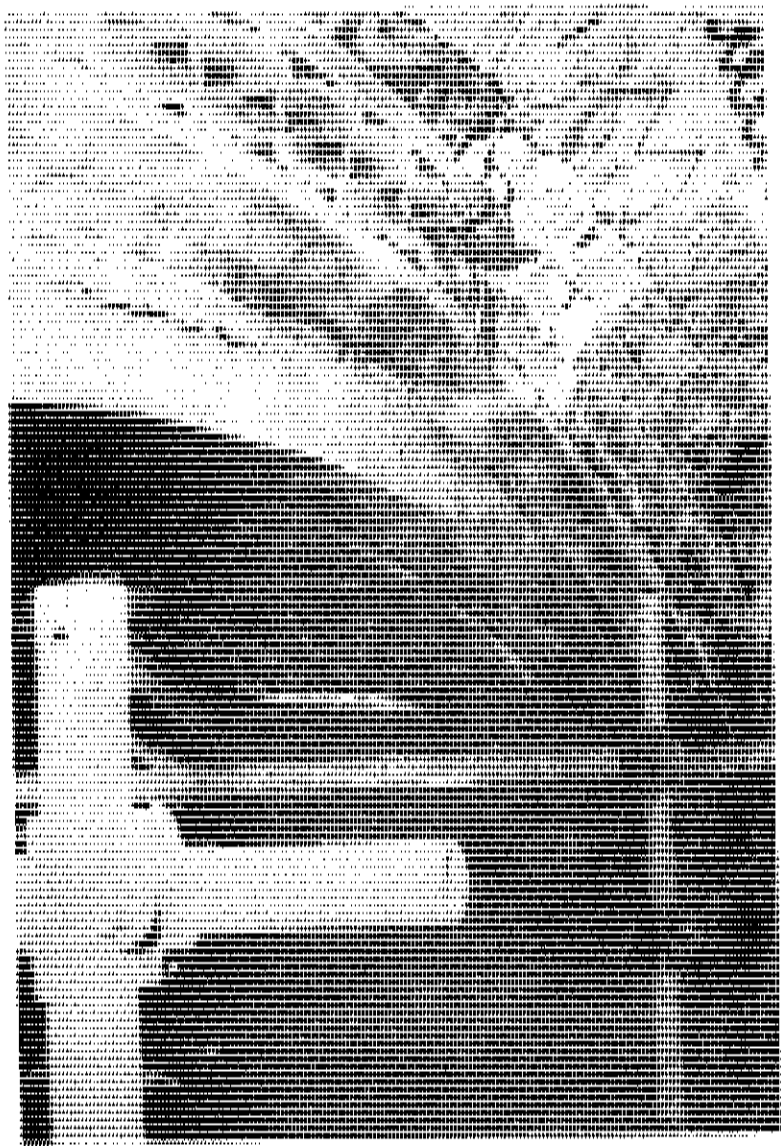


Fig.6

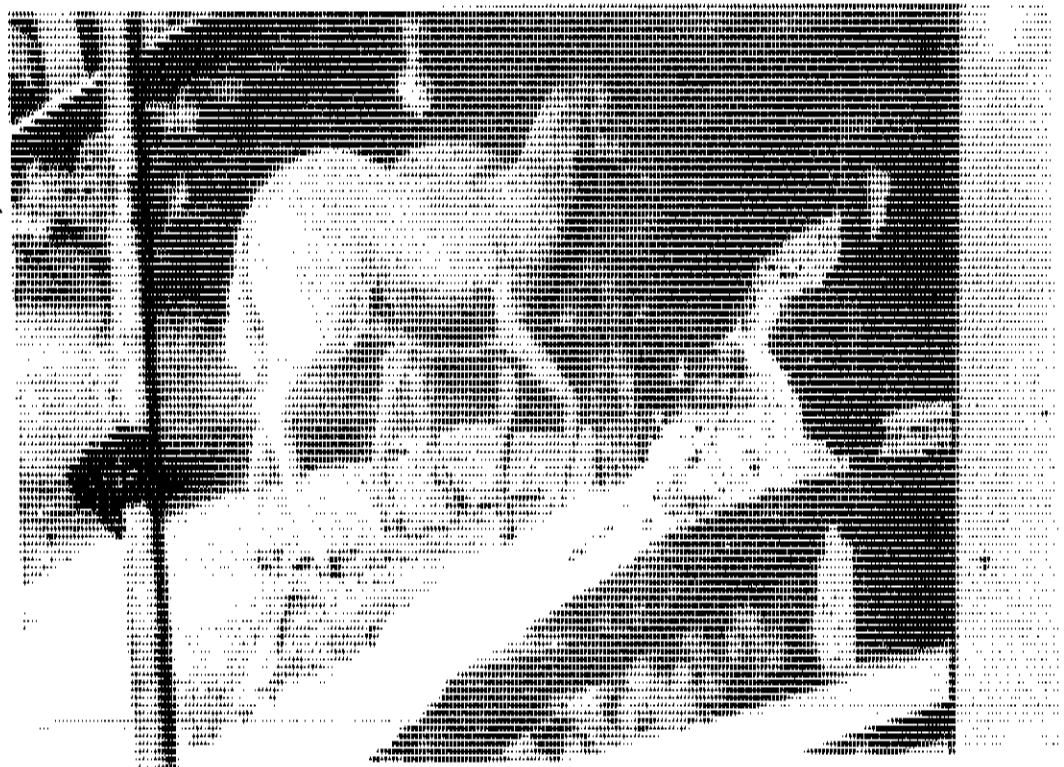


Fig.7



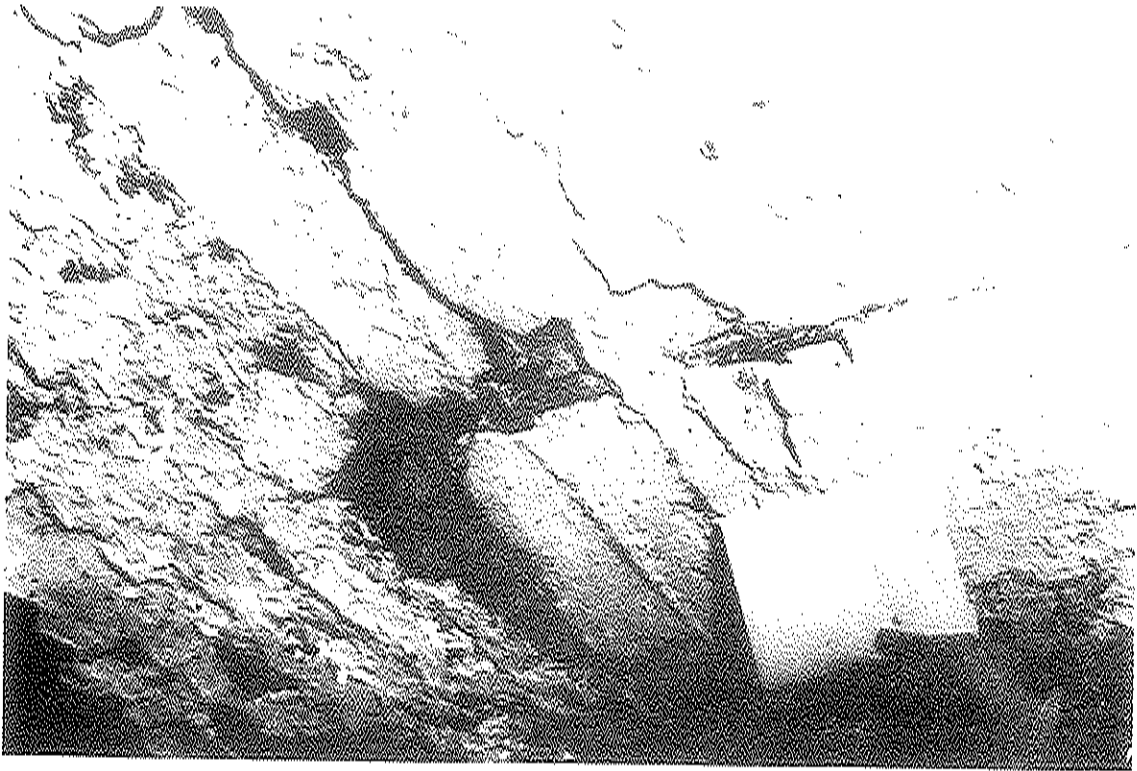


Fig. 8

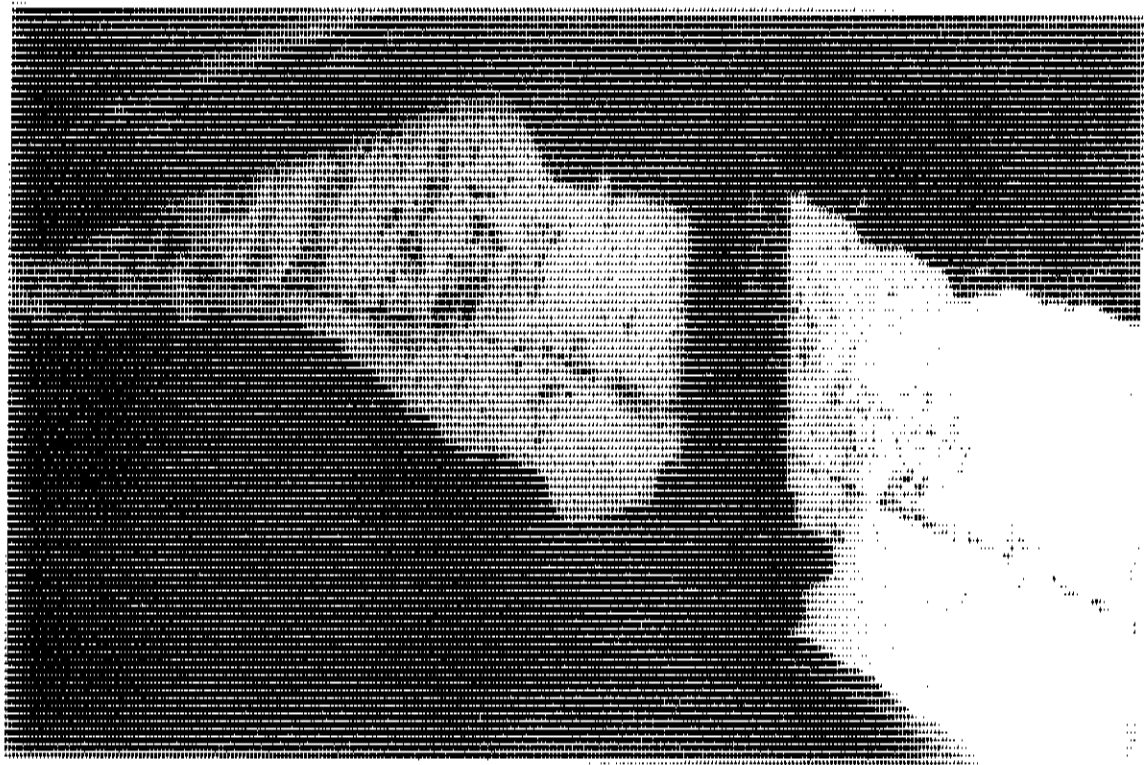


Fig. 9

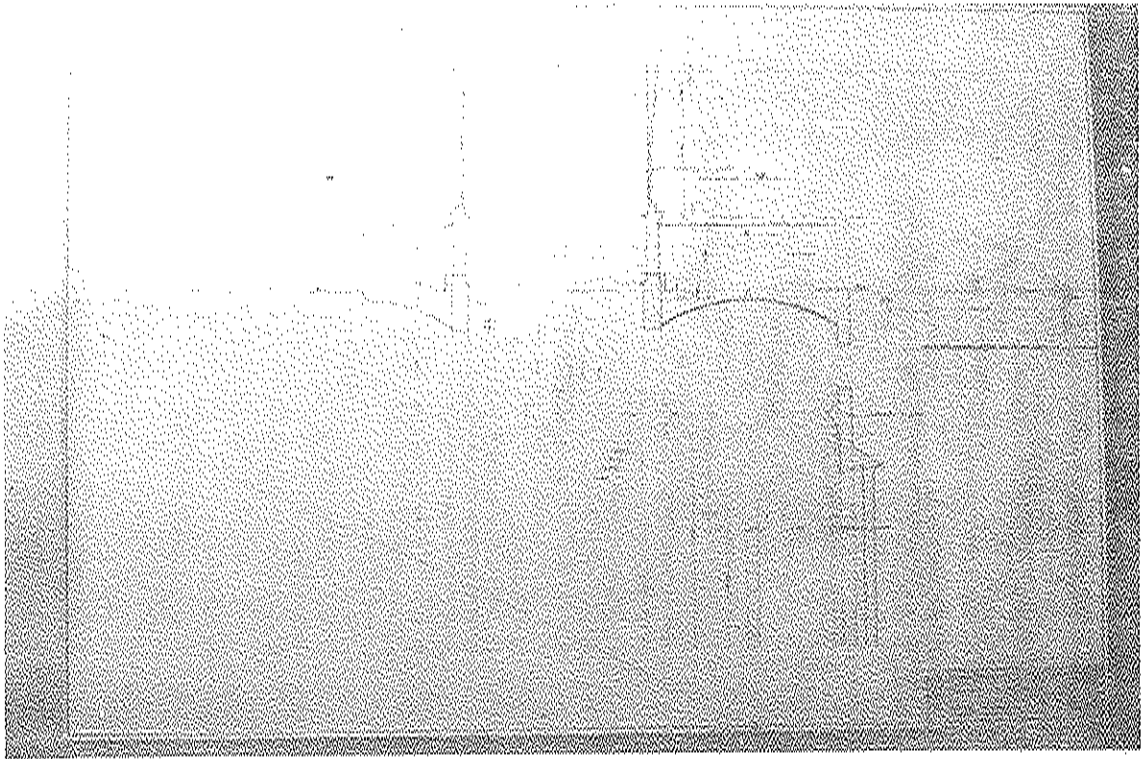


Fig. 10

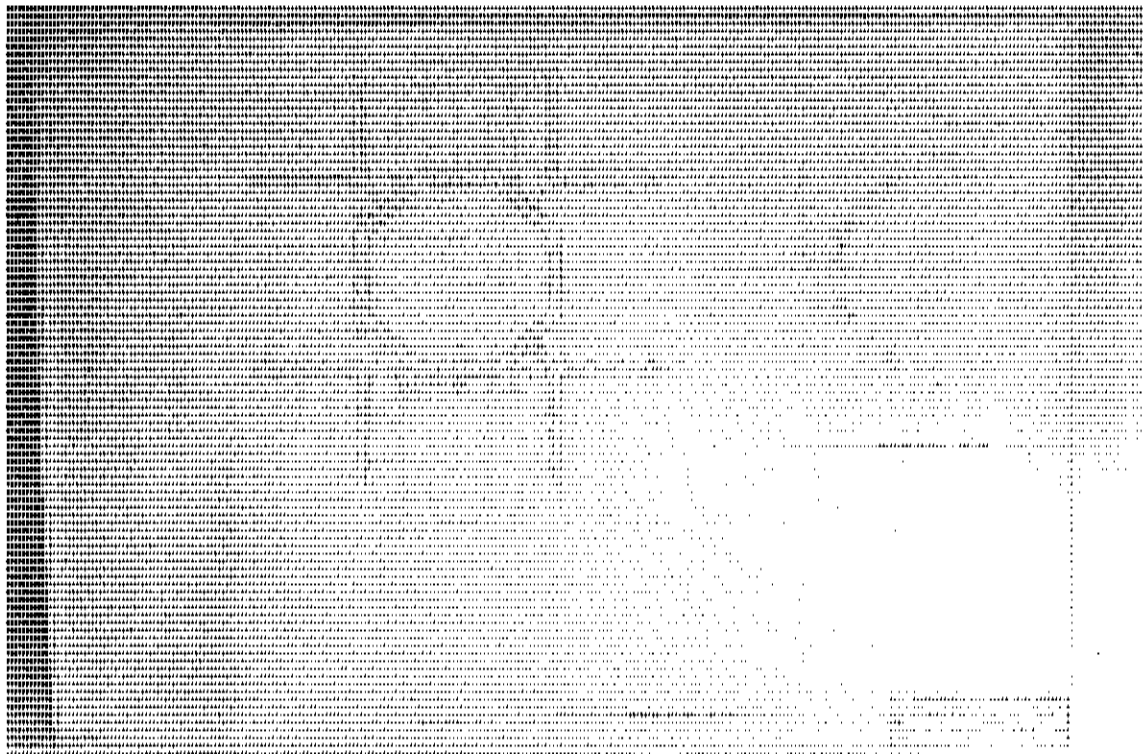


Fig. 11

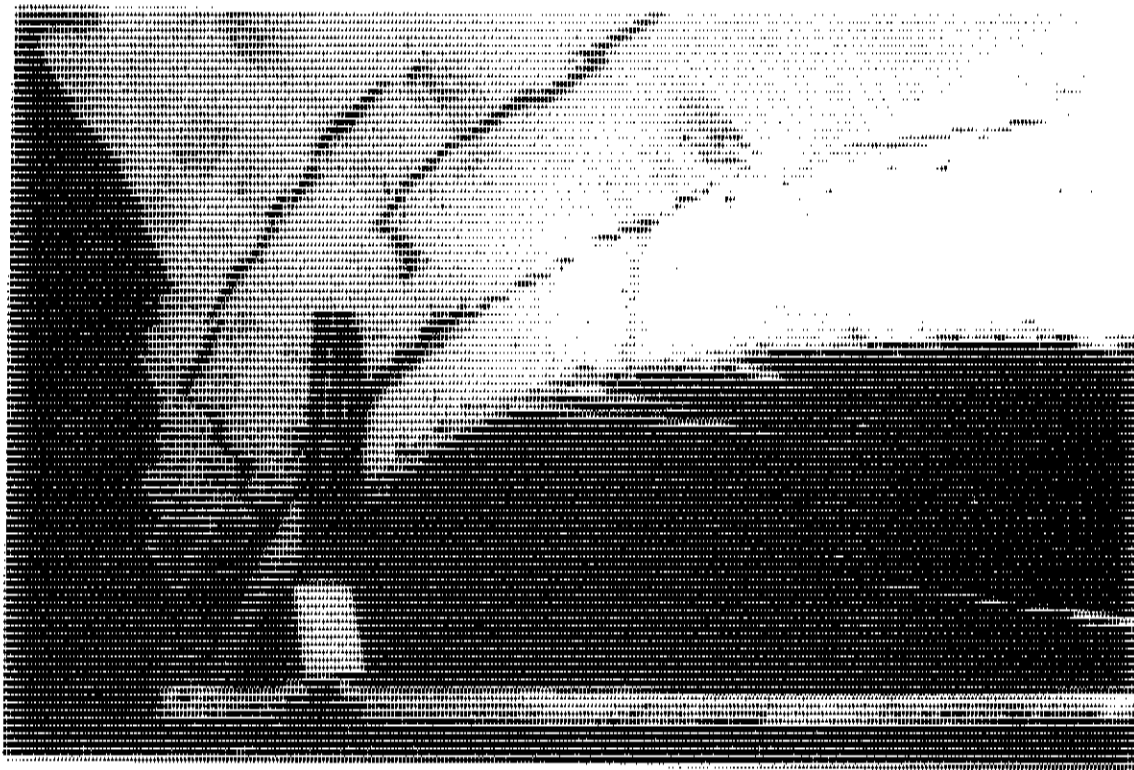


Fig. 12

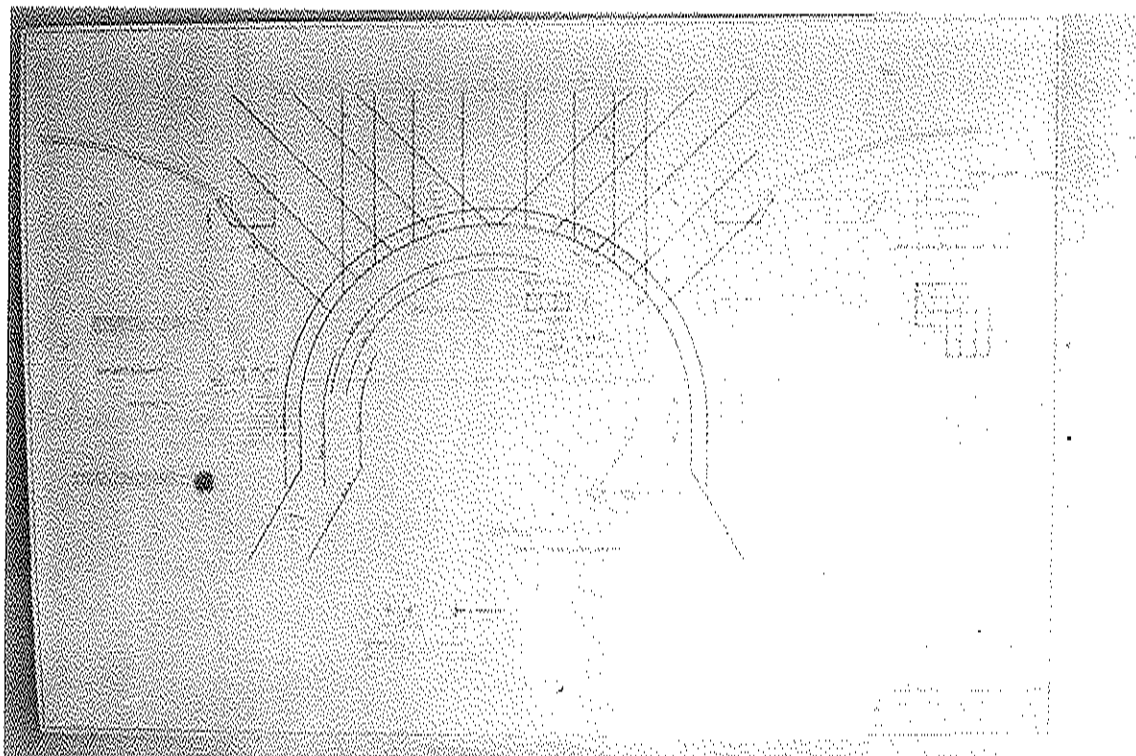


Fig. 13

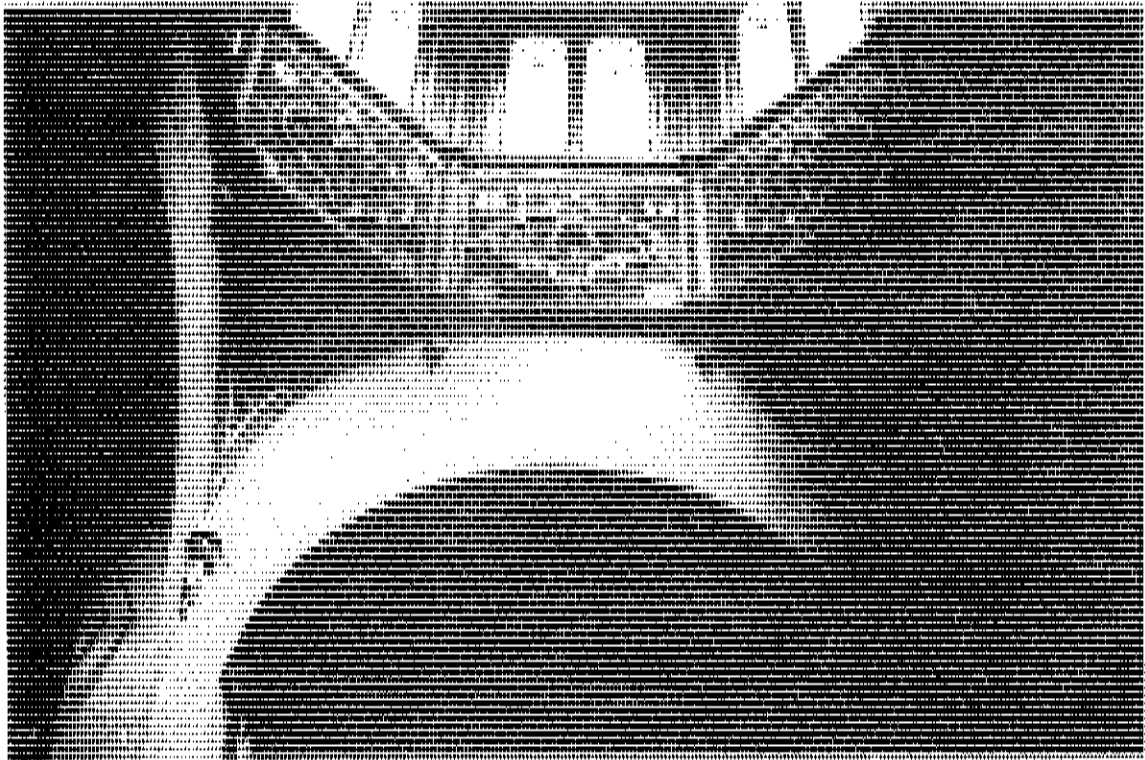


Fig. 11

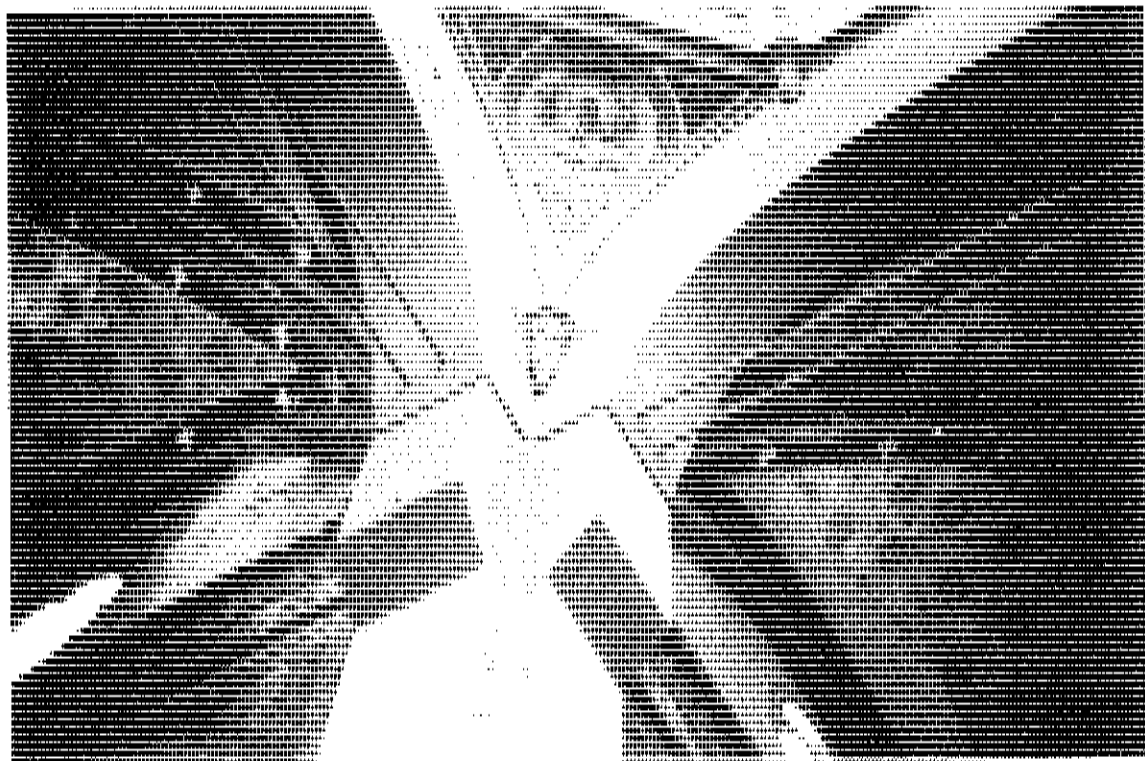
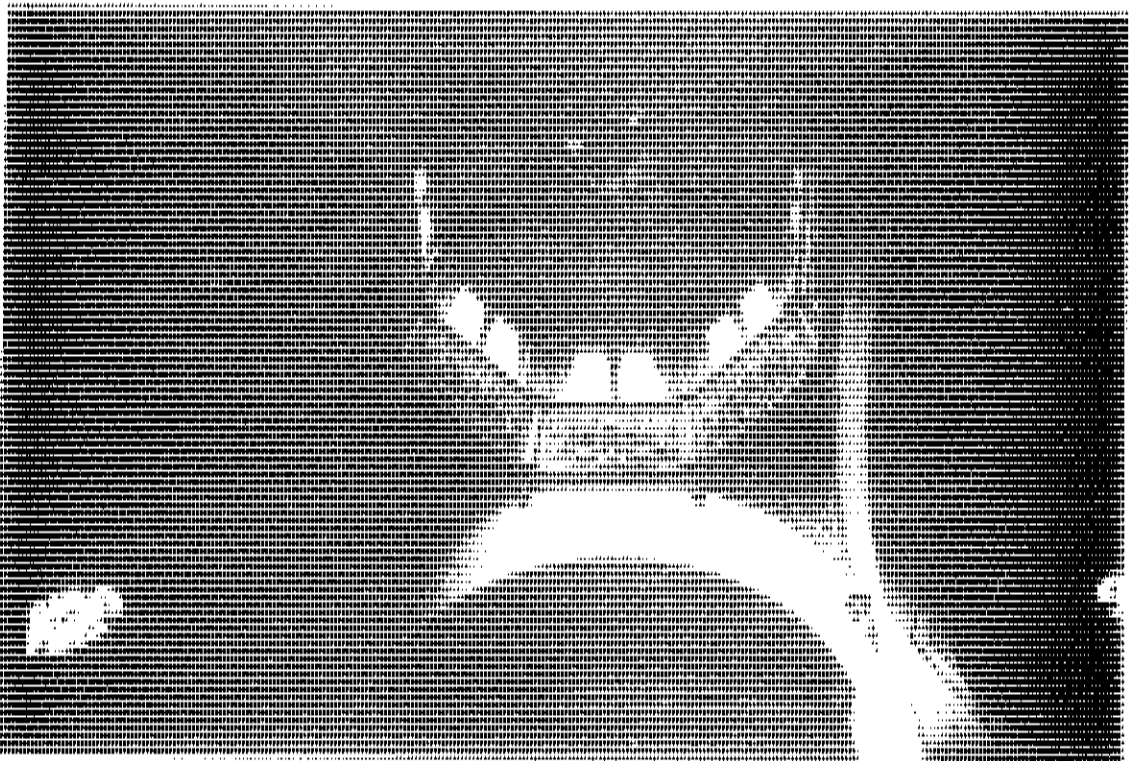
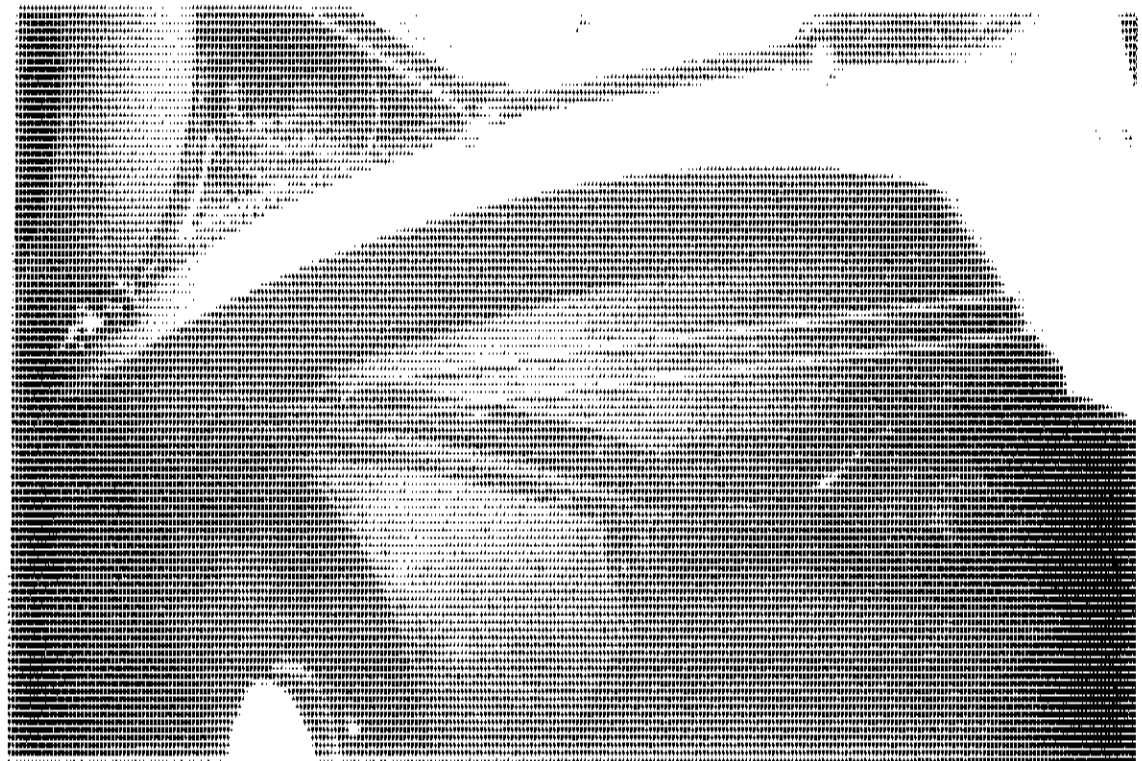


Fig. 15



esterna doveva essere conservata, ma resa conforme alle norme antisismiche vigenti (figg. 18-19).

Si è così deciso di precomprimere le murature esistenti, costituite da pietrame e antichi mattoni legati con malte non molto resistenti, con fili diametro 7 mm., posti a interasse di circa 1 metro, ancorati da un lato nella fondazione esistente o ricostituita, e dall'altro in una trave di colmo di cemento armato di nuova costruzione (figg. 20-21). Stante la varietà delle situazioni che si presentavano lungo tutto il perimetro dell'edificio, in alcuni casi è stato possibile, mediante sottomisurazioni a campioni, realizzare un'unica fondazione, nella quale sono state annegate piastre di acciaio che recavano l'ancoraggio inferiore dei fili (fig. 1 e fig. 22). Nei casi in cui ciò non è stato possibile sono stati praticati dei fori nella fondazione esistente, già aggettante dal muro, ed i fili sono stati ancorati colando nei fori resine poliestere insature a due componenti. I fili sono naturalmente disposti in aderenza al muro e in posizione simmetrica all'interno e all'esterno (figg. 23-26).

Particolare cura è stata riservata anche in questo caso alla protezione dei fili sotto tensione. A tal uopo in un primo tempo le due facce del muro sono state intonacate mediante betoncino di cemento spruzzato e, una volta messi in tensione i fili, è stata montata in aderenza al muro ed ai fili stessi una rete metallica elettrosaldata completando poi l'intonaco con un ulteriore strato di betoncino di cemento spruzzato in modo da avvolgere e proteggere completamente i fili e renderli così aderenti alla vecchia muratura che, risultando leggermente precompressa, presentava le caratteristiche di asismicità richieste dai progettisti.

### C) Ripristino di una nuova costruzione in Sardegna

Di questa applicazione posso presentare solo alcuni scarsi schizzi da me stesso redatti, in quanto i proprietari, i progettisti e l'impresa costruttrice, non desiderando pubblicizzare il loro errore, hanno preferito non inviarmi alcuna documentazione.

Desidero citare questa applicazione, per quanto modesta, perchè è abbastanza tipica, e mostra come sia possibile rimediare in maniera semplice ed economica ad una grave carenza di progettazione.

Si tratta di una modesta costruzione, recante ai lati due sbalzi di una certa importanza; essendo i solai gettati in direzione perpendicolare a quella dei portali recanti gli sbalzi, ed essendo l'armatura delle travi larga-

mente insufficiente per fungere di tirante della struttura, si sono manifestate importanti crepe trasversali in tutto l'edificio, con sensibili abbassamenti dell'estremità degli sbalzi. Si è perciò deciso di affiancare alle travi principali due barre di precompressione diam. 32 mm. e di metterle gradualmente in tensione, per ricostituire il tirante mancante, e contemporaneamente richiudere le fessure che si erano manifestate, riportando gli sbalzi nella loro originaria posizione. L'operazione di precompressione è stata delicata e ha dovuto essere effettuata con la necessaria gradualità per evitare l'insorgere di pericolosi momenti parassiti. L'operazione è perfettamente riuscita al punto che, a ripristino completato, era difficile localizzare le fessure preesistenti e l'edificio aveva ripreso la sua completa funzionalità. Anche in questo caso le barre di precompressione sono state semplicemente protette con verniciatura mediante resina epossidica e successivamente inglobate nell'intonaco dell'edificio (figg. 27-31).

Mi sono permesso di ricordare questo modesto esempio, soltanto perchè mette in evidenza come grazie ad un intervento semplice ed economico sia stato possibile ovviare ad un grave difetto di progettazione e salvare un edificio altrimenti inevitabilmente destinato alla totale demolizione.

Dopo aver ricordato tre interventi, nei quali la coazione ha trovato utile applicazione per il ripristino di edifici civili, ho scelto altri esempi tipici di applicazione della coazione per il ripristino di particolari edifici industriali quali i sili. Si tratta a mio avviso di tre esempi abbastanza significativi sia per le differenze strutturali originarie che esse comportano, sia per le soluzioni adottate per l'adeguamento.

Infatti nel primo caso si tratta di due sili isolati circolari di grande diametro in cui la necessità di rinforzo è derivata da nuove modalità di scarico, e pertanto dal manifestarsi di spinte ovalizzanti originariamente non presenti; nel secondo caso si tratta di una serie di celle circolari di piccolo diametro, fra di loro adiacenti, in cui si sono presentati gravi dissesti per errori di progettazione e di esecuzione; il terzo caso è rappresentato da una batteria di sili a celle quadrate nei quali si sono manifestati importanti dissesti, essenzialmente a causa di un grave errore di esecuzione. In questo ultimo caso i lavori di ripristino sono stati solo progettati e devono ancora essere iniziati.

Ritengo che dal confronto di queste tre situazioni, e dal confronto delle soluzioni adottate, possano emergere interessanti spunti e idee per i progettisti che in futuro dovranno affrontare problemi consimili.

The following text is a dense block of characters, likely representing a corrupted or illegible document page. It contains no discernible words or structure.

Fig. 18

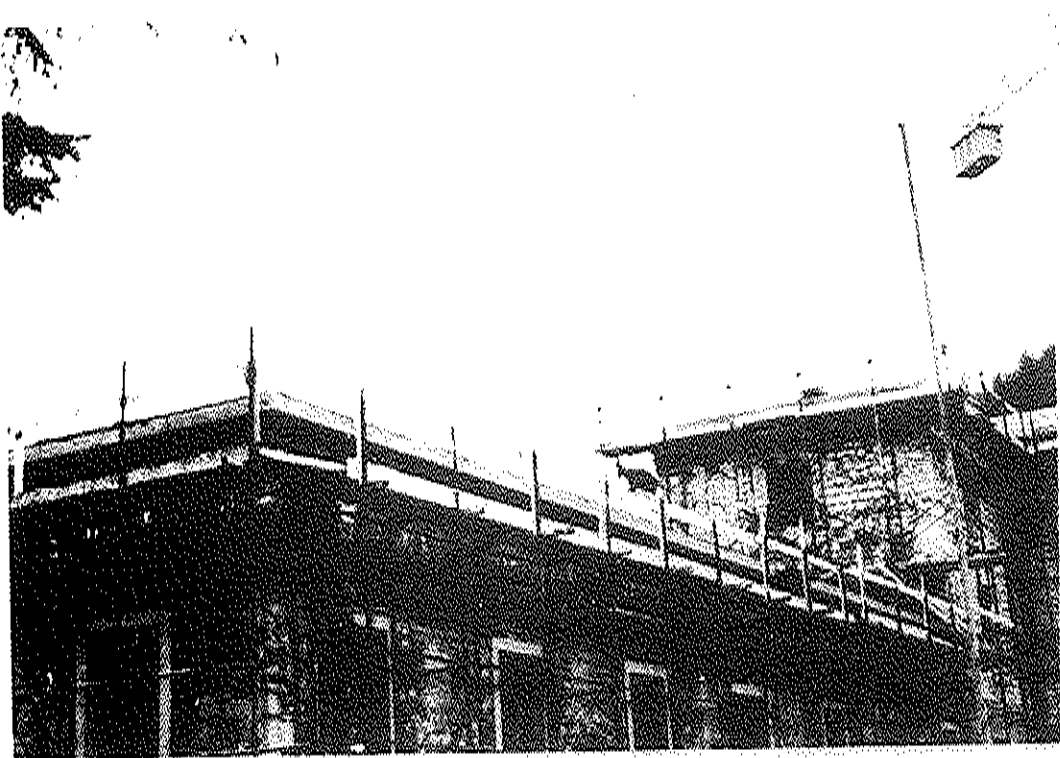


Fig. 19



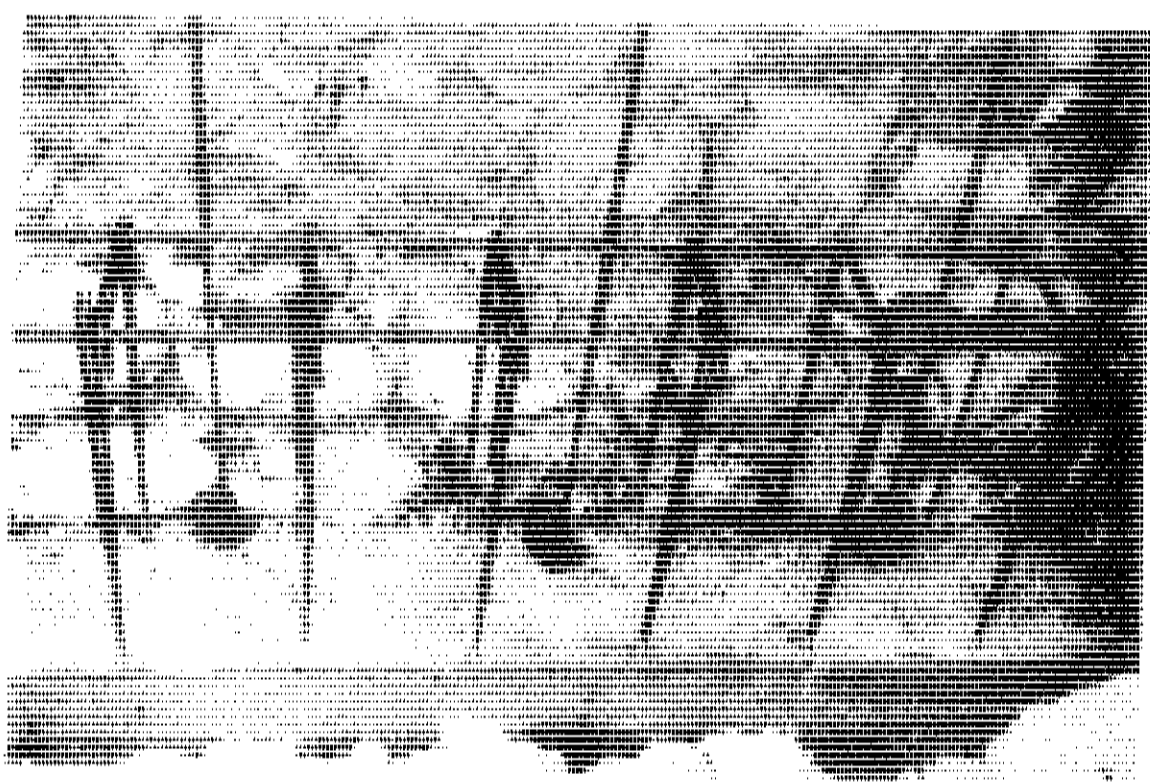


Fig. 20

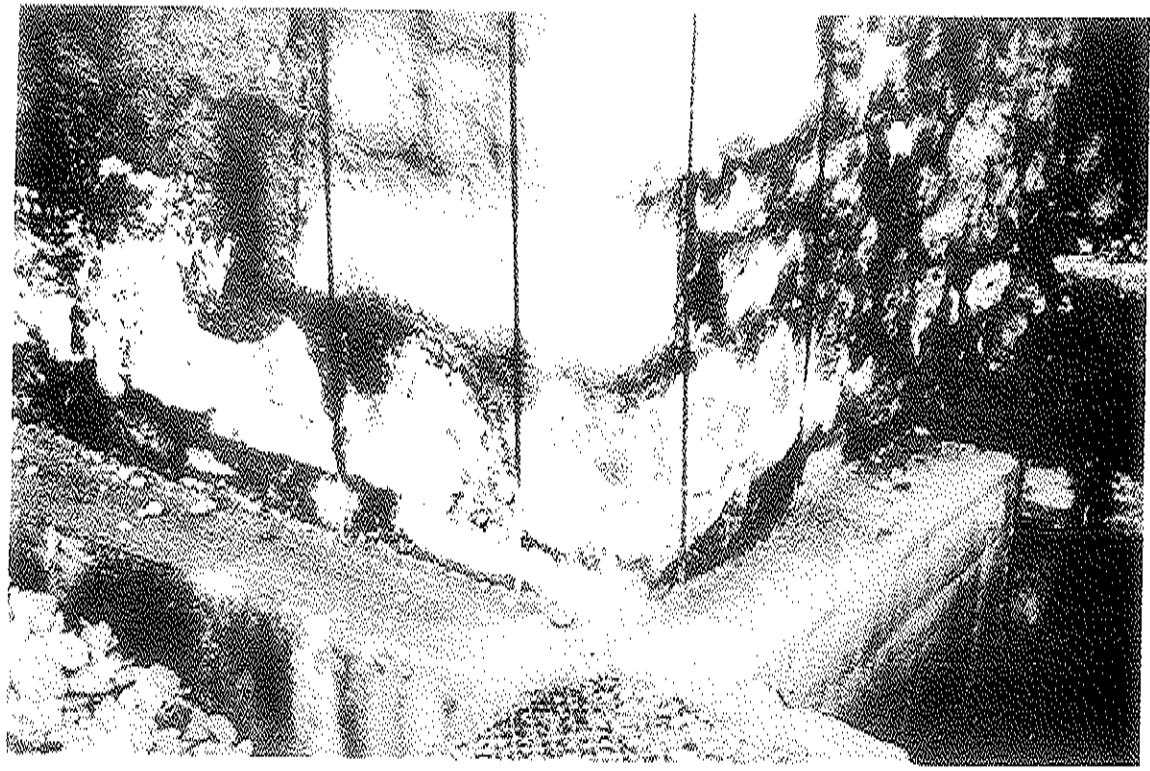
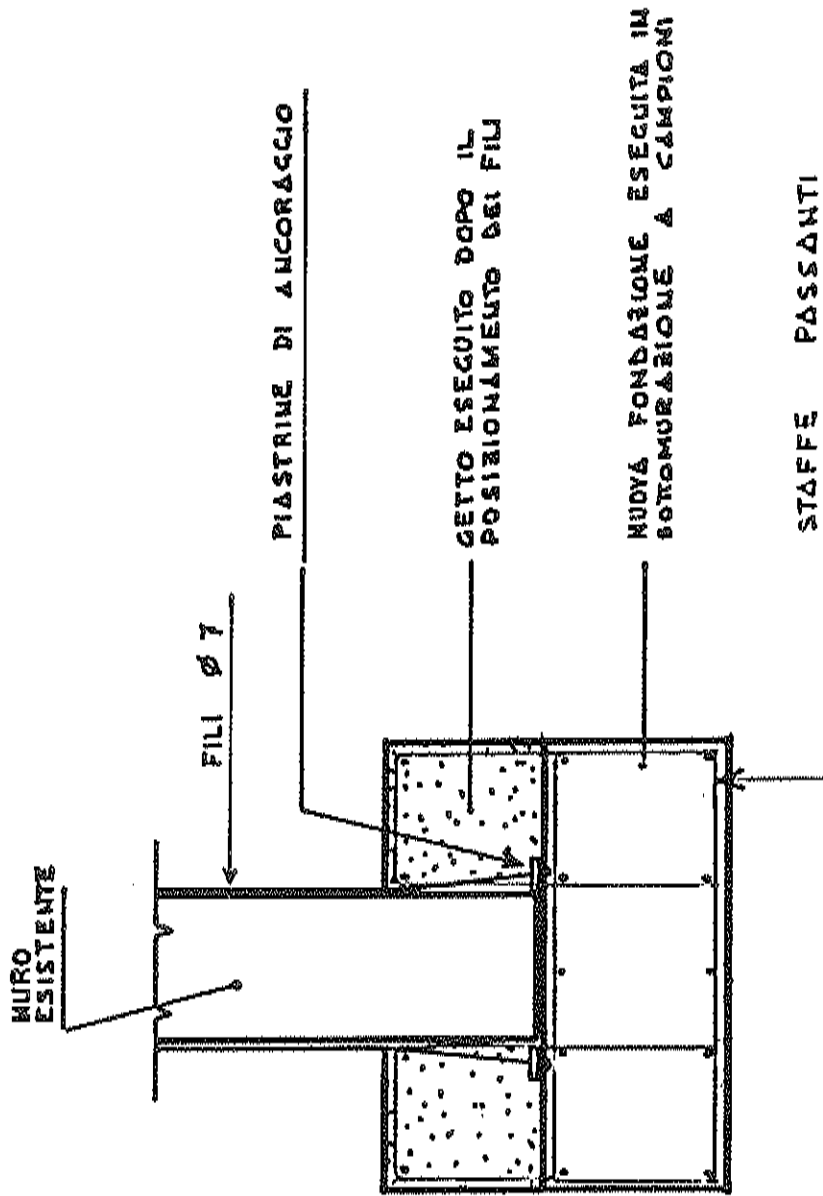


Fig. 21



# 1° SCHEMA FONDAZIONE "FAEDIS"

Fig. 22

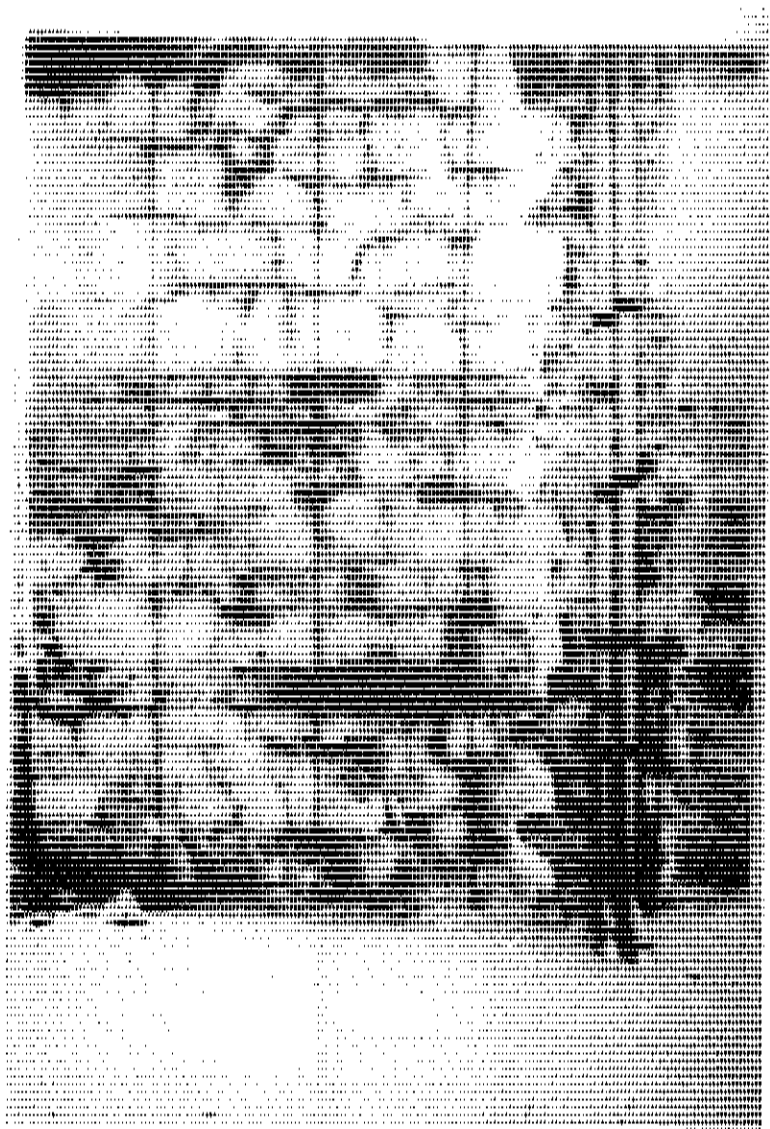


Fig. 23



Fig. 24

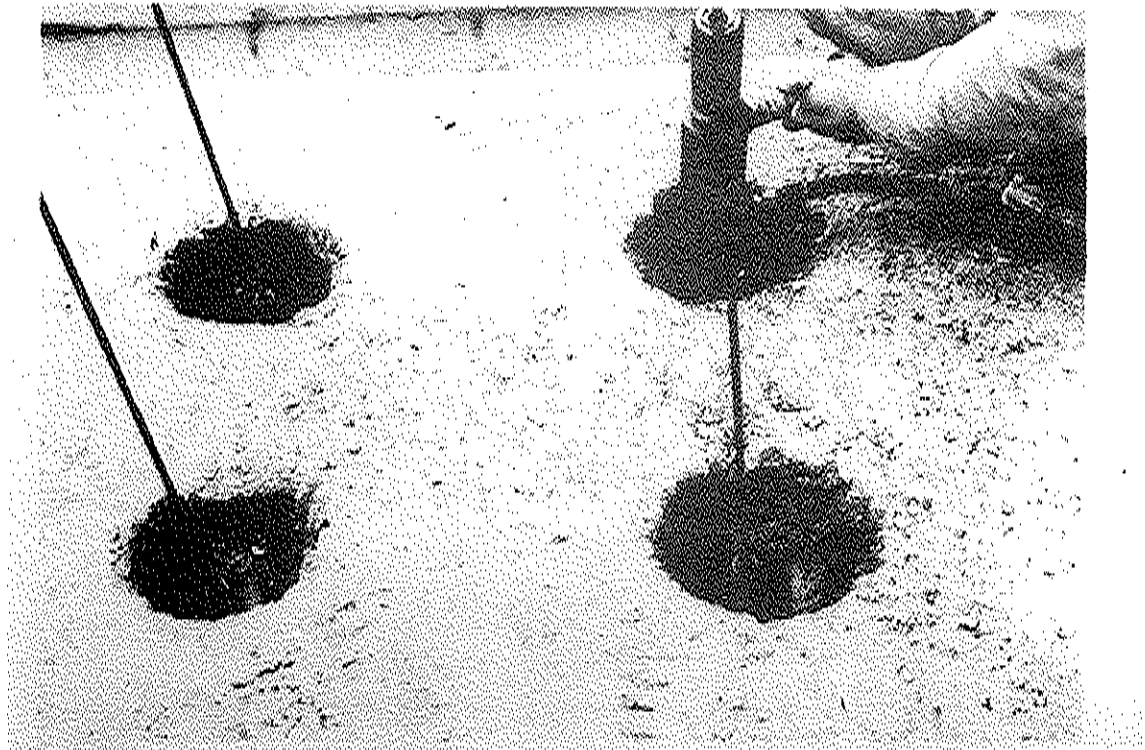


Fig. 25

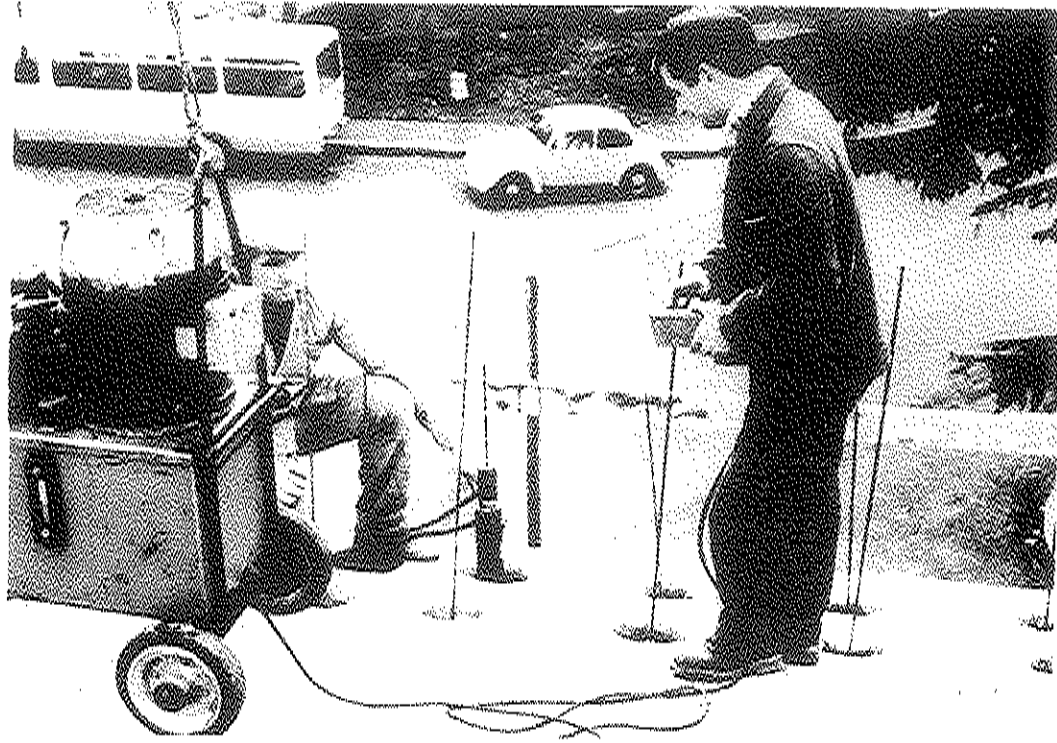


Fig.26

SEZIONE A-A  
SCHEMA STRUTTURALE

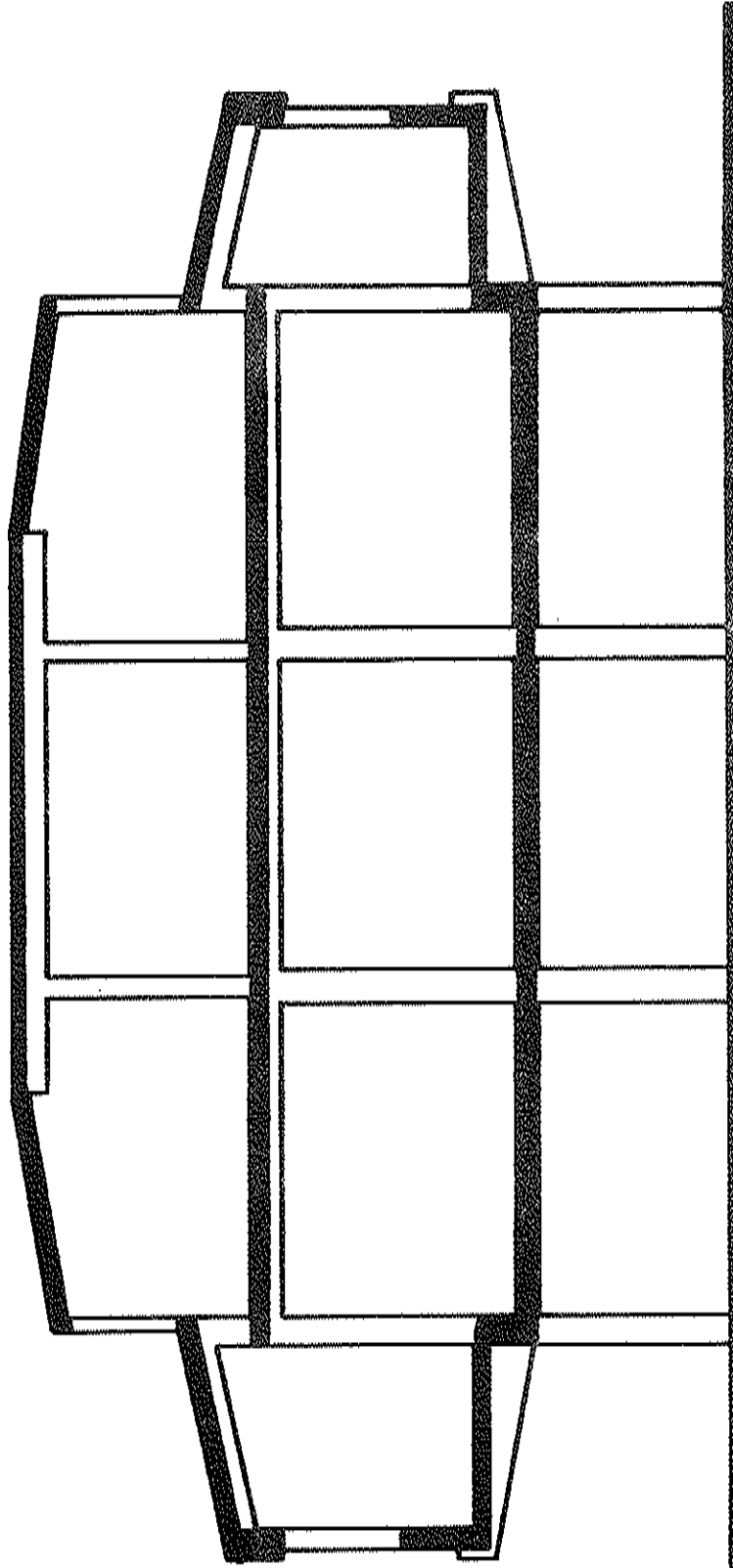


Fig. 27

SEZIONE A-A

SCHEMA DEI DANNI SUBITI DALLA STRUTTURA

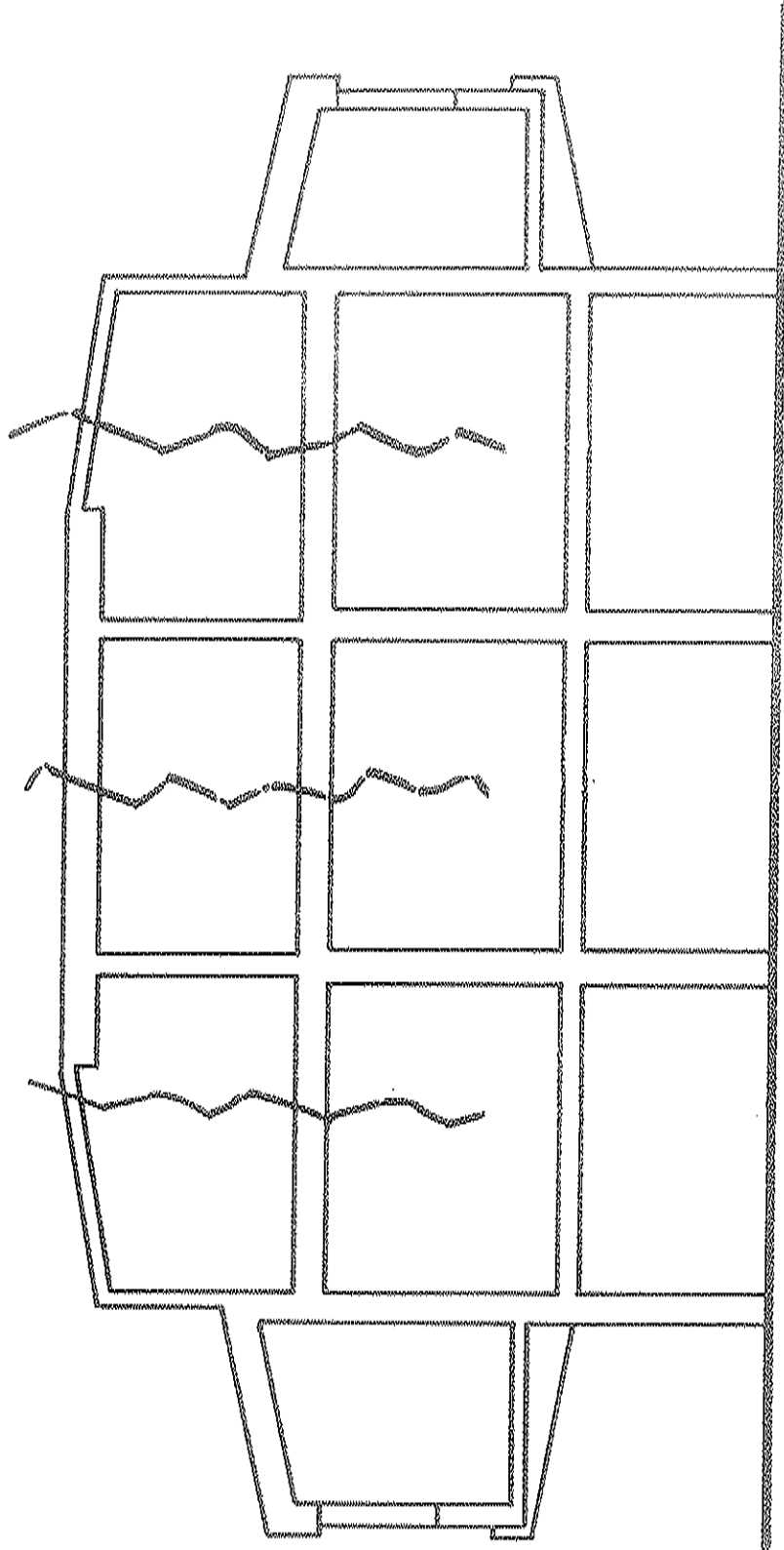


FIG. 26

PIANTA

TIRANTI PER CGMI  
MENSOLA

L  
A

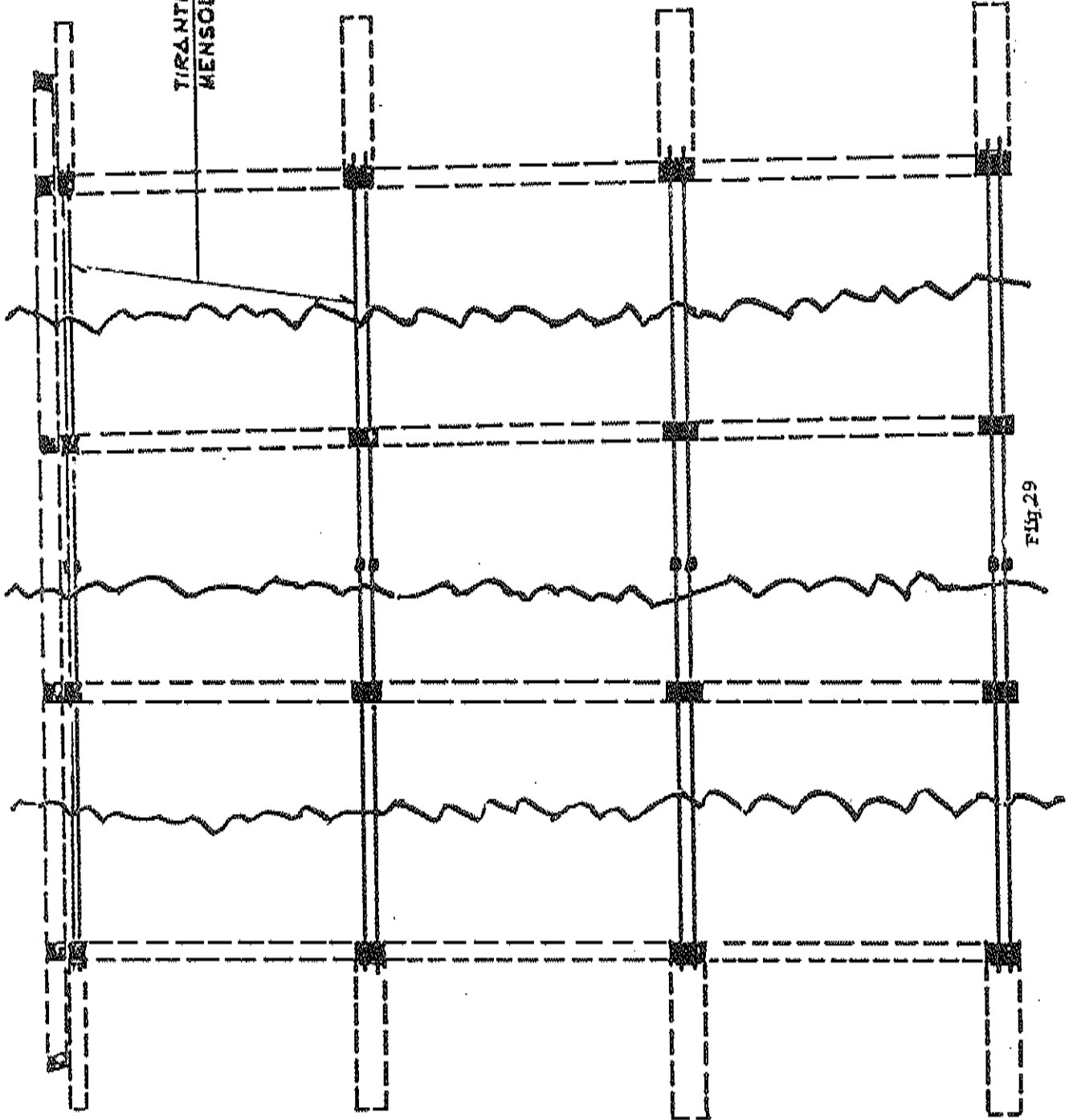


Fig. 29

L  
A



SEZIONE A-A

RIPRISTINO STRUTTURA DANNEGGIATA

4 x 4 Ø 20

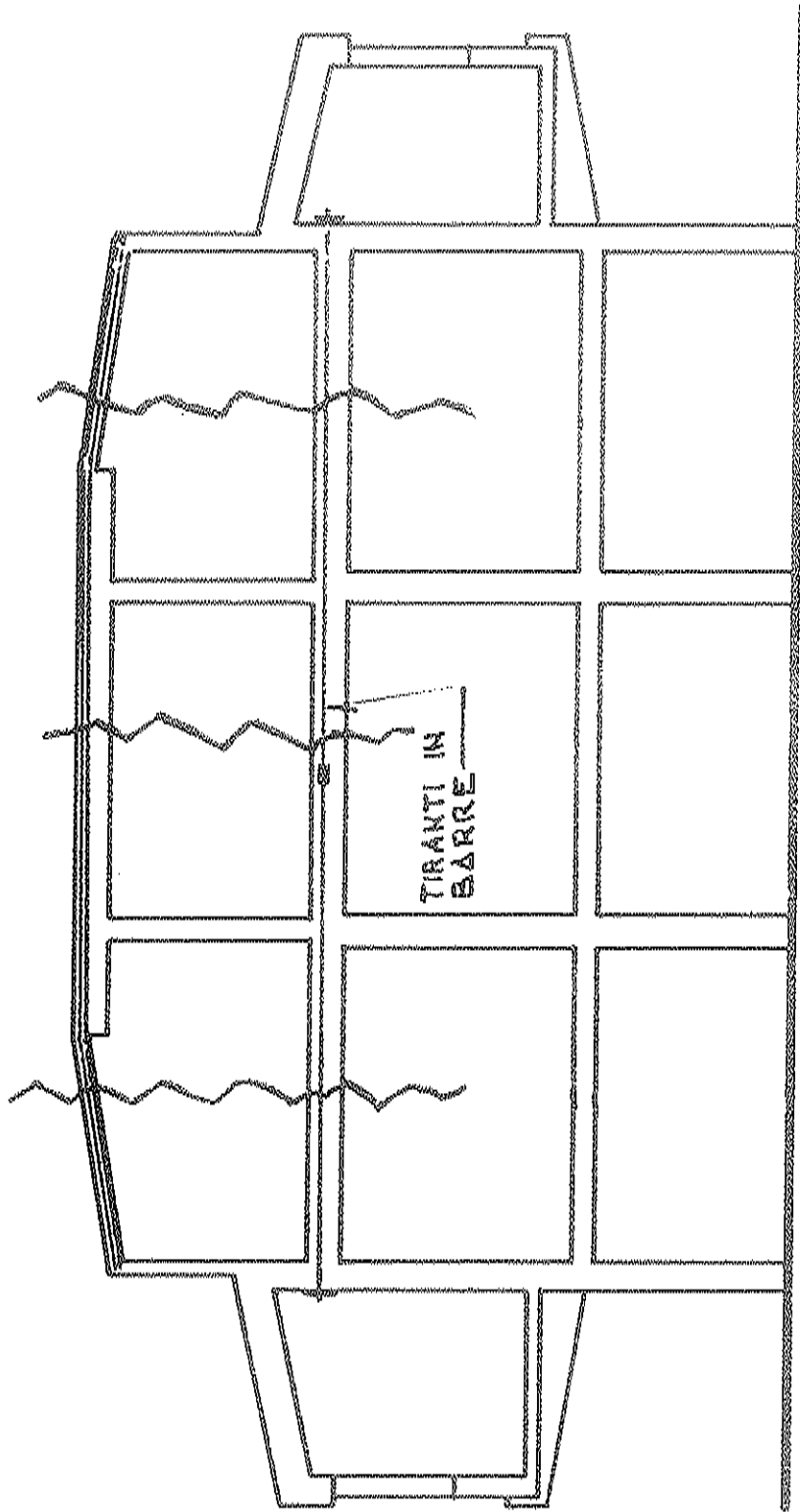


Fig. 30

SEZIONE A-A

SITUAZIONE DOPO IL RIPRISTINO DELLA STRUTTURA

4+4 Ø 20

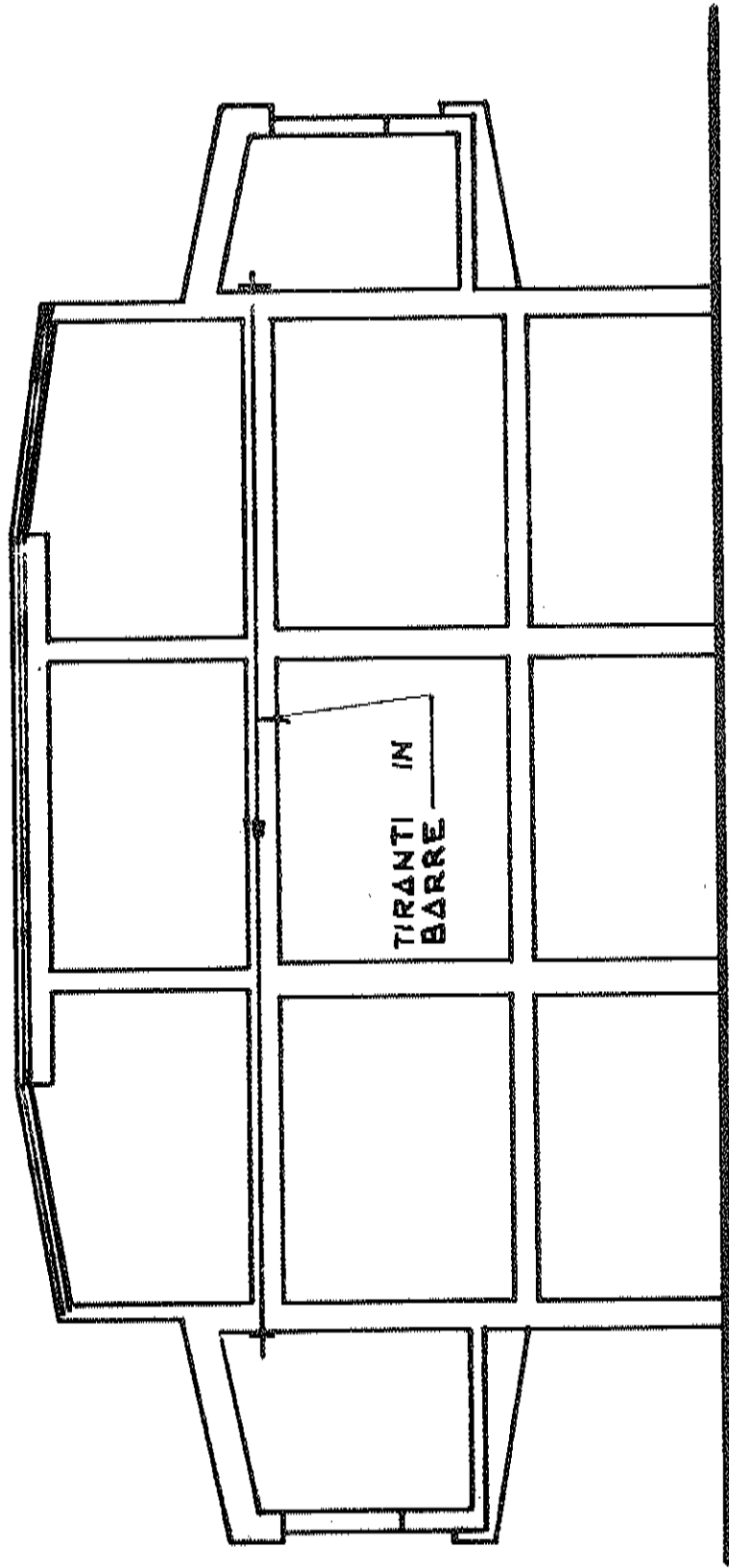


Fig. 31

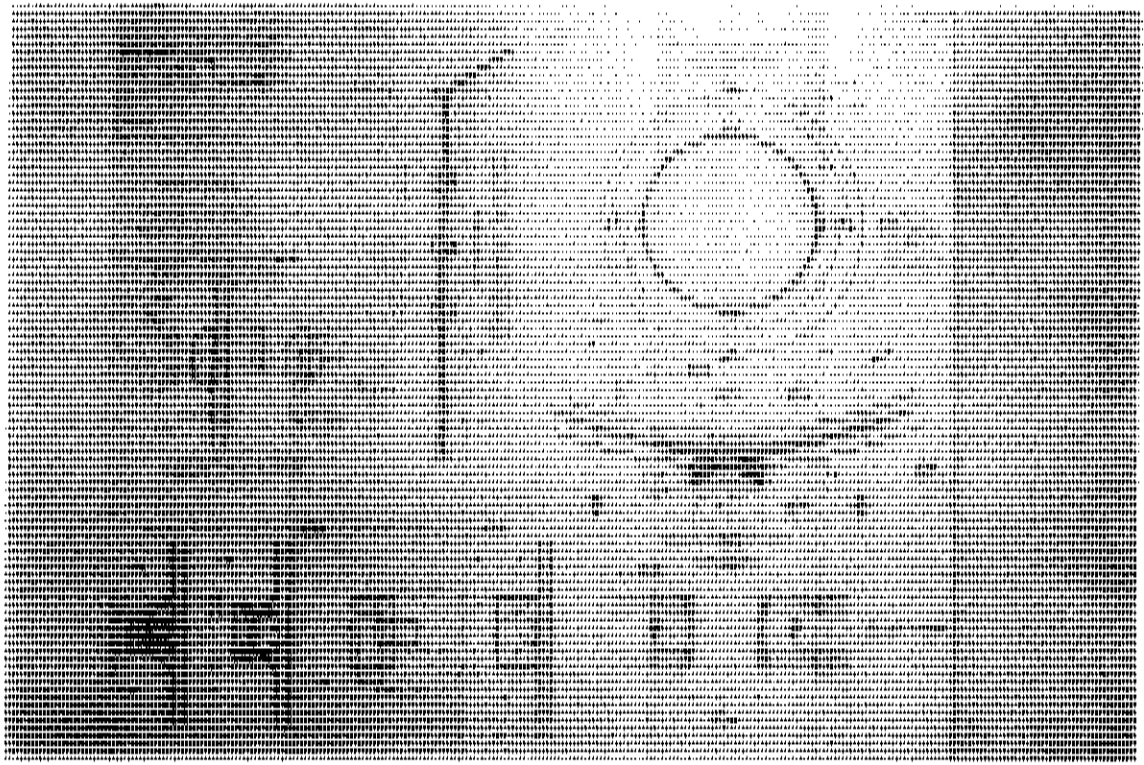


Fig. 32

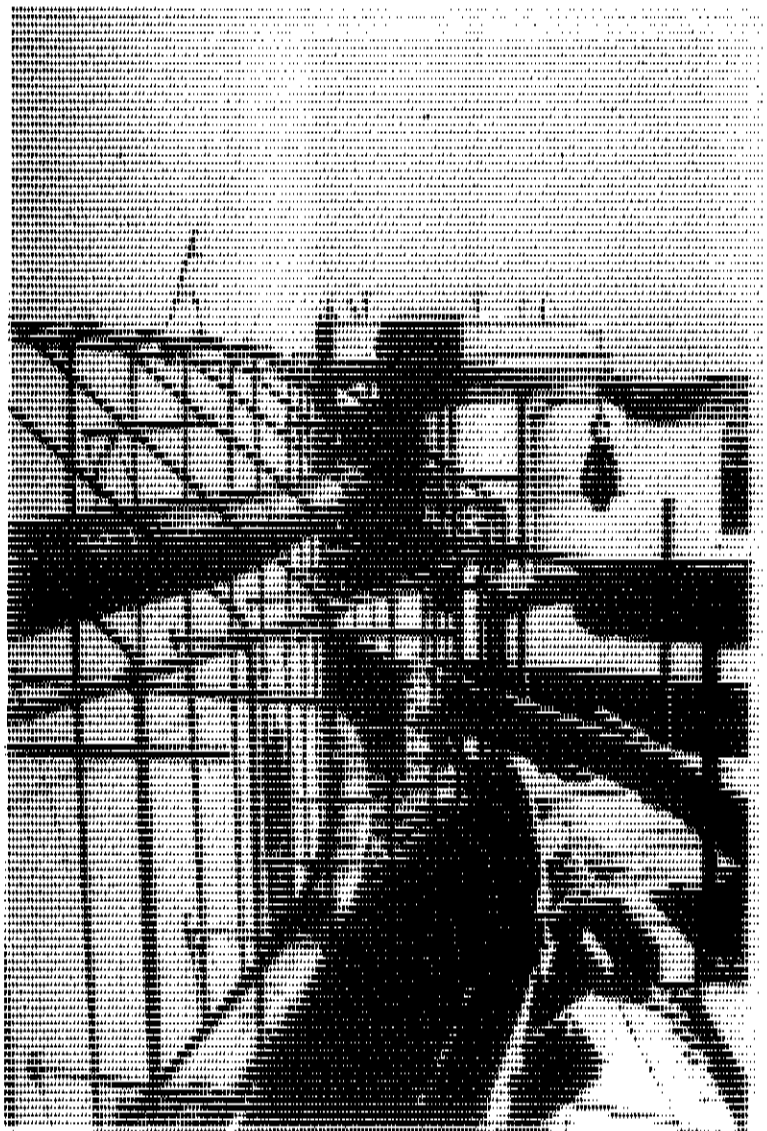


Fig. 33

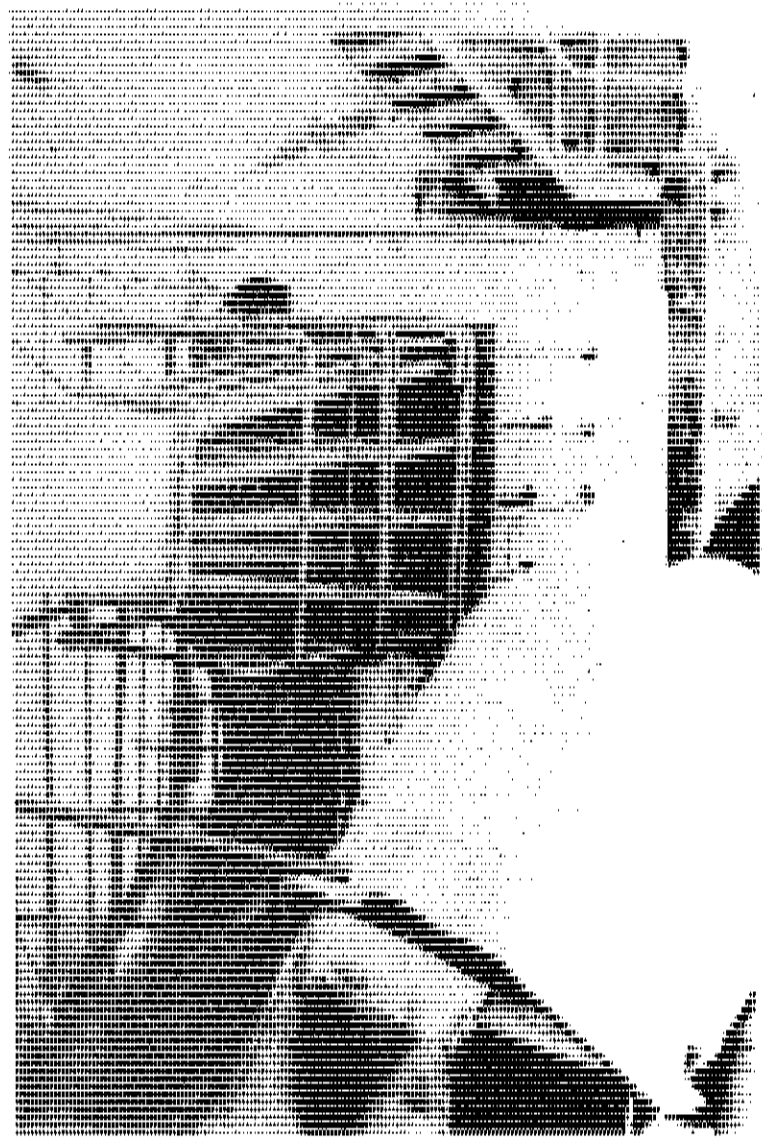


Fig.34

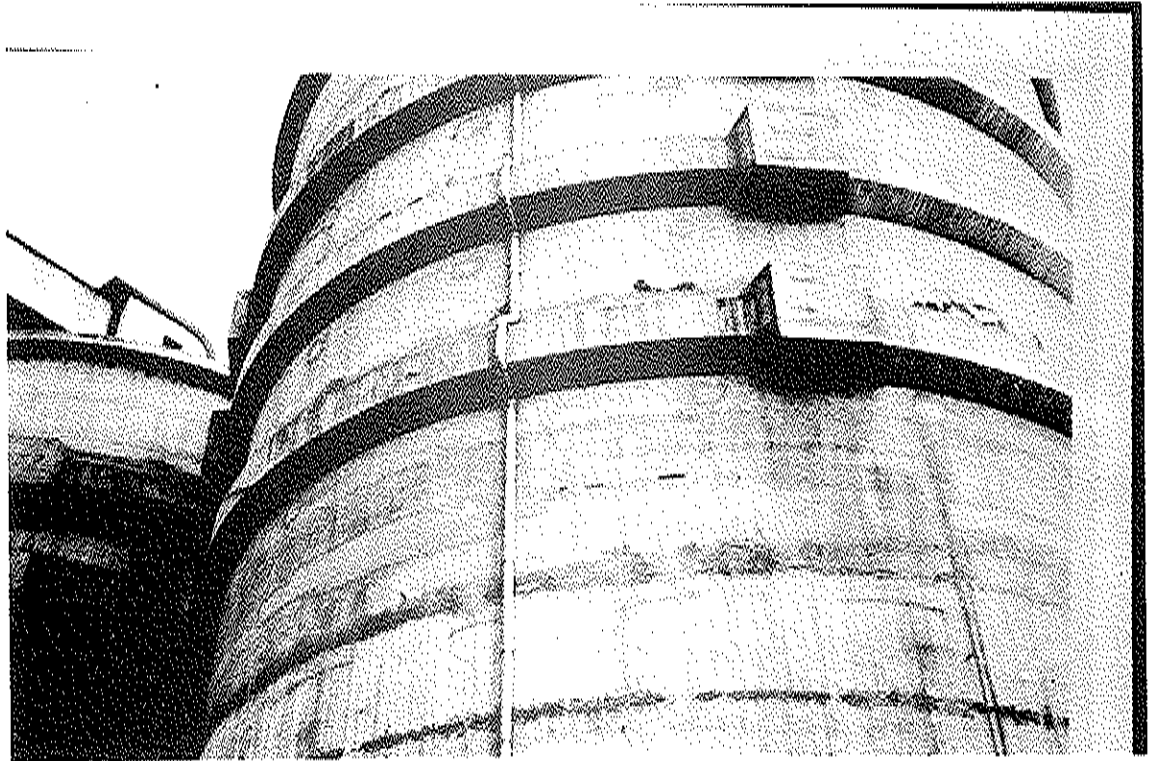


Fig.35

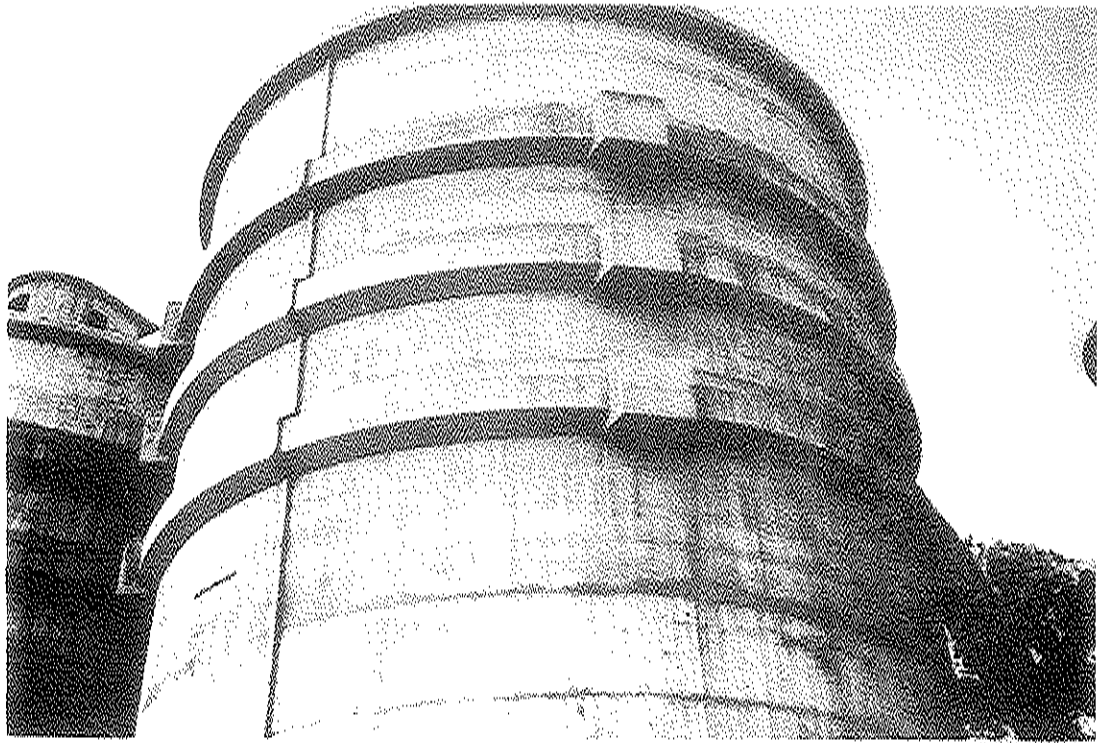


Fig.36

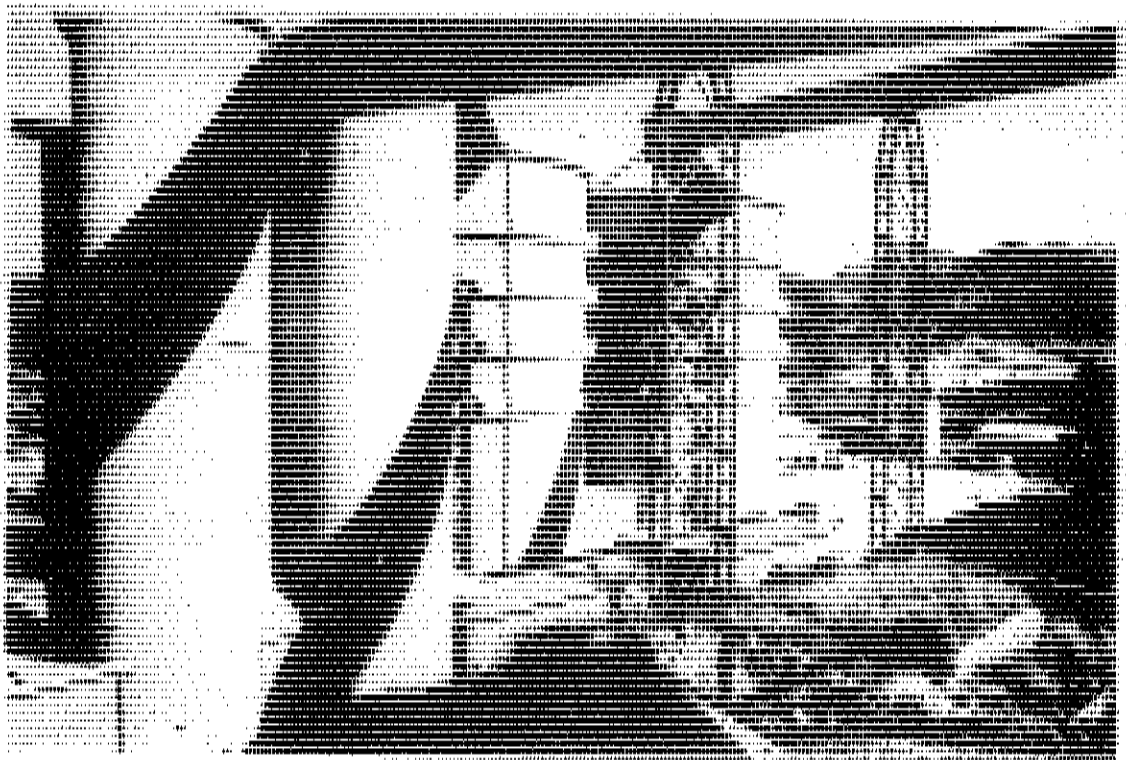


Fig.37

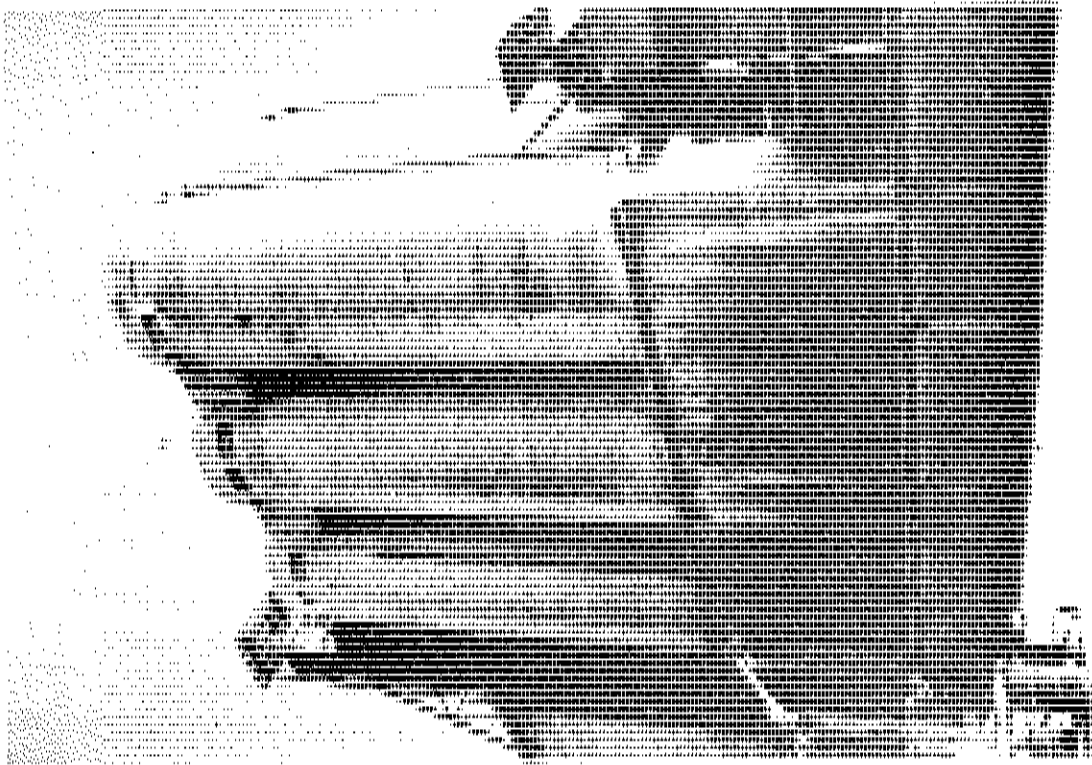


Fig. 39

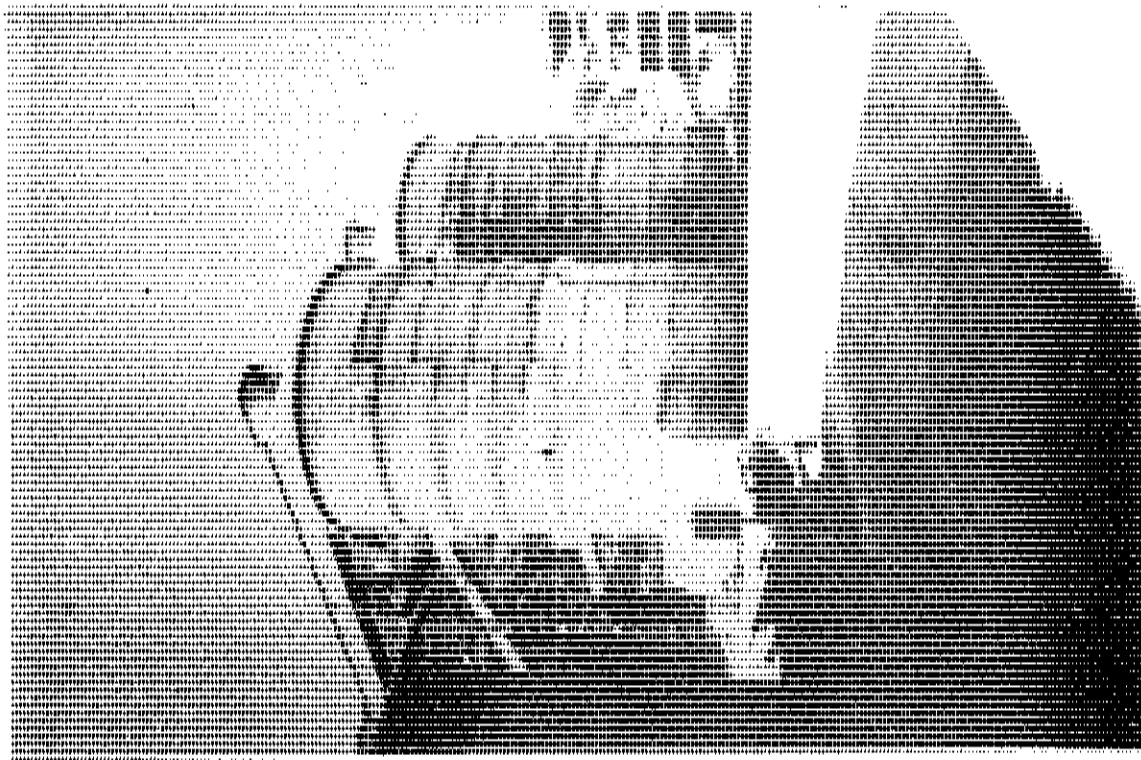


Fig. 38

1<sup>o</sup>) Sili per calcare ed argilla dello stabilimento Cenu di Siniscola.

Lo studio del ripristino è stato effettuato dall'Ing. Bacci di Bergamo e dall'Ing. Garbaccio di Torino.

Si tratta di due sili di diametro di 20 metri e altezza circa 20 metri nei quali il committente, per motivi operativi, ha deciso di effettuare lo scarico tramite una linea di prelievo anzichè da un'unica uscita. Come è noto lo scarico dissimetrico implica la comparsa di importanti momenti ovalizzanti che, non essendo originariamente presenti, hanno comportato la necessità di un adeguato rinforzo delle pareti cilindriche. I progettisti hanno scelto la soluzione di cerchiare i sili esistenti, ciascuno con tre grosse cinture di cemento armato singolarmente armate con 8 cavi da 16 trefoli da 0.6"; ogni cavo è lungo quanto una semi circonferenza, e gli ancoraggi sono perciò localizzati in 4 lesene disposte a 90° una dall'altra. Sia le cinture che le lesene sono state gettate in opera mediante ponteggi previa scalpellatura con messa a nudo della armatura metallica e saldatura delle nuove staffe ai preesistenti anelli di armatura del silo.

L'aderenza dei nuovi getti a quelli preesistenti è stata favorita mediante spalmatura con resine epossidiche. La tensione dei cavi è stata effettuata gradualmente, procedendo anello per anello e circonferenza per circonferenza, in modo da evitare sforzi dissimetrici che avrebbero potuto generare pericolosi momenti flettenti lungo le generatrici del cilindro (figg. 32-34).

Stante le necessità industriali, l'opera è stata compiuta in un breve periodo di fermata dell'impianto dall'impresa M.C.I. di Bergamo ed il silo è ora nuovamente in esercizio con piena soddisfazione e senza inconvenienti alcuno (figg. 35-38).

2<sup>o</sup>) Silo per granaglie a Livorno

Il progetto è stato redatto dall'Ing. Aldo Santini di Milano, che ha brillantemente adottato e sviluppato un mio suggerimento.

Si tratta in questo caso di una batteria di 6 sili cilindrici per granaglie, di diametro m. 10 circa, e di altezza 26 m. (fig. 39).

Tutte le celle, ed una in particolare, presentavano gravi lesioni causate da errori progettuali e difetti di esecuzione, fra i quali:

- disposizione dell'armatura circonferenziale in modo non uniforme nello spessore della parete (circa il 70% dell'armatura è disposta sulla su-

perficie esterna con comparsa pertanto di importanti sforzi di trazione e fessurazioni interne lungo le generatrici);

- giunzione dei ferri di armatura circonferenziale effettuato per semplice sovrapposizione, anzichè con manicottatura o quanto meno con gancio e ferro passante verticale;
- giunzioni per sovrapposizione non sfalsate;
- difetti localizzati del calcestruzzo, probabilmente dovuti alle trazioni verticali esercitate dalle casseforme al momento della costruzione, e conseguente ossidazione ed aumento del volume dei ferri con grave ammaloramento del calcestruzzo

(figg. 40-45).

Si rendeva pertanto necessario, oltre al ripristino del calcestruzzo nelle zone ammalorate, anche un completo intervento sul cilindro che permettesse di sostituire le vecchie armature, in parte snervate e sfilate. La valutazione delle spinte e dei tassi di lavoro dell'acciaio ordinario presente ha messo in evidenza come fosse sufficiente limitare l'intervento ai soli 10 m. inferiori del cilindro.

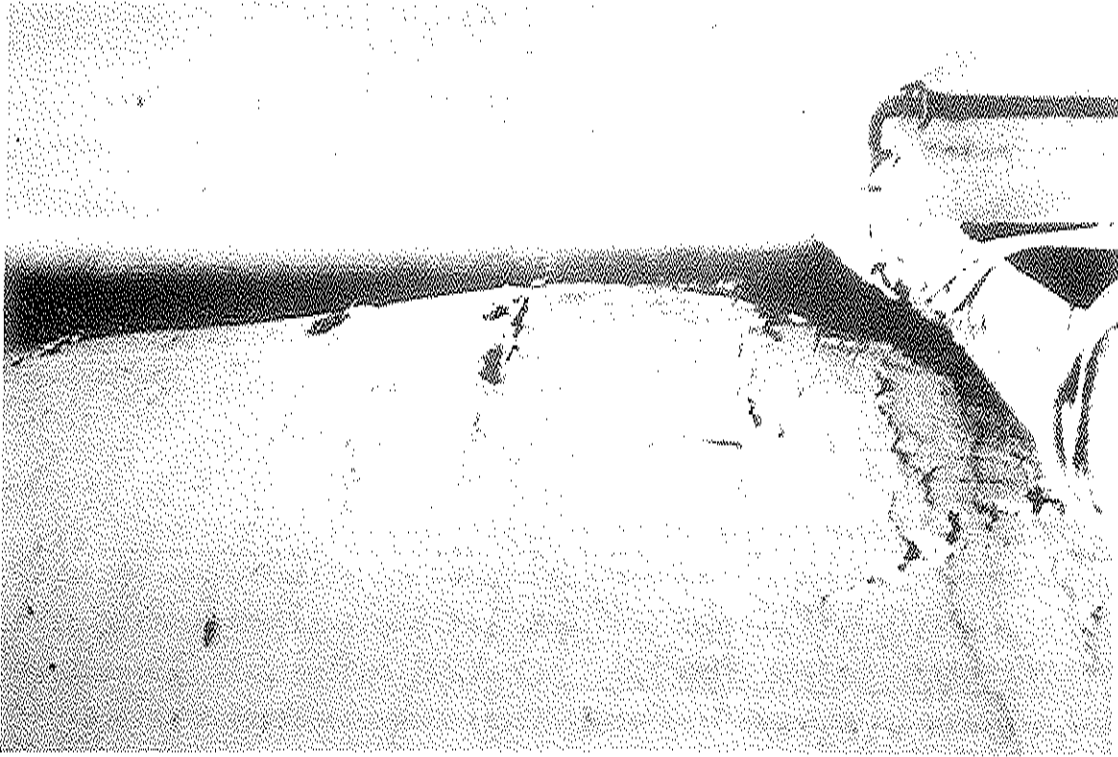
Da un punto di vista tecnologico la riparazione presentava alcune difficoltà, causate principalmente dall'esercizio dall'impianto (poteva essere messa in riparazione solo 1 cella per volta), e dalla vicinanza delle singole celle che ostacolava grandemente qualsiasi operazione di protezione delle armature dopo la tensione (come per esempio gunitatura, in ogni caso sconsigliabile data la vicinanza del mare).

Il progettista ha deciso perciò di adottare una cerchiatura costituita da trefoli da 0.6" "Umbonded", in modo da evitare ogni successivo intervento di protezione dopo la tensione. I trefoli sono disposti con passo di 50 cm ed hanno sviluppo pari a metà della circonferenza, con sfalsamento degli ancoraggi di 90° per ogni anello. (fig. 46).

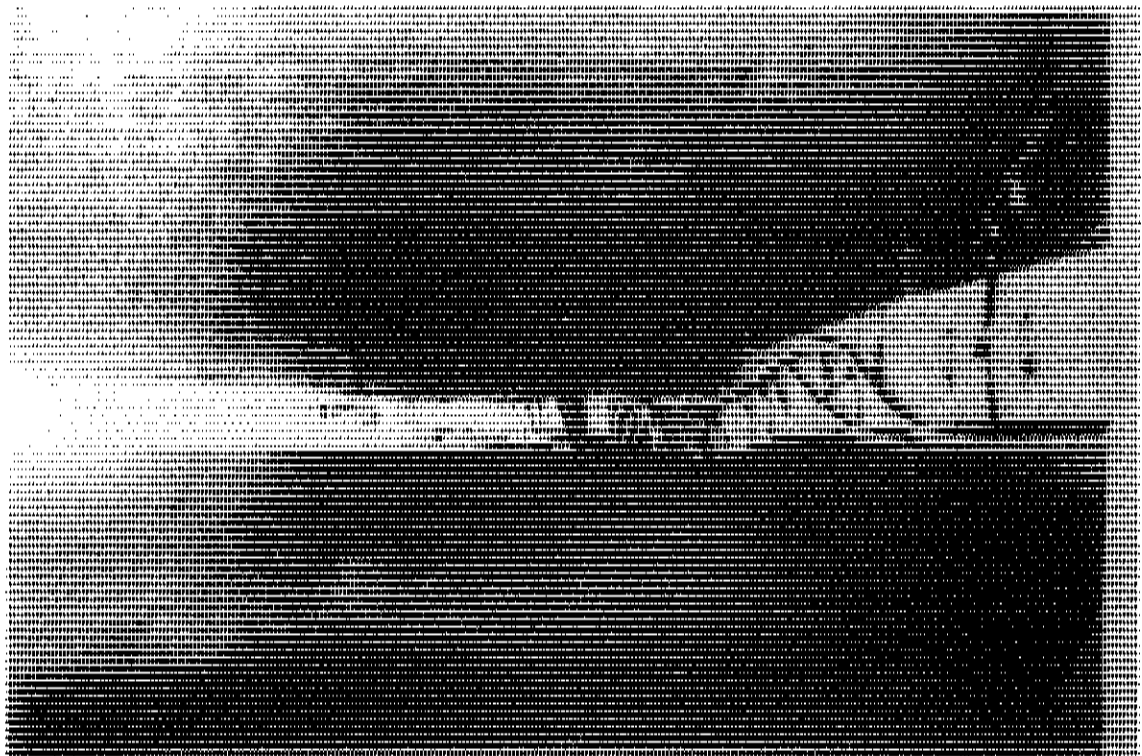
Per l'ancoraggio dei trefoli è stata utilizzata una originale soluzione con 4 lesene prefabbricate in stabilimento in piccoli tronchi leggeri e facilmente trasportabili, sollevabili e posizionabili, montati in opera con angolari metallici (figg. 47-52). I trefoli, già precedentemente predisposti sono stati infilati nei rispettivi fori e man mano subito messi in tensione. Le lesene risultavano così stabilmente ancorate senza sostegni provvisori e si poteva senza difficoltà procedere fino al completamento delle operazioni, evitando gravosi, ingombranti e visibili ponteggi.

La soluzione è stata particolarmente apprezzata dal committente, in quan

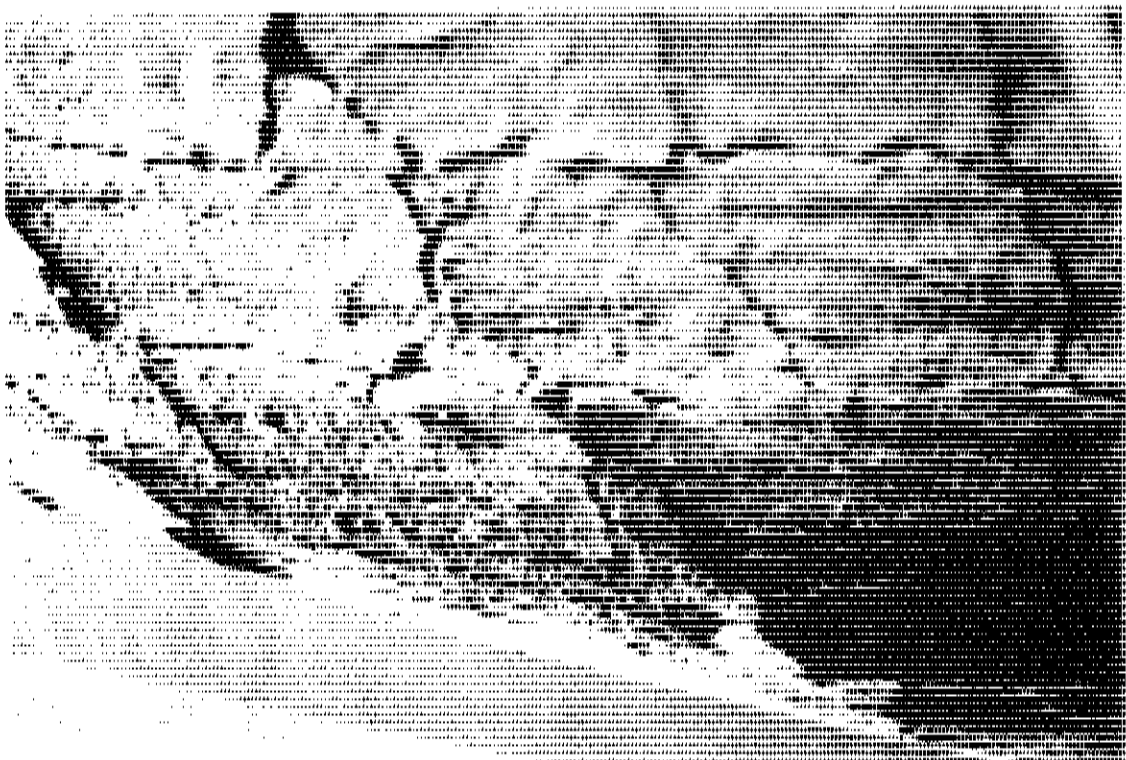




11-11



11-10



111



111

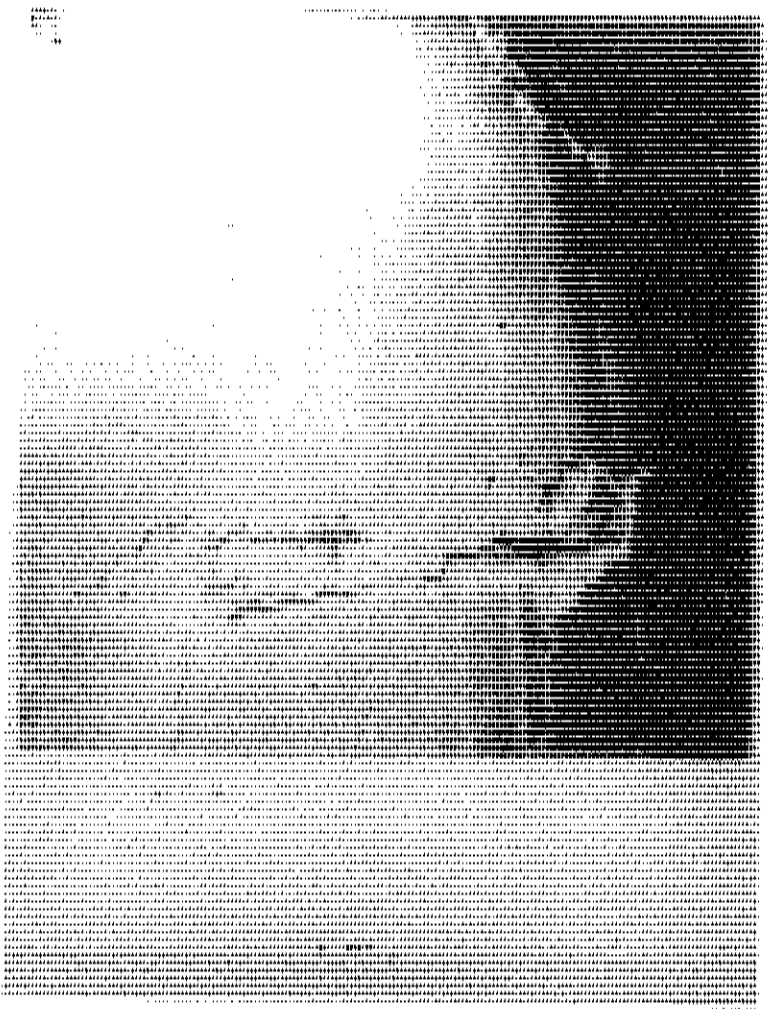


Fig. 11

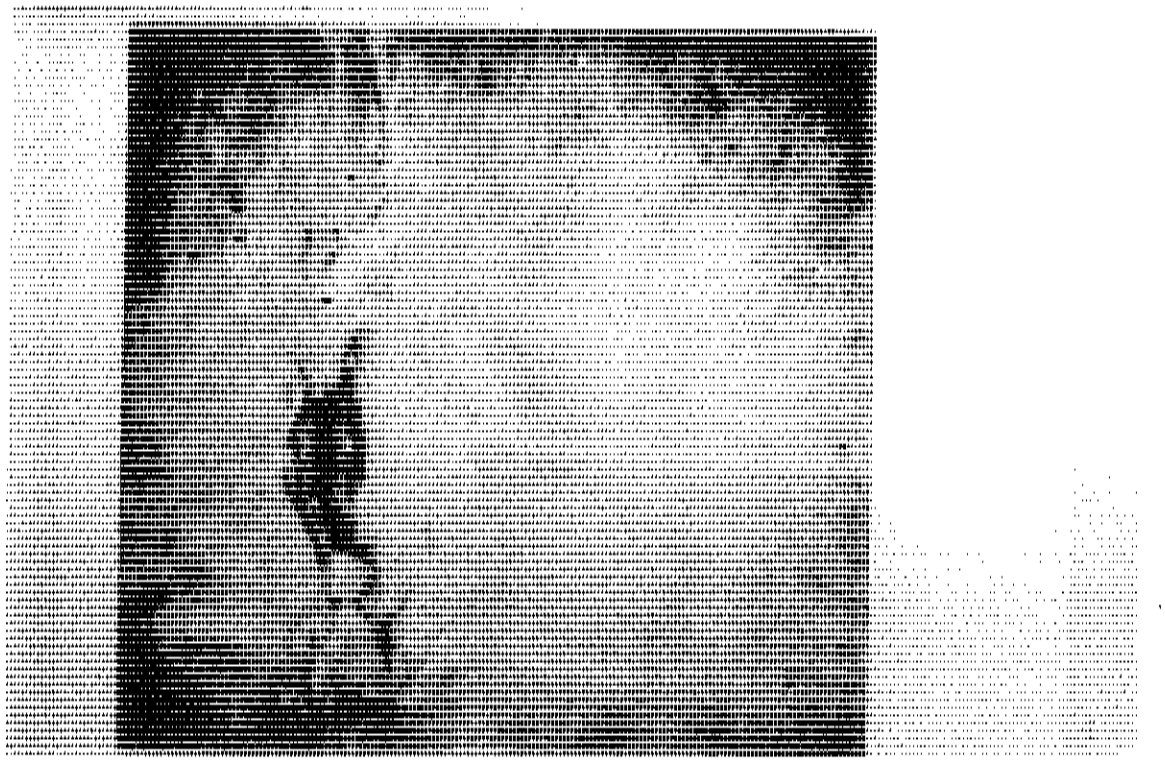


Fig. 15

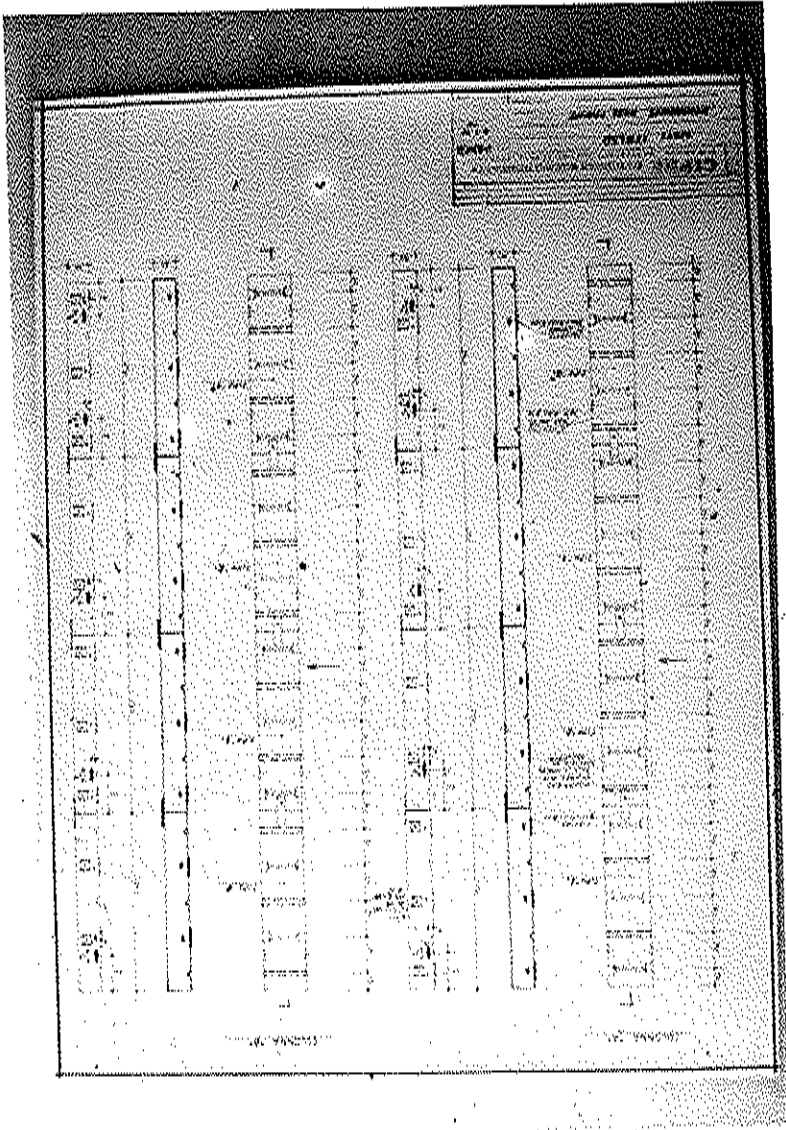


Fig. 47

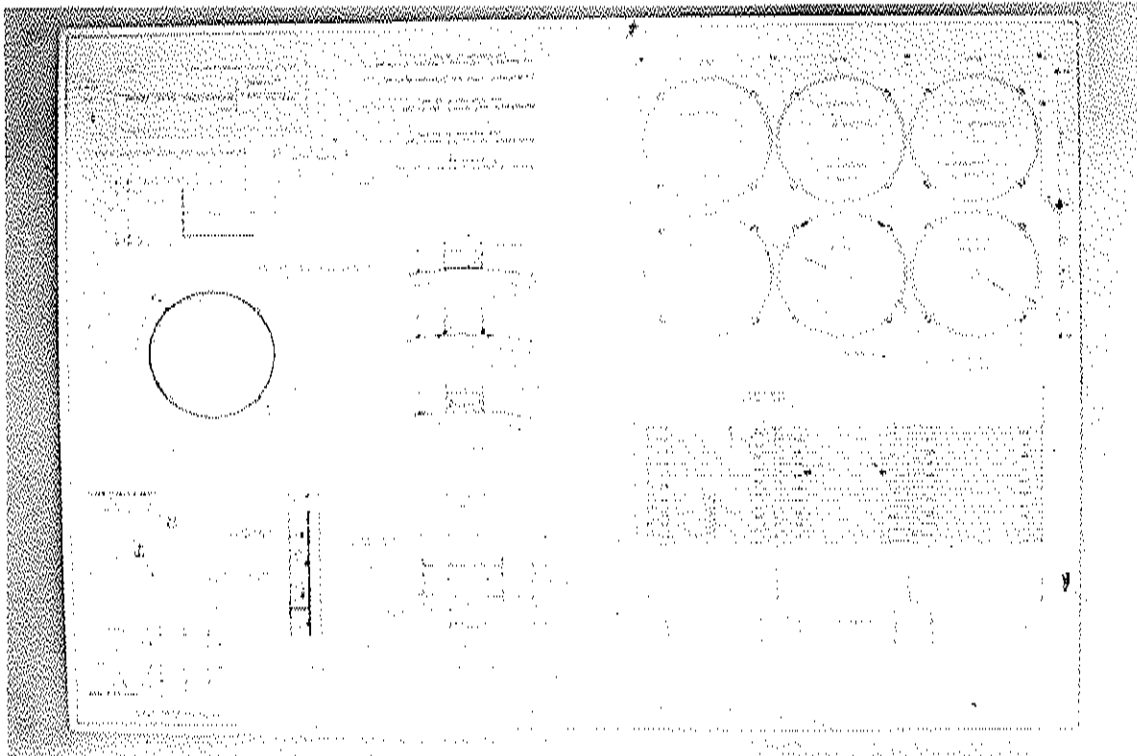


Fig. 46

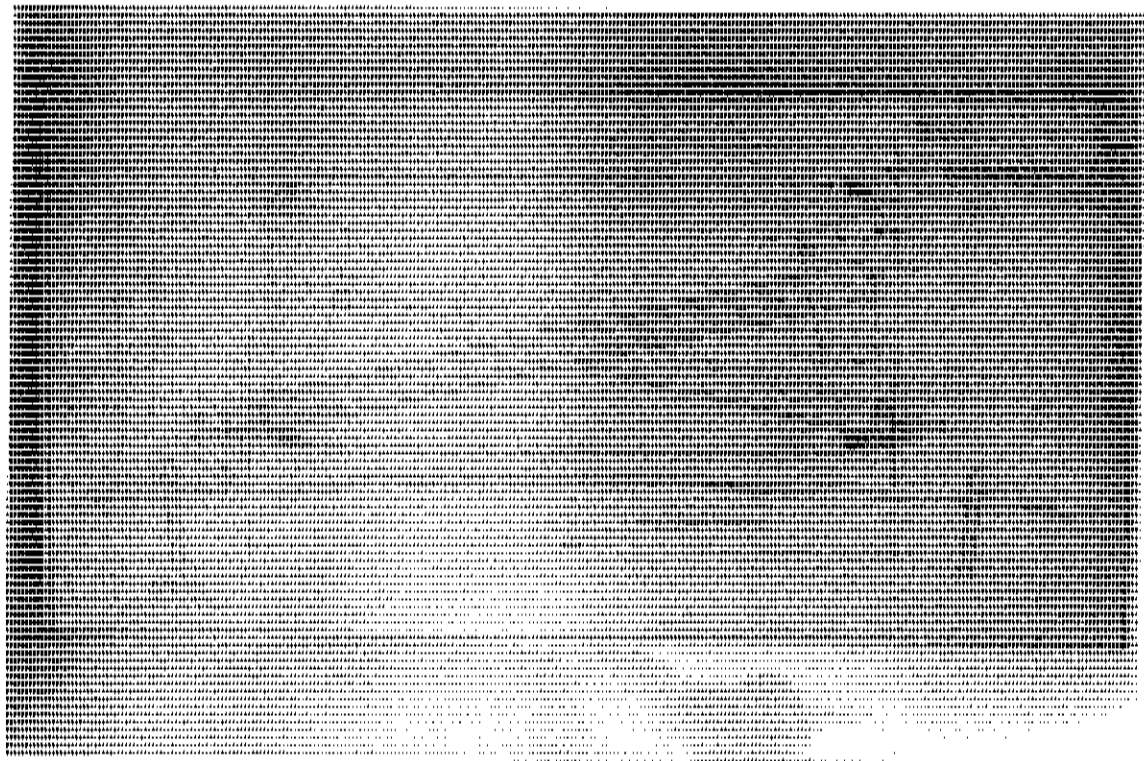


Fig. 18

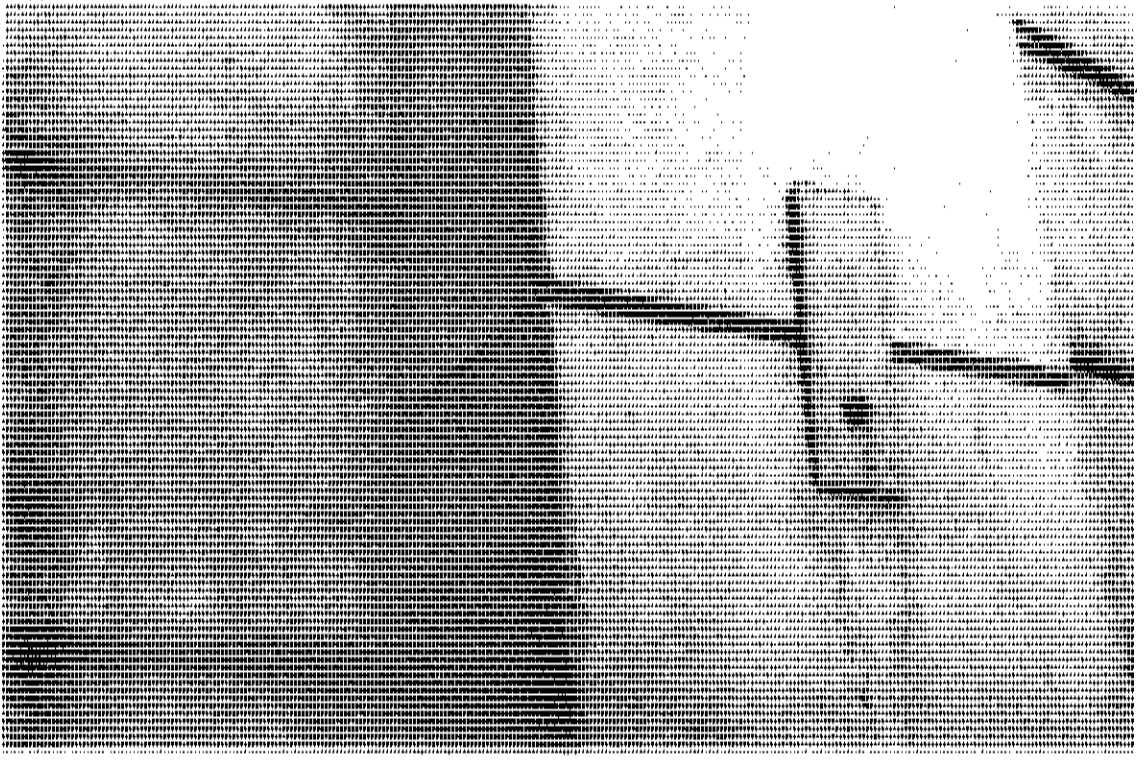


Fig. 19

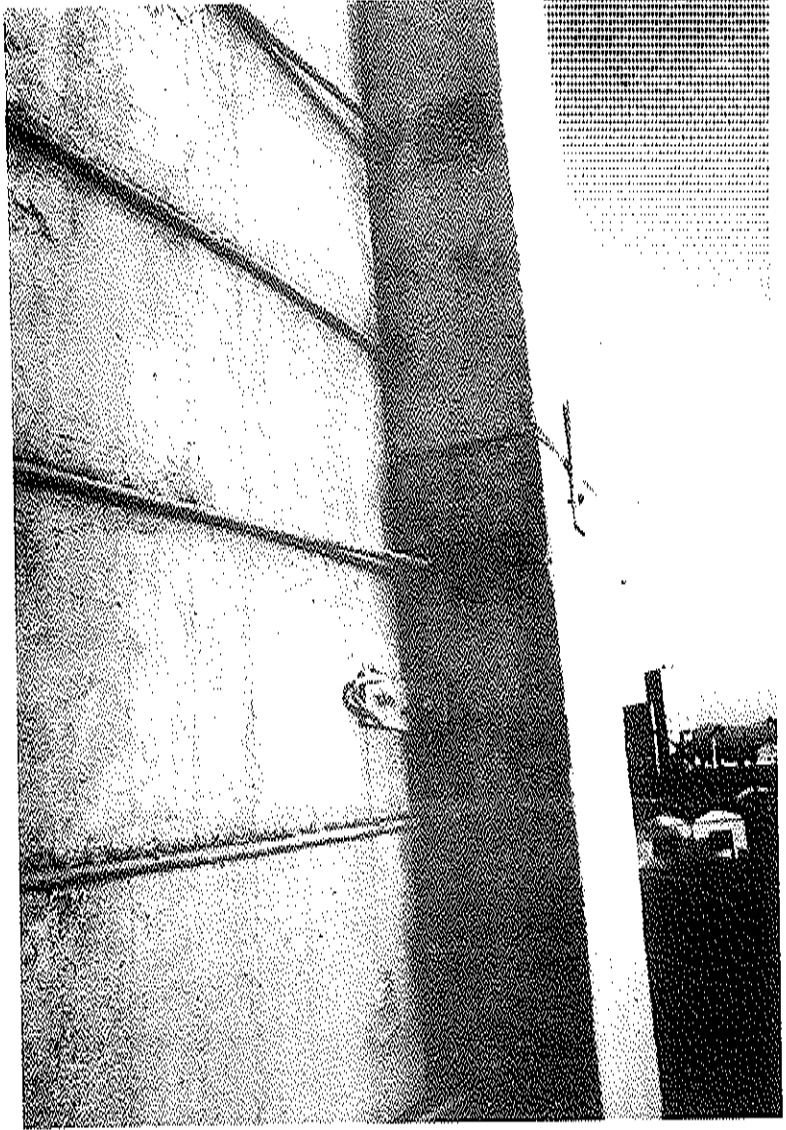


Fig.50

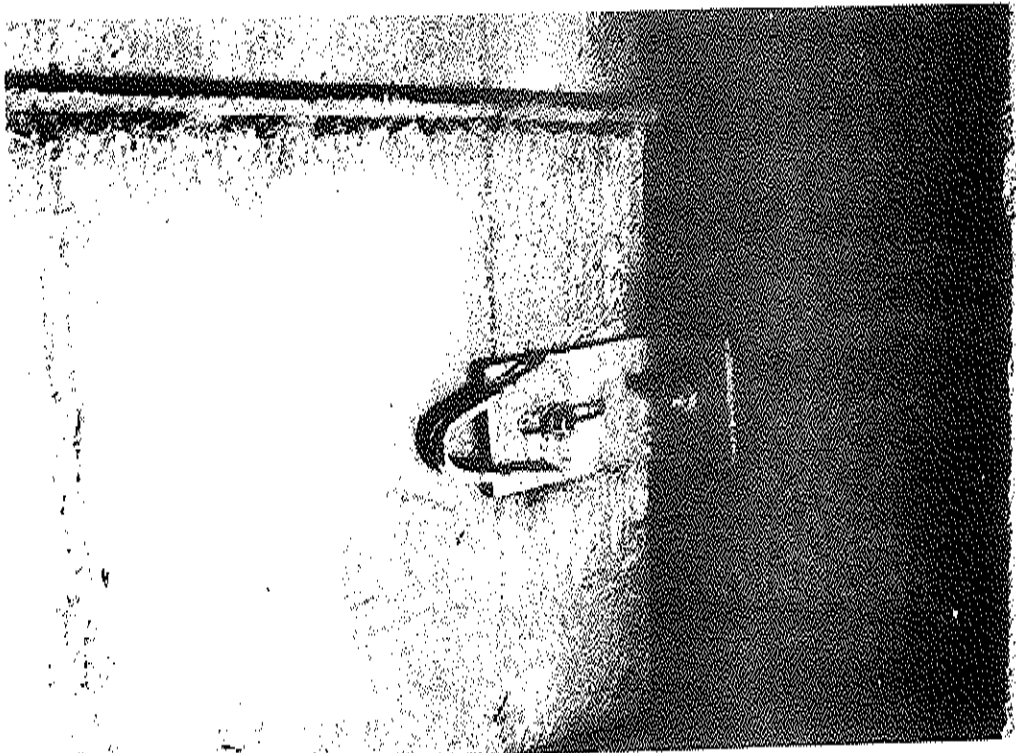


Fig.51



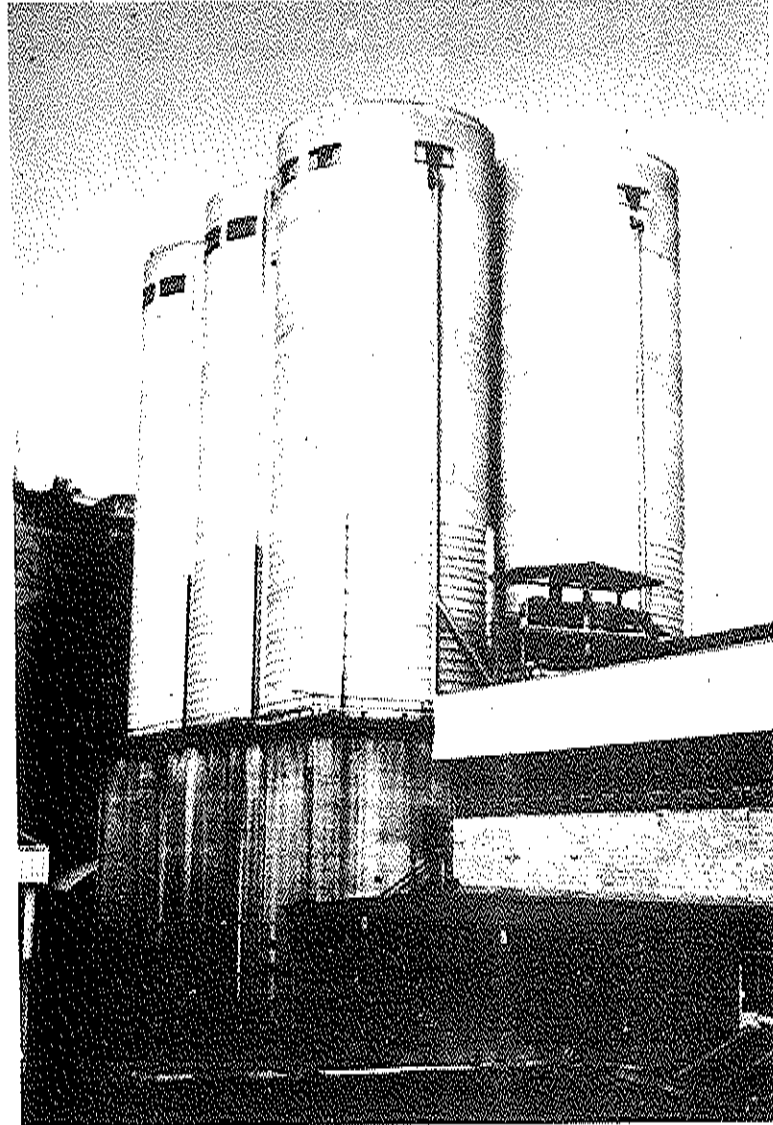


Fig. 54



to per tutte le operazioni non è stato necessario impiantare un vero e proprio cantiere, con i conseguenti intralci al regolare funzionamento del complesso e pubblicizzazione dell'intervento, e si è potuto operare cella per cella permettendo la normale operatività dell'impianto, usando ponteggi leggeri e poco ingombranti, e da ultimo, ma non ultimo, le operazioni di ripristino hanno richiesto globalmente pochi giorni (figg. 53-54).

Ritengo che questa sia una soluzione che, nella sua semplicità, elementarità e originalità, risolva assai bene il problema del ripristino di sili circolari in cui si renda necessaria una cerchiatura. Da segnalare inoltre la notevole economia di questa soluzione che è costata circa  $1/3$  di altre assai più complesse proposte da ditte specializzate.

### 3<sup>o</sup>) Sili a celle quadrate per carbone e silice a La Spezia

Il progetto di ripristino è stato redatto dall'Ing. Piero Contini di Torino. I lavori di ripristino non sono a tutt'oggi ancora iniziati. Si tratta di un complesso di 12 celle quadrate di lato m. 10 circa e di altezza m. 8, oltre alla tramoggia di scarico, suddivisi in 3 blocchi di 4 celle cadauno, separati da 1 giunto di spessore di circa 3-4 cm. (fig. 55). I sili sono stati costruiti nell'immediato dopoguerra, con materiali di non elevata qualità; il progettista del ripristino ha essenzialmente individuato come cause del degrado:

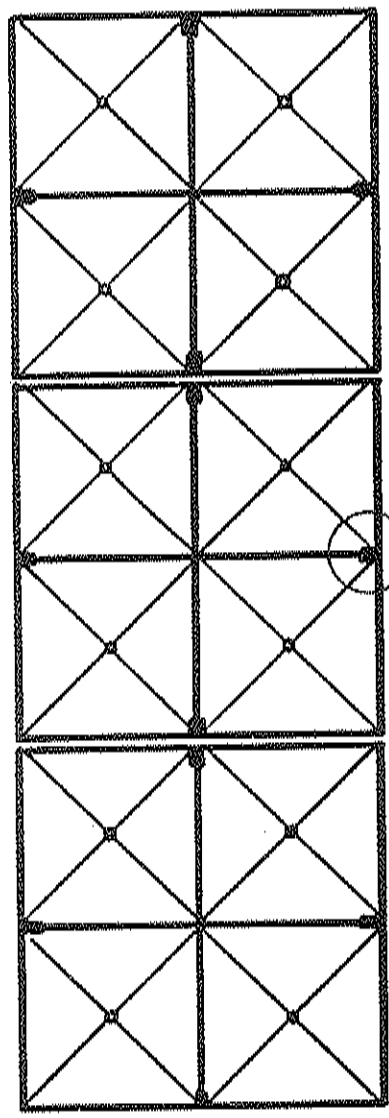
- generale sottovalutazione dei fenomeni di sovrappressione sulle pareti che si generano nel corso delle operazioni di svuotamento;
- non corretta disposizione delle barre di armatura (fig. 56)
- degrado superficiale del calcestruzzo per eccessiva porosità in presenza di salsedine marina, che ha provocato la riduzione delle sezioni metalliche resistenti di oltre il 50% (fig. 57)
- difformità tra il disegno di progetto e la effettiva esecuzione dei nodi di collegamento fra le pareti come è mostrato in fig. 55 che evidenzia anche la modestissima entità dell'armatura di collegamento predisposta (figg. 55,58,59,60).

Anche in questo caso, per motivi di esercizio dell'impianto, sono state individuate 3 fasi ben distinte di intervento, operando successivamente su ogni blocco di 4 celle. Si prevede la seguente successione di operazioni:

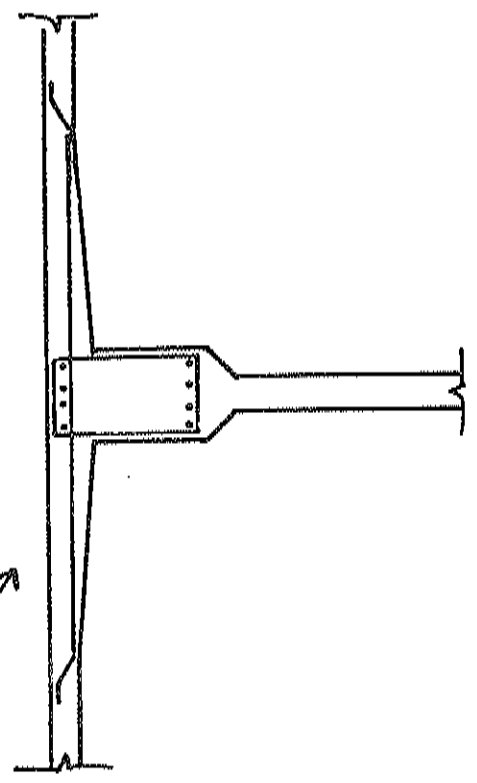
- asportazione integrale di tutto il materiale degradato, sia per ciò

SILI "LASPEZIA"

SCHEMA PIANTA



DI PROGETTO



ESECUZIONE

4  $\phi$  18 (BARE VERTICALI)

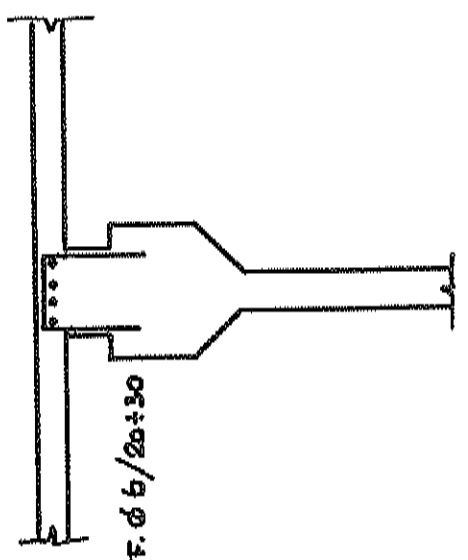


Fig. 55





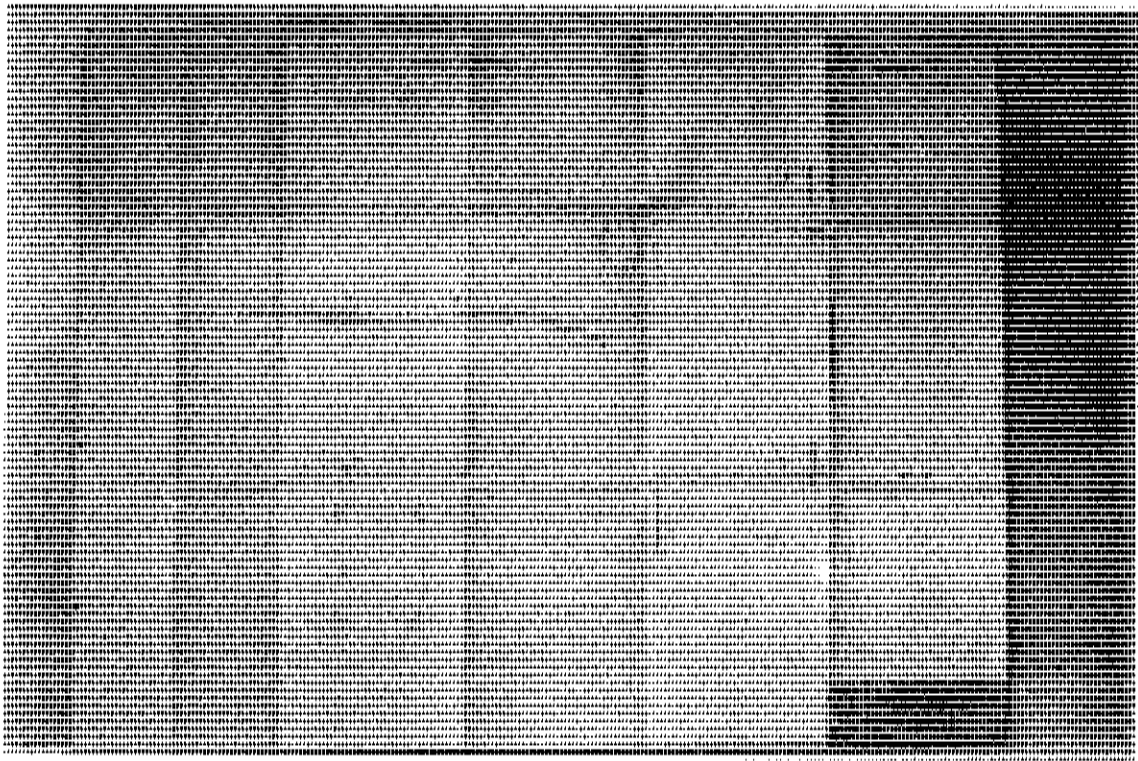


Fig. 60

che concerne il calcestruzzo che l'acciaio, e sabbiatura delle superfici sane così ricavate;

- inserimento di barre di precompressione di cucitura trasversale, aderenti alle pareti, da ancorare in corrispondenza dei pilastri di testata. Le barre saranno pretese in modo da assorbire integralmente le reazioni che nascono in corrispondenza degli spigoli di incontro con le pareti, scaricando così le vecchie armature. Le barre saranno opportunamente verniciate con resine epossidiche, inguainate con guaine in plastica, iniettate con malta di cemento additivato, ed infine ricoperte con tubi o protezioni in acciaio di forte spessore, ad evitare che l'abrasione provocata dalla discesa del materiale insilato (in particolare quando trattasi di silice), possa danneggiare il rivestimento protettivo e la barra stessa. In corrispondenza delle zone di giunto, ove è impossibile inserire barre di precompressione a causa degli spazi limitati, si opererà con trefoli "unbonded", sempre adeguatamente protetti, nella parte interna delle calle, con robusto ricoprimento in acciaio contro l'abrasione. Naturalmente la precompressione delle pareti sarà effettuata in maniera simmetrica, in modo da generare soltanto sforzi di compressione centrata nelle pareti;
- dopo aver garantito il nuovo collegamento fra pareti e pilastri si procederà alla riformazione e lisciatura delle pareti stesse con nuovo calcestruzzo a ritiro controllato, previa collocazione di armatura dormiente, e preparazione delle superfici con stesa di malte epossidiche destinate a costituire agraffaggio fra il vecchio ed il nuovo calcestruzzo.

Spero con quanto già detto di aver esposto qualche esempio interessante d'impiego della coazione impressa nella riparazione strutturale. Devo aggiungere che non mi è stato facile raccogliere il materiale che vi ho presentato, in quanto gli enti e le persone coinvolte in questo genere di riparazioni sono abitualmente assai restii a fornire elementi ed a pubblicizzare gli interventi effettuati. In alcuni casi addirittura si preferisce effettuare riparazioni costose di esito incerto, piuttosto che procedere alla demolizione ed al rifacimento di strutture, nonostante quest'ultima soluzione possa in certi casi risultare più economica e sicura. Ma l'impatto psicologico di riconoscere pubblicamente gli errori commessi può fare a volte superare anche le questioni economiche, di solito determinanti.

Solo grazie alla collaborazione dei progettisti che ho citato sono stato in grado di raccogliere la documentazione che ho potuto presentare. A tutti loro vada perciò un sentito ringraziamento.

Per concludere si può dire che la coazione impressa nella riparazione strutturale può portare in molti casi a risultati soddisfacenti, semplici ed economici. I nuovi materiali oggi disponibili garantiscono anche una adeguata durabilità delle strutture riparate, senza tener conto dei casi in cui la demolizione ed il rifacimento possono risultare sconsigliabili per motivi di conservazione di monumenti storici di importanza rilevante o per i motivi psicologici più sopra accennati.

Credo che ciascuno di noi, nella sua esperienza professionale, abbia avuto modo di eseguire interventi di riparazione. Io ho cercato qui di sottoporvi sia pure sommariamente, e naturalmente senza entrare in dettagli di calcolo, la tecnologia adottata in alcuni degli esempi in cui io stesso mi sono imbattuto, e che grazie alla inventiva di tecnici qualificati, è stato possibile portare a compimento con successo.

IMPIEGO DELLA PRECOMPRESSIONE  
NEL RINFORZO DELLE STRUTTURE

ALDO PIO FAVINI

*Ingegnere Libero Professionista di Milano*





## 1. PREMESSE

L'impiego della presollecitazione nei rinforzi delle strutture già esistenti, specie se statisticamente determinate, risulta nella maggior parte dei casi sempre vantaggiosa in quanto si possono introdurre forze tali da modificare il regime statico esistente, introducendo forze attive, grazie alle quali le strutture così corrette risultano in grado o di migliorare la loro stabilità o di sopportare nuovi incrementi di carico.

Inoltre la precompressione, sempre per strutture staticamente determinate, può ridurre o addirittura annullare le deformazioni, talora causa principale dei dissesti.

La stessa cosa non si può dire per le strutture iperstatiche perché in questo caso si possono generare delle concentrazioni di sforzi proprio là dove la struttura non è in grado di sopportarli. Inoltre, in conseguenza dei fenomeni di viscosità, di deformazioni elastiche impresse, di plasticizzazioni, di reazioni iperstatiche, ecc., la presollecitazione non solo può risultare inutile nel tempo ma addirittura dannosa.

## 2. APPLICAZIONI

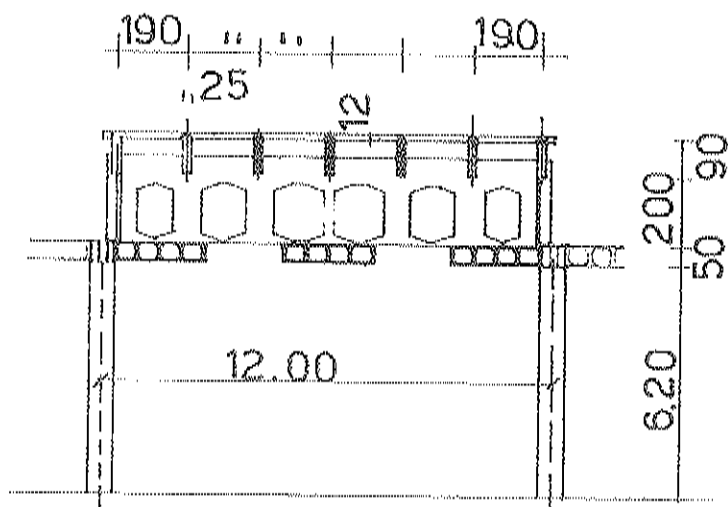
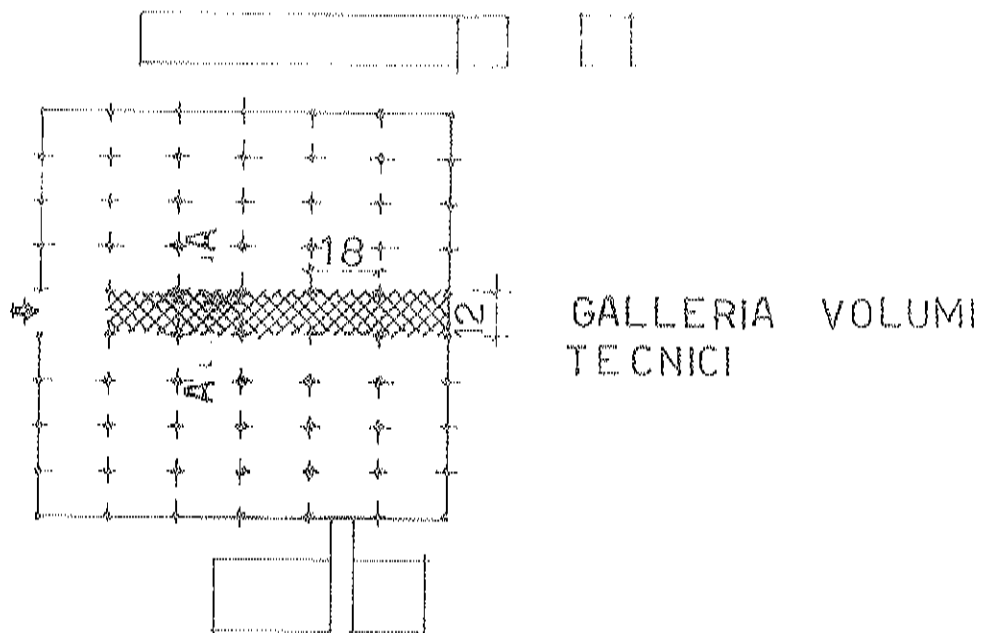
Le indicazioni sopra riportate sono ben note a tutti, ma il ripeterlo in questa sede vuole essere solo un invito ai Progettisti alla riflessione prima di affrontare uno specifico problema e scegliere così le tecniche staticamente ed economicamente più vantaggiose.

Si vuole allora illustrare un "esempio di applicazione" di questa tecnica riferita ad uno stabilimento industriale.

Lo stabilimento in parola, della superficie di circa 12.000 mq, era stato realizzato su una maglia di 18,00 x 12,00 metri con strutture prefabbricate in c.a. ordinario per i plinti ed i pilastri, in c.a. prefabbricato e pre-compresso per la copertura (figg. 1 e 2).

Quest'ultima era stata realizzata con elementi scatolari cavi della sezione di m. 2,50 x 0,50 sulla luce di circa 18,00 m. sostenuti liberamente, mediante appoggio del tipo Gerber, da travi a "T" rovesce della sezione di ingombro di m. 0,70 x 1,70 sulla luce di 12,00 metri. Gli elementi scato-

1



SEZIONE A - A

2

lari erano distanziati fra loro di 50 cm per la sistemazione degli impianti.

Su una campata centrale di 12,00 metri, sovrastava la copertura dello stabilimento per tutta la sua lunghezza di 108 metri, una GALLERIA TECNICA sede degli impianti di condizionamento, così realizzata:

- una trave parete tipo Vierendel a "T" rovescia sulla luce di 12,00 metri e della sezione di m. 0,30 x 2,80 sosteneva sul traverso superiore la copertura e su quello inferiore il piano di calpestio della galleria.

La copertura era costituita da travi in c.a.p. della sezione di cm. 25/90 sulla luce di 18,00 metri con appoggio a sedia poste all'interasse di m. 1,90 e da una soletta di cls alleggerito dello spessore di cm. 12; il calpestio era costituito da tre elementi scatolari sempre della sezione di m. 2,50 x 0,50 con intervallo di 2 metri coperto da un grigliato metallico (Fig. 3).

Gli elementi della copertura dello stabilimento dopo aver perso tutta la loro controfreccia iniziale, presentavano un abbassamento permanente di 6 cm, qualche lesione dovuta agli sforzi di taglio agli appoggi, ed inoltre erano molto sensibili ai carichi esterni (in questo caso acqua e neve) e raggiungevano la stabilità raddoppiando quasi le frecce elastiche.

Gli elementi scatolari di calpestio centrali della galleria pur senza alcun carico presentavano invece frecce dell'ordine di 12 - 14 cm sicuramente dovute alle vibrazioni (non completamente annullate dagli ammortizzatori) del macchinario dell'impianto di condizionamento.

L'intervento si è reso indispensabile per il concreto pericolo di crollo istantaneo senza alcun preavviso per scollamento della soletta superiore (dello spessore di 3 cm) come verificatosi a terra su un prototipo in sede di prova statica.

L'intervento alla GALLERIA TECNICA veniva programmato in questi termini:

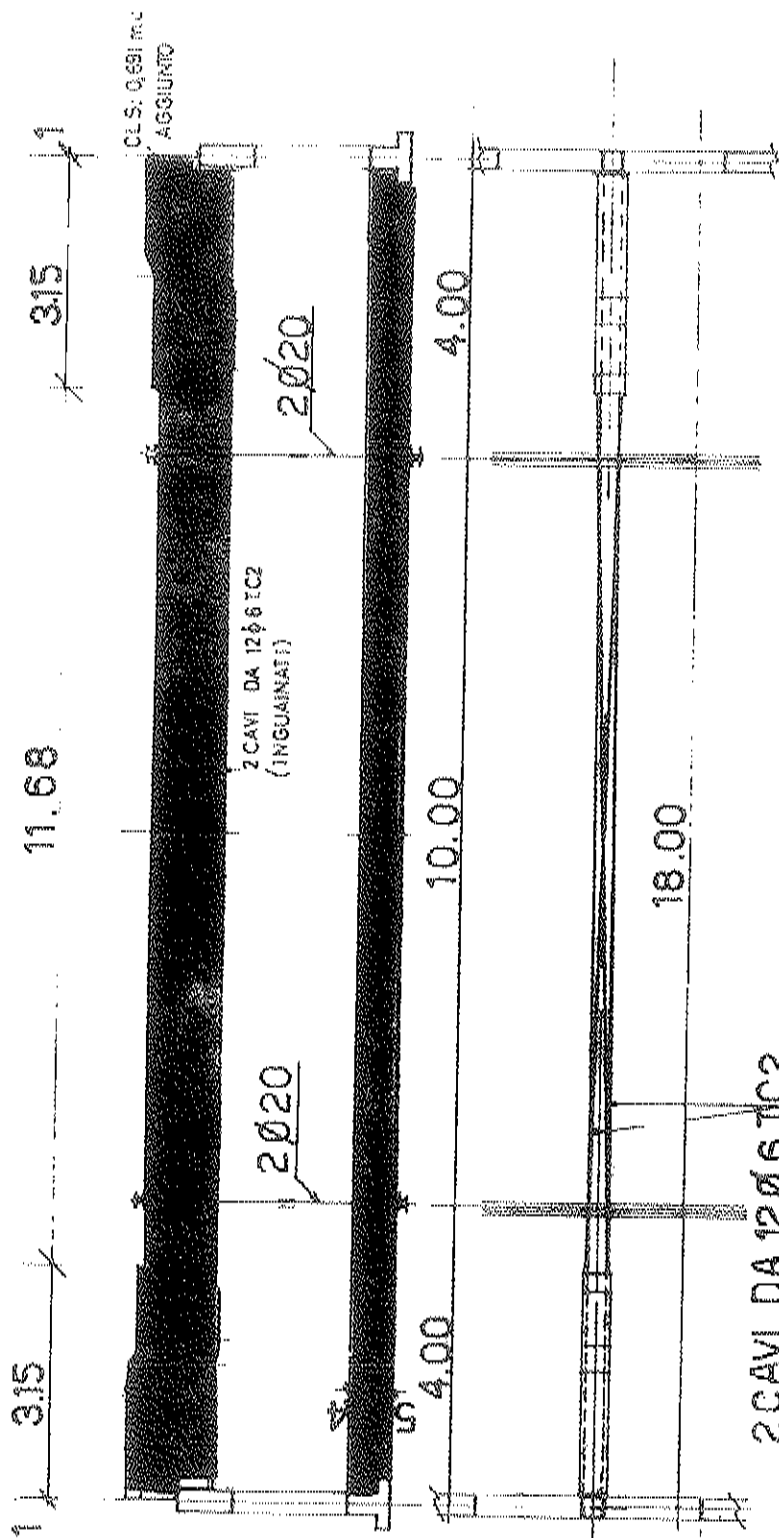
#### 1. Elemento scatolare (fig. 4)

Sollevamento dell'elemento scatolare con martinetti posti ai due terzi della luce con due forze tali da annullare l'effetto del peso proprio.

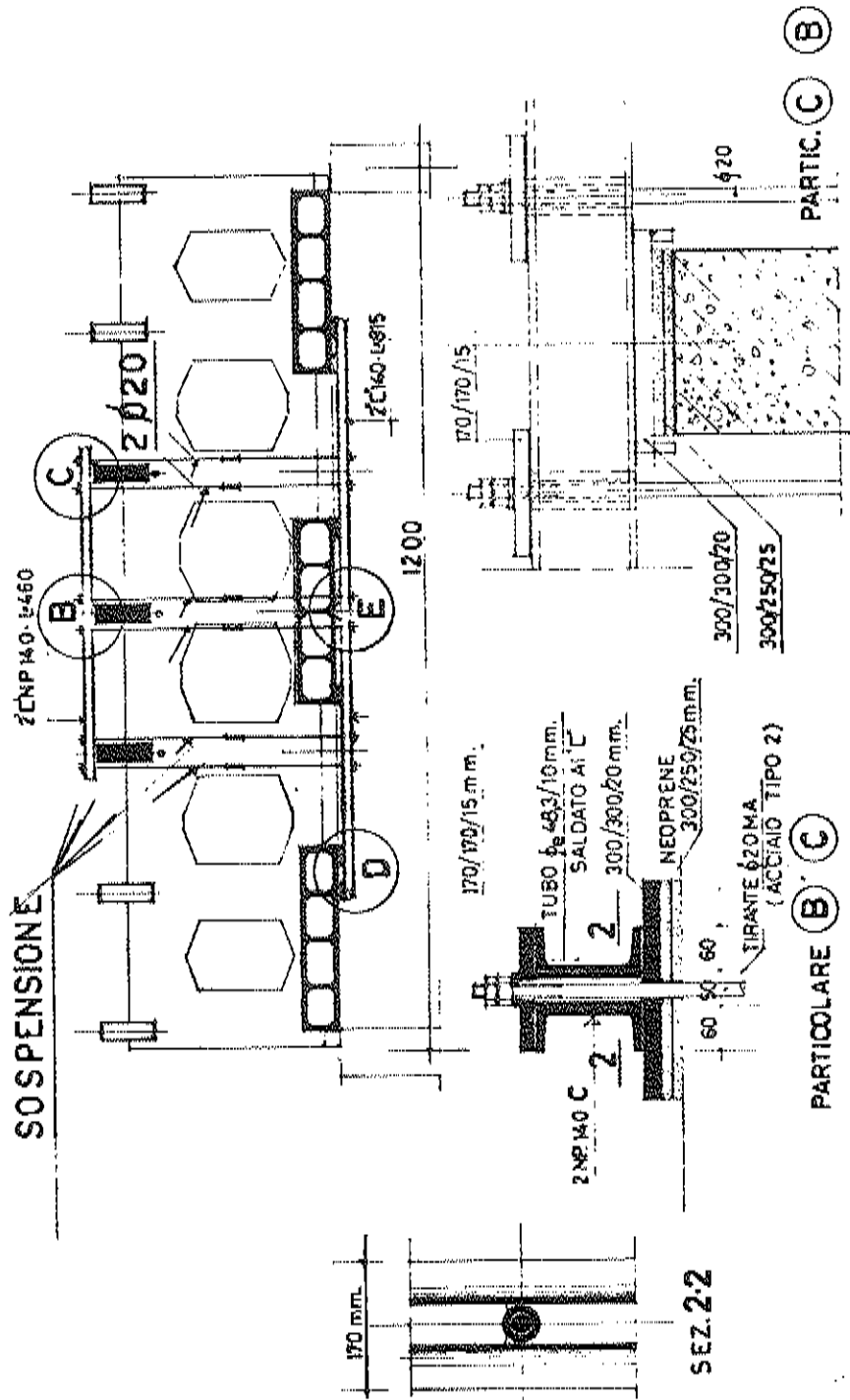
Chiodatura della soletta superiore con tondini di ferro nervato del  $\phi$  12 e getto di una soletta di cls reoplastico armata con rete elettrosaldata del  $\phi$  5, maglia 10/10, previa spalmatura di uno strato di resina epossidica.

Disarmo della struttura a stagionatura avvenuta e dopo l'intervento

SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE



sulla trave parete.

## 2. Trave parete tipo "Vierendel" (fig. 5)

Chiusura delle specchiature di estremità per aumentare la resistenza al taglio con cls di cemento reoplastico e sigillatura ai bordi della specchiatura con resina epossidica.

Malgrado l'intervento di chiusura della prima specchiatura fosse stato confortato da un esame al computer, al disarmo dell'elemento scatolare si sono presentate, sul secondo montante della trave parete, fessure ben visibili a 45°, che denunciavano un trasferimento dello sforzo di taglio dal primo montante a quello successivo.

E' evidente che fessure capillari non visibili ad occhio nudo preesistevano, ma l'aver irrigidito il primo tratto di trave e concentrato le deformazioni del successivo ha evidenziato il fenomeno.

Si è quindi resa necessaria la placcatura con lamiera metallica e resina epossidica del montante fessurato.

## 3. Intervento sulla copertura (Fig. 6)

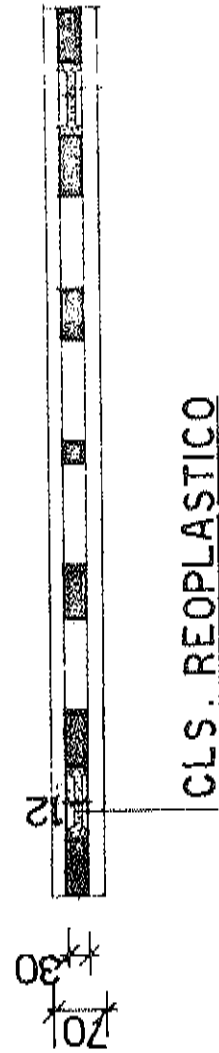
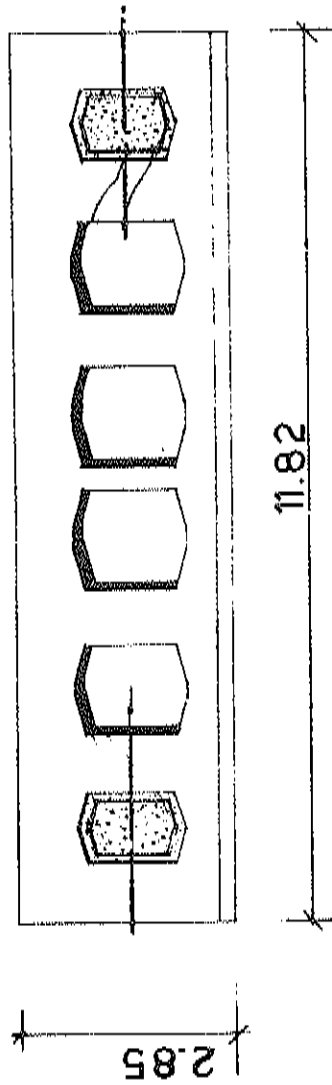
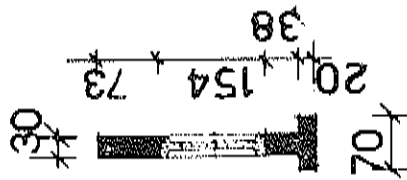
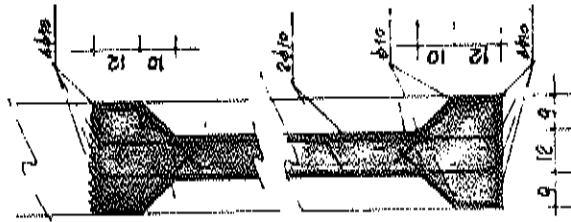
Alle travi di copertura della galleria tecnica (della sezione di 25/90 sulla luce di 18 metri) si è pensato di applicare la tecnica della "precompressione aggiunta" con due cavi da 12  $\phi$  6.

Per poter realizzare l'ancoraggio dei cavi di precompressione si sono create due "cuffie" di cls alle estremità delle travi stesse. Per realizzarle si è dovuto scoperchiare in prossimità delle testate la soletta posta tra una trave e l'altra.

Ad operazione effettuata ci si è accorti che le testate delle travi erano completamente lesionate con possibile pericolo di crollo.

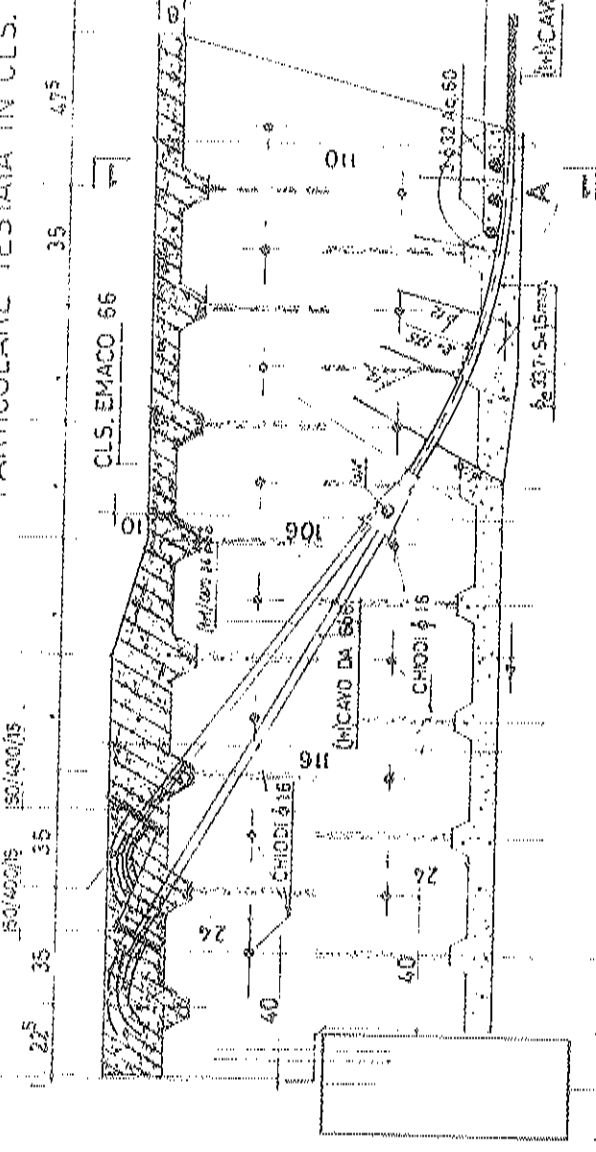
Le testate delle travi erano infilate in un perno costituito da un tondo di acciaio del  $\phi$  30 (forse per aumentare la stabilità al rovesciamento della trave stessa) e questo sistema costituisce sempre per le strutture precomprese un grave inconveniente perché crea un impedimento alle deformazioni differite. Se agli inevitabili errori di montaggio si aggiungono i fenomeni di ritiro, viscosi, variazioni termiche, ecc. il foro della trave molto facilmente può urtare contro un perno di acciaio con possibili gravi lesioni della testata della trave stessa.

Come sopra detto e come risulta dai disegni, per ancorare i cavi di precompressione si sono create alle testate delle travi delle "cuffie" di cls

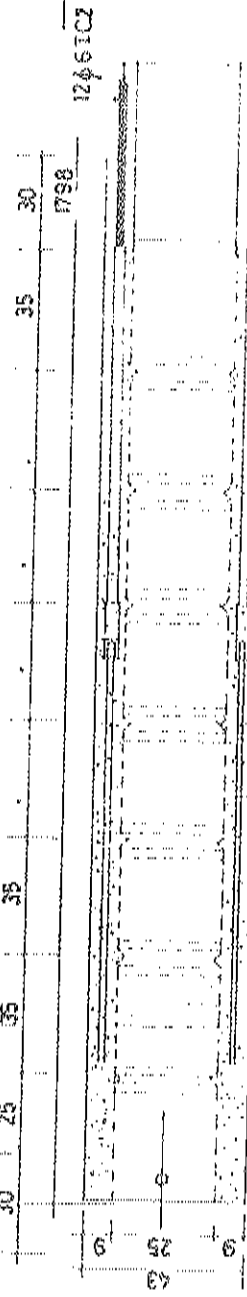
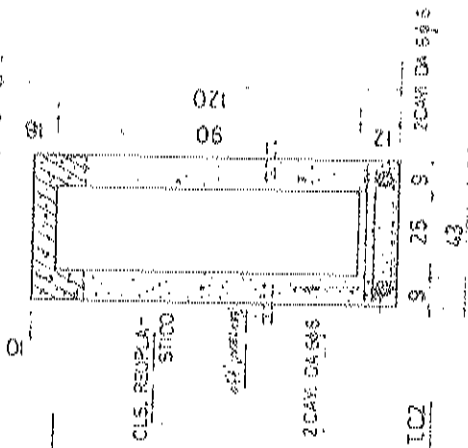




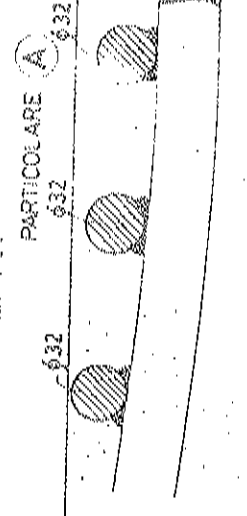
PARTICOLARE TESTATA IN CLS.



CLS. EMACO 66 SEZIONE 1-1



PIANTA VISTA DAL BASSO



6

rese più possibile solidali alle travi stesse mediante sbazzature, chiodature con tondi del  $\varnothing$  16 e l'impiego di n. 4 barre del  $\varnothing$  16 che fuoriuscivano a raggera da fori del diametro di 12 cm che preesistevano nella trave (forse lasciati per il passaggio di impianti).

La tensione tangenziale tra la cuffia e la trave risultava di circa 0,75 Kg/cmq, (senza tener conto delle sbazzature e chiodature) valore che lasciava perfettamente tranquilli.

L'operazione di rinforzo è stata limitata a tre travi di copertura.

Ad operazione di tesatura avvenuta con un sistema di coppie di travi a ] [ e tiranti si sono appesi alle travi i sottostanti elementi scatolari.

E' bene precisare che la funzione dei tiranti non è quella di sostenere integralmente il calpestio, ma di integrare la resistenza dello stesso per collaborare a sostenere i maggiori carichi degli impianti non previsti in progetto e per arrestare l'eventuale ulteriore cedimento delle strutture scatolari.

#### COPERTURA DELLO STABILIMENTO

Lo studio che si presenta non ha avuto ancora applicazione perchè per poter operare è necessario arrestare la produzione per reparti, cosa oggi impossibile.

E' stata creata una copertura metallica piana superiore, sono stati alleggeriti i carichi sugli elementi scatolari e l'intervento si renderà attivo solo se le deformazioni della copertura aumenteranno nel tempo.

L'intervento è semplice: si prevede di gettare una trave con sezione a "X" che abbraccia gli elementi scatolari e si inserisce tra due elementi.

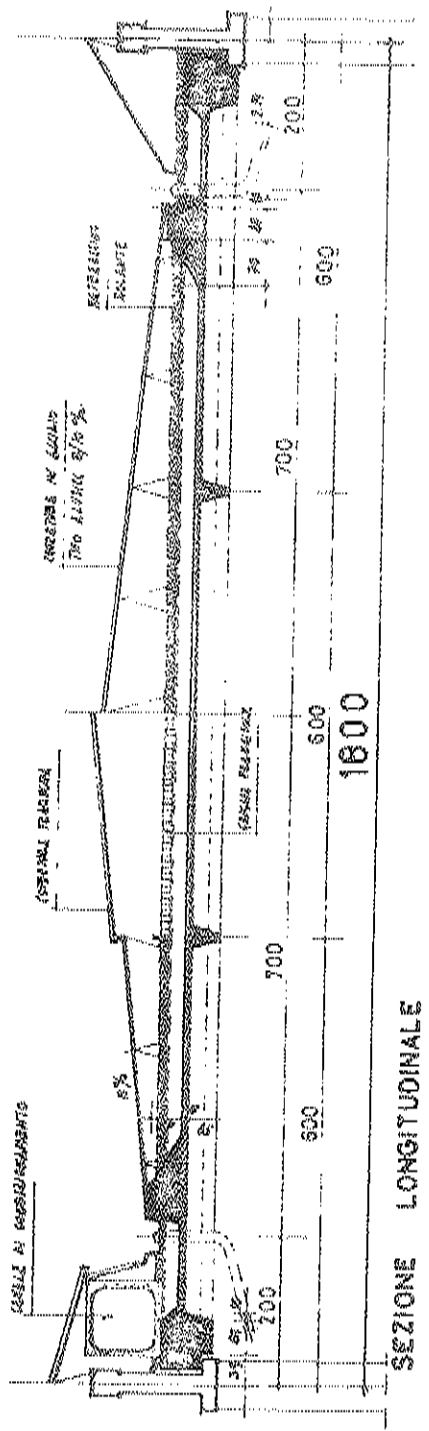
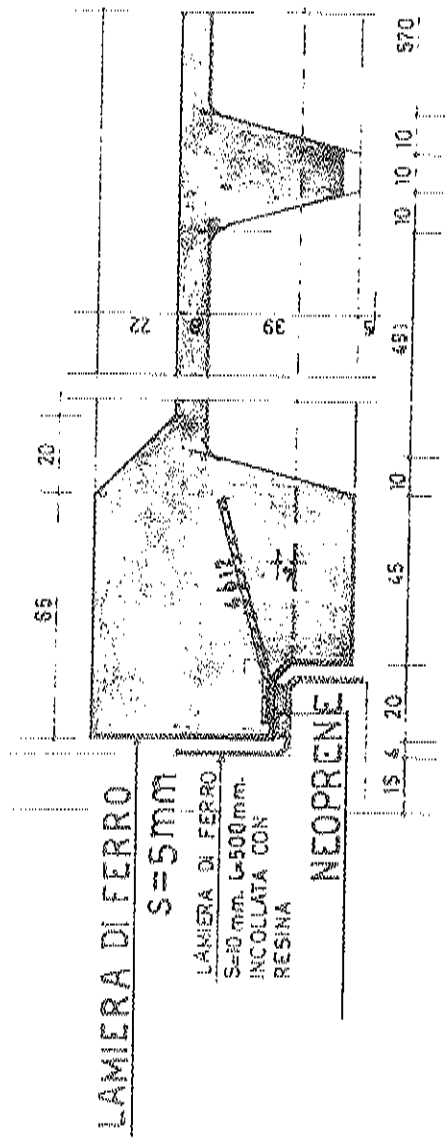
Queste nuove travi, della luce di 18,00 metri, sono in numero di due per campata e appoggeranno sulle ali delle travi esistenti (di 12,00 m) che già sostengono gli elementi scatolari.

Dopo il getto e regolare stagionatura avverrà la tesatura dei 4 cavi di precompressione da 18  $\varnothing$  6 (figg. 7,8,9 e 10).

#### INTERVENTO SU CAPITELLI E PIASTRI

Risulta a mio avviso abbastanza frequente constatare che molti capitelli di pilastri in c.a. che sopportano travi precomprese si fessurino malgrado

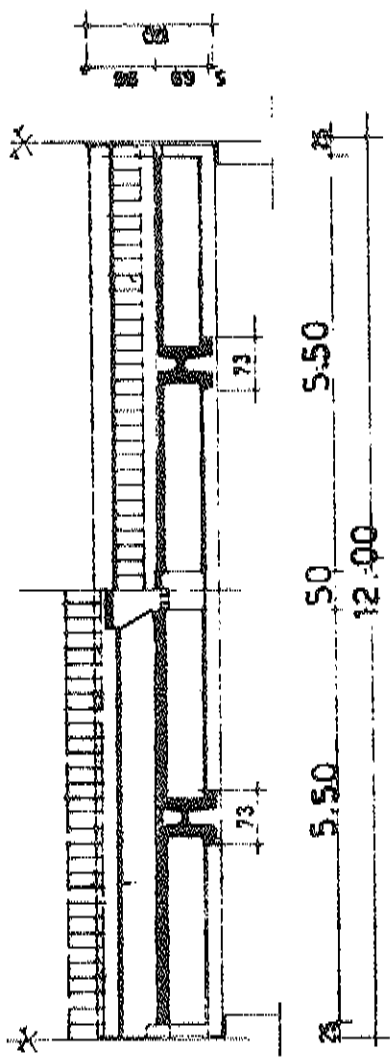
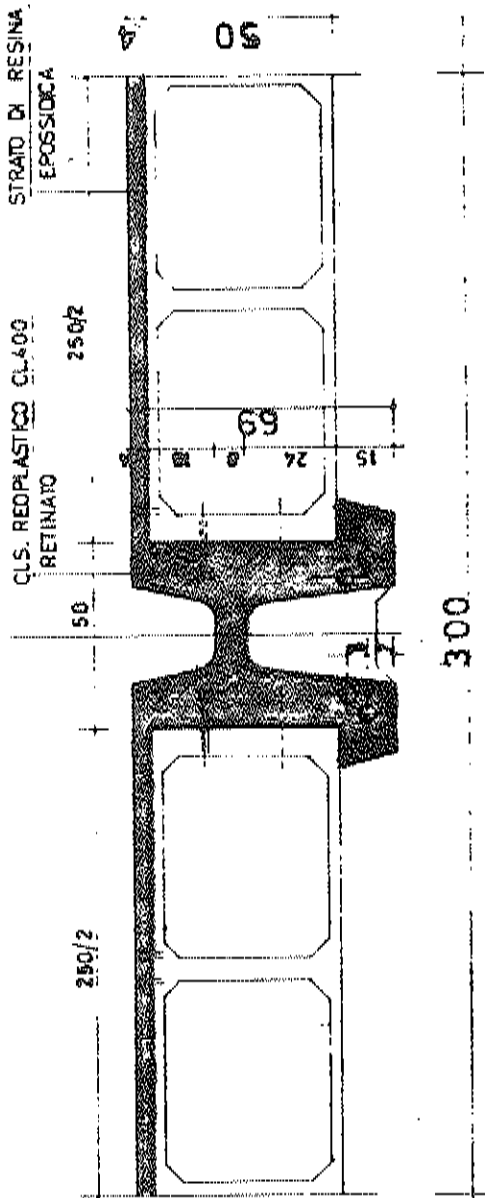
PARTICOLARE



SEZIONE LONGITUDINALE

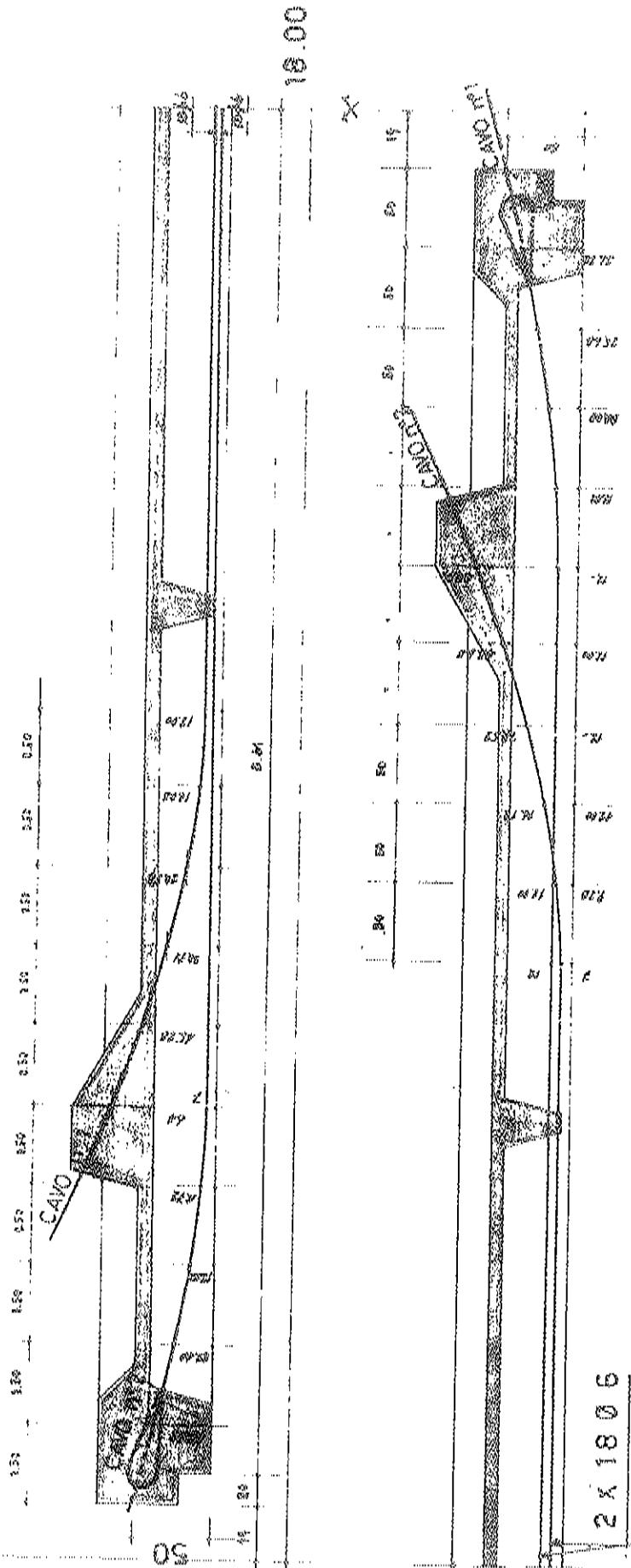


PARTICOLARE 1:10



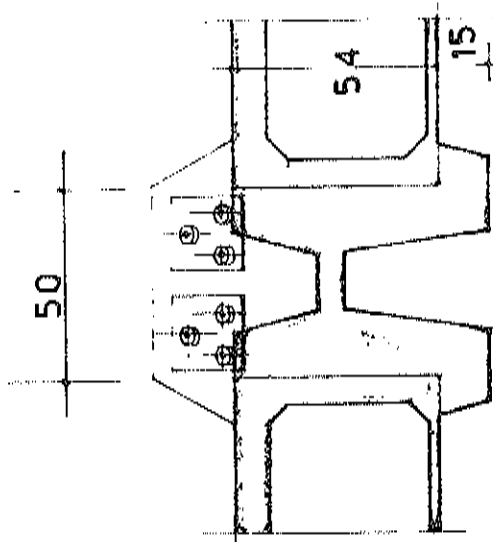
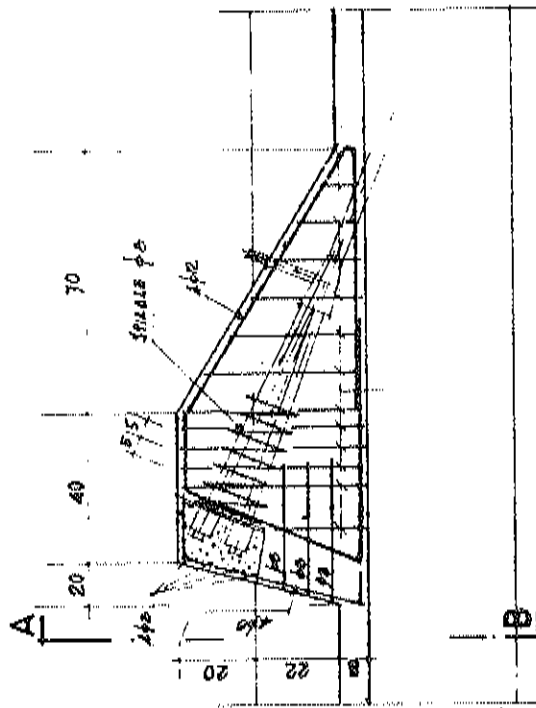
SEZIONE TRASVERSALE

DETTAGLIO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE (SISTEMA AEROSO FRE. C.A.P.)

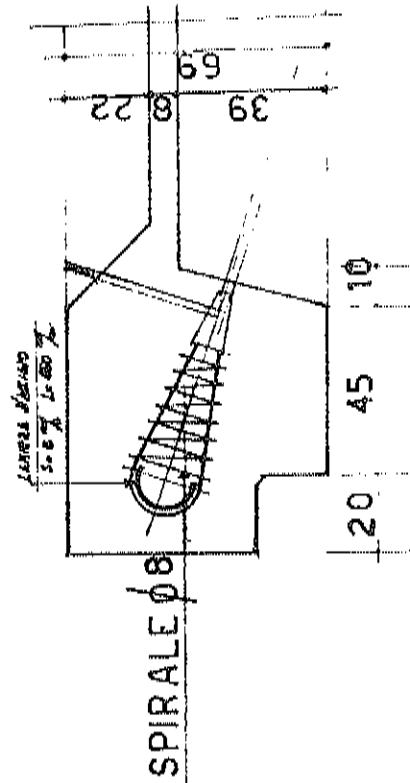


9

PARTECOLARI ANCORAGGI CAVI



SEZIONE A. B



che le travi stesse siano appoggiate ai pilastri tramite un cuscinetto in neoprene. La copertura spesso è completata da una caldana di cemento, non sempre tagliata in corrispondenza dei pilastri, ma, se tagliata, quasi sempre le due parti non sono sufficientemente distanziate.

Durante la stagione estiva, specialmente se all'interno dello stabilimento è attivo l'impianto di condizionamento e l'isolamento della copertura insufficiente, la trave tende ad aumentare la convessità verso l'alto perchè le fibre superiori si dilatano di più di quelle inferiori. Durante la notte con l'abbassamento della temperatura si dovrebbe ristabilire la normalità, ma i cavi di precompressione lo impediscono e la trave prosegue lentamente nella sua marcia fino a che, fessurati i capitelli, la trave trova libero sfogo.

Altra causa di questo fenomeno è da riscontrarsi nell'organizzazione della produzione.

Il ciclo di prefabbricazione si svolge nel giro di 24 ore, se si usa la stagionatura a vapore.

Le travi, appena sformate e rese libere dai cavi di precompressione, vengono caricate sui mezzi di trasporto e ancora calde, se il cantiere è vicino, poste in opera.

Se al fenomeno sopra descritto si aggiungono quelli noti di ritiro, fluage, ecc. si capisce facilmente come l'inconveniente possa verificarsi.

Sarebbe a mio avviso auspicabile che i pezzi stagionati a vapore restassero sul piazzale di prefabbricazione un tempo debito per favorire, anche se non esaurire, tutti i fenomeni relativi alla precompressione.

Il sottoscritto prescrive quasi sempre dai 30 ai 40 gg. di stagionatura prima di porre in opera i pezzi prefabbricati.

L'intervento per uno stabilimento nel quale si era verificato il sopra-descritto fenomeno è stato il seguente:

1. Sollevamento delle testate delle travi per dare libero sfogo alle deformazioni
2. Riordino delle lastre in neoprene e posa in opera di una sottostante piastra di ferro sulla testata del capitello.
3. Imbrigliatura del capitello stesso con tiranti di ferro.

TECNICHE DI SOLLEVAMENTO DELLE STRUTTURE  
E COMPENSAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONE

AGOSTINO MARIONI  
*A.L.G.A. S.p.A. - Milano*





## 1 - INTRODUZIONE

La necessità di sollevare un ponte od una struttura si manifesta sempre con maggiore frequenza col crescere del numero e dell'importanza delle opere esistenti.

I motivi per i quali può rendersi necessario il sollevamento di una struttura sono i seguenti:

1. Il più frequente è la manutenzione straordinaria, con particolare riferimento alla sostituzione totale o di parte degli apparecchi d'appoggio.
2. Spesso inoltre le strutture devono essere sollevate per subire modifiche o adeguamenti. Tipico esempio è l'adeguamento di strutture a carichi sismici non previsti in sede di progetto; ciò si verifica quando la zona in cui la struttura è situata viene riclassificata sismica o con grado di sismicità superiore in seguito ad eventi verificatisi dopo la costruzione dell'opera.
3. Infine il sollevamento può rendersi necessario per compensare cedimenti di fondazione.

Tale prassi, se prevista in sede di progettazione, può portare notevoli vantaggi quali ad esempio la costruzione di strutture iperstatiche anche in terreni cedevoli, minimizzando le sollecitazioni dovute a cedimenti differenziali.

La compensazione dei cedimenti di fondazione mediante il sollevamento della struttura è stata raramente impiegata in passato ma potrà divenire una prassi generalizzata ora che sono stati messi a punto procedimenti che ne consentono l'esecuzione con semplicità ed economia.

Il sollevamento di una struttura può essere effettuato con relativa semplicità se la struttura è stata progettata in funzione di tale operazione.

In particolare devono essere previsti:

- gli spazi idonei per il posizionamento di martinetti idraulici adeguati;
- un'opportuna configurazione ed armatura della struttura per resistere, con tassi di sollecitazione ammissibili, alle reazioni applicate in fase di sollevamento.

Molto opportunamente una circolare del Ministero dei Lavori Pubblici prescrive che siano rispettati tali criteri di progettazione.

Spesso le strutture realizzate in passato non sono state pensate in funzione di un possibile sollevamento (fig. 1). In tale caso esso diventa estremamente complesso e costoso: richiede uno studio dettagliato e spesso l'esecuzione di attrezzature particolari per rendere possibile l'operazione (fig. 2).

Nel seguito vengono illustrate le tecniche in uso per il sollevamento di strutture facendo riferimento:

- ai sistemi tradizionali che prevedono l'impiego di martinetti idraulici;
- all'impiego di apparecchi d'appoggio particolari che possano svolgere direttamente tale funzione.

## 2 - SOLLEVAMENTO MEDIANTE MARTINETTI IDRAULICI

I martinetti idraulici rappresentano il mezzo più semplice e razionale per applicare carichi di grande entità.

In generale si utilizzano più martinetti azionati simultaneamente da una centralina idraulica alla quale essi sono collegati in parallelo. La centralina può essere realizzata in modo di eguagliare le pressioni nei vari martinetti, oppure di eguagliare le portate, oppure infine può consentire una distribuzione di pressioni e portate differenti. Nei vari casi si ottengono determinati effetti sulla struttura da sollevare con particolari vantaggi e svantaggi.

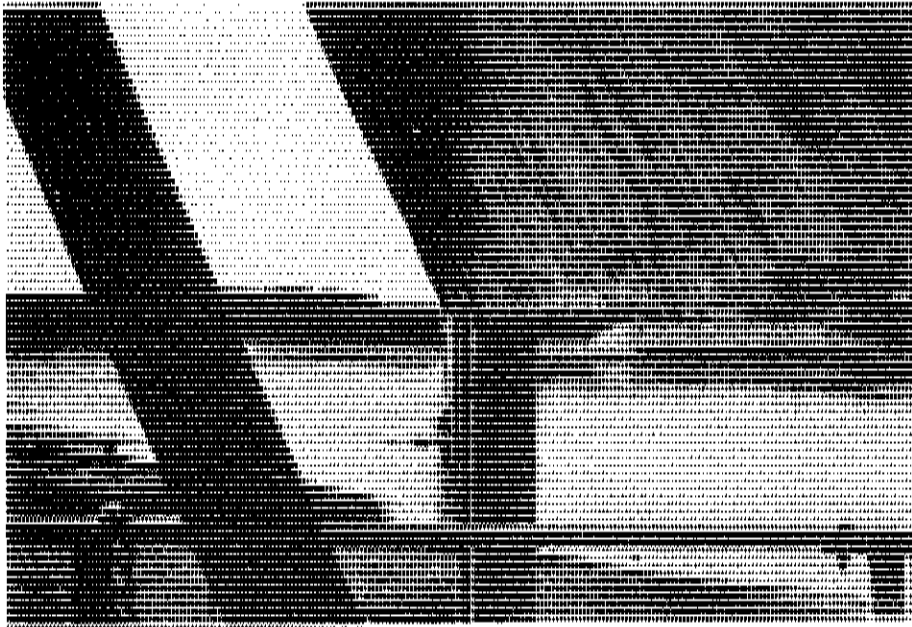


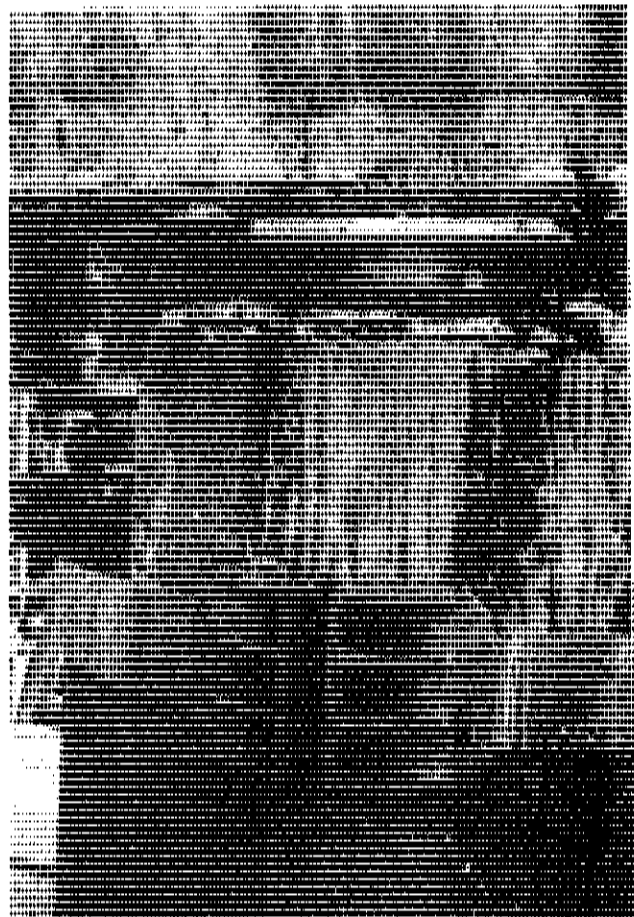
fig. 1

Spesso le strutture realizzate nel passato non sono state progettate in funzione del sollevamento.

Ecco un tipico esempio in cui fra la pila e la travata non esiste lo spazio per il posizionamento dei martinetti idraulici.

fig. 2

Per sollevare la travata rappresentata in fig. 1 si è dovuta disporre una cerchiatura in carpenteria metallica che fosse in grado di trasferire alla pila le reazioni dei martinetti.



## 2.1 Martinetti collegati a centralina isobarica.

In tal caso tutti i martinetti collegati alla centralina sono interessati dalla stessa pressione e pertanto danno tutti la stessa reazione, indipendentemente dall'entità del sollevamento.

Occorre subito notare che con tale disposizione, se la risultante dei carichi applicati alla struttura non coincide con il baricentro dei martinetti, la struttura non può sollevarsi uniformemente. Essa tende a ruotare se la rotazione è consentita dal tipo di vincolo oppure dal suo grado di deformabilità. (fig. 3)

Per ovviare a tale inconveniente è sufficiente suddividere i martinetti in tanti gruppi quante sono le possibilità di rotazione della struttura e collegare ciascun gruppo ad una pompa indipendente.

Differenziando opportunamente le pressioni nelle varie pompe si può ottenere che la struttura si sollevi uniformemente.

Tale concetto può essere meglio compreso attraverso alcuni esempi.

- 1) Nel caso di un impalcato resistente a torsione è sufficiente collegare i martinetti ad una sola pompa. Il piccolo momento torcente che sicuramente sorgerà per il fatto che la risultante dei carichi non coincide con la risultante delle forze applicate dai martinetti potrà essere assorbito dalla struttura con lievi deformazioni e sollecitazioni. (fig. 4)
- 2) Nel caso di una struttura a travi, con resistenza torsionale trascurabile, occorrerà suddividere i martinetti in due gruppi con pompe indipendenti. Azionando simultaneamente le due pompe la pressione nei due gruppi di martinetti si stabilizzerà automaticamente in modo da equilibrare la risultante dei carichi applicati. (fig. 5). L'inclinazione trasversale dell'impalcato potrà essere controllata attraverso la regolazione del flusso di olio inviato ai martinetti delle due pompe.

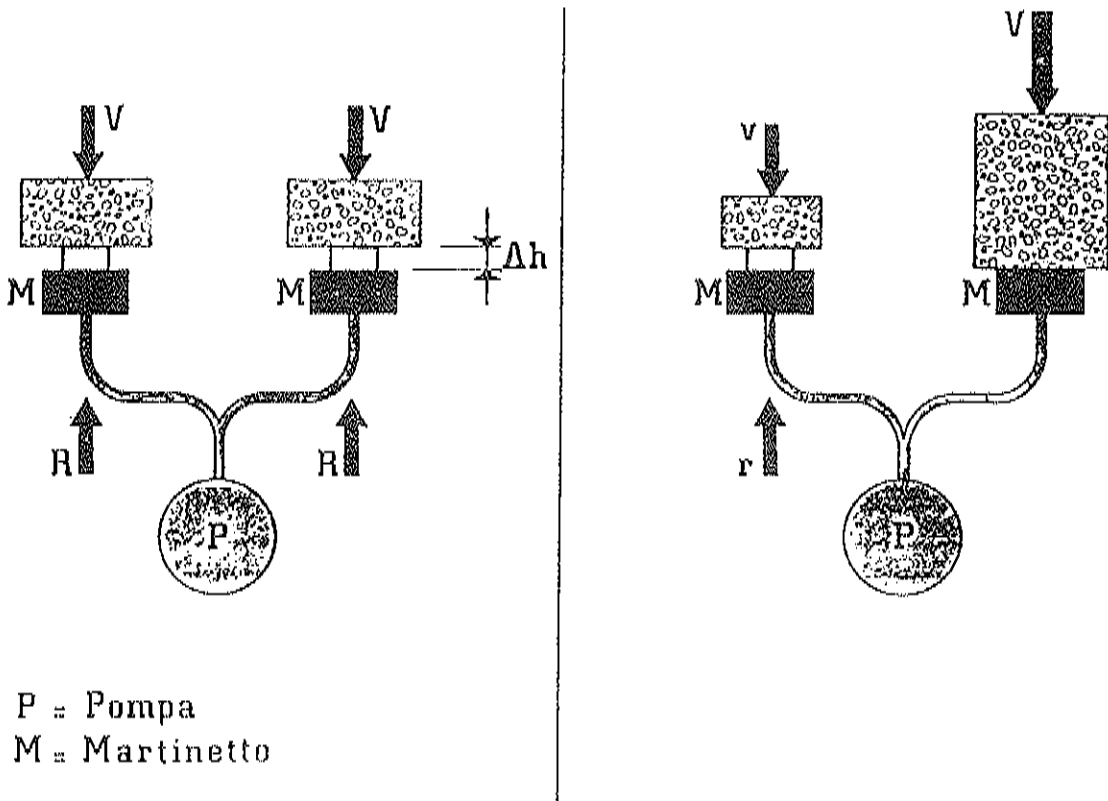


fig. 3

Sollevamento di carichi mediante martinetti operanti alla medesima pressione.

Se il baricentro dei martinetti non coincide con il baricentro dei carichi essi si solleveranno in maniera disuniforme.

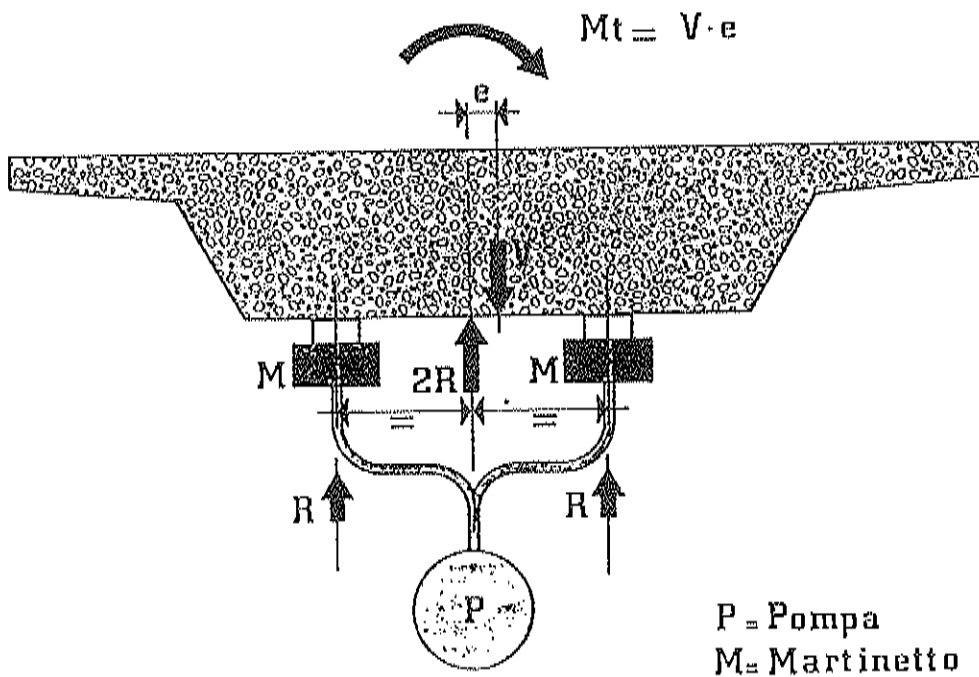


fig. 4

Sollevamento di un impalcato resistente a torsione mediante una coppia di martinetti operanti alla medesima pressione.

3) Nel caso di una struttura con possibilità di inclinazione attorno a due assi orizzontali, analogamente a quanto fatto per il caso precedente, si dovranno suddividere i martinetti in tre gruppi con pompe indipendenti azionate simultaneamente.

I pregi di tale procedimento sono essenzialmente i seguenti:

- la grande semplicità
- la possibilità di conoscere esattamente (a meno delle lievi incertezze sulla distribuzione dei pesi propri) l'andamento delle sollecitazioni nella struttura. Essendo infatti note tutte le forze - cioè pesi propri e reazioni dei martinetti ad essa applicate - la struttura è staticamente determinata e può essere analizzata con estrema semplicità.
- la sicurezza. Infatti nel caso non molto improbabile di cedimento di un martinetto del sistema durante la fase di sollevamento, la pressione si annulla in tutti i martinetti e la struttura può abbassarsi sui sostegni provvisori o definitivi senza subire sollecitazioni anomale.

## 2.2 Martinetti collegati a centralina isovolumetrica

Secondo tale sistema i martinetti sono collegati in parallelo ad una centralina che garantisce un flusso d'olio uguale per ciascuno di essi. In tal modo il sollevamento della struttura nei vari punti in cui agiscono i martinetti risulta costante (fig. 6).

Tale metodo è particolarmente indicato quando la distribuzione dei carichi nella struttura da sollevare è disuniforme. In tale caso le pressioni nei vari martinetti si adeguano automaticamente alla distribuzione di carichi esistenti garantendo al tempo stesso l'uniformità del sollevamento.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni in fase di sollevamento la struttura è iperstatica su più appoggi.

$$\sum_{i=1}^6 V_i = 2R_1 + 3R_2$$

$$\sum_{i=1}^6 V_i X_i = 2R_1 X_1 + 3R_2 X_2$$

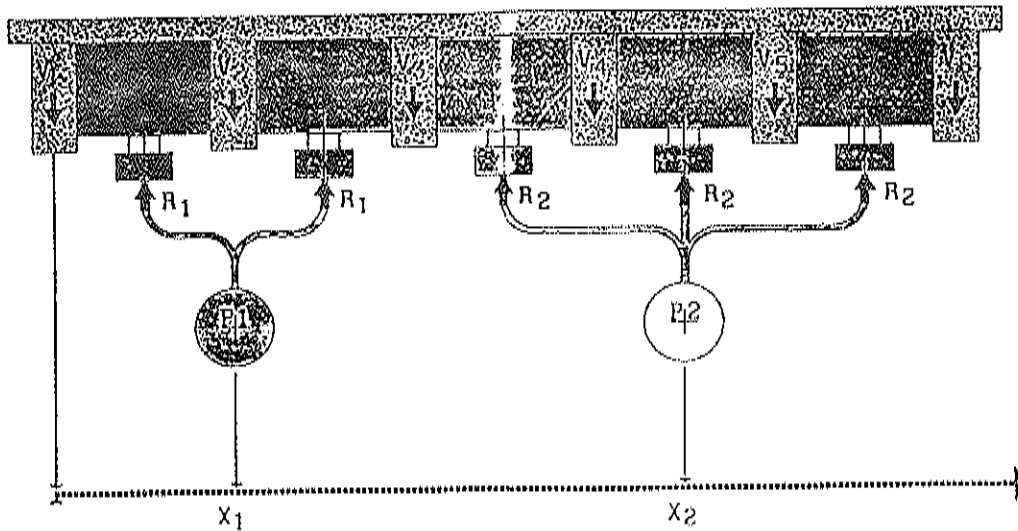
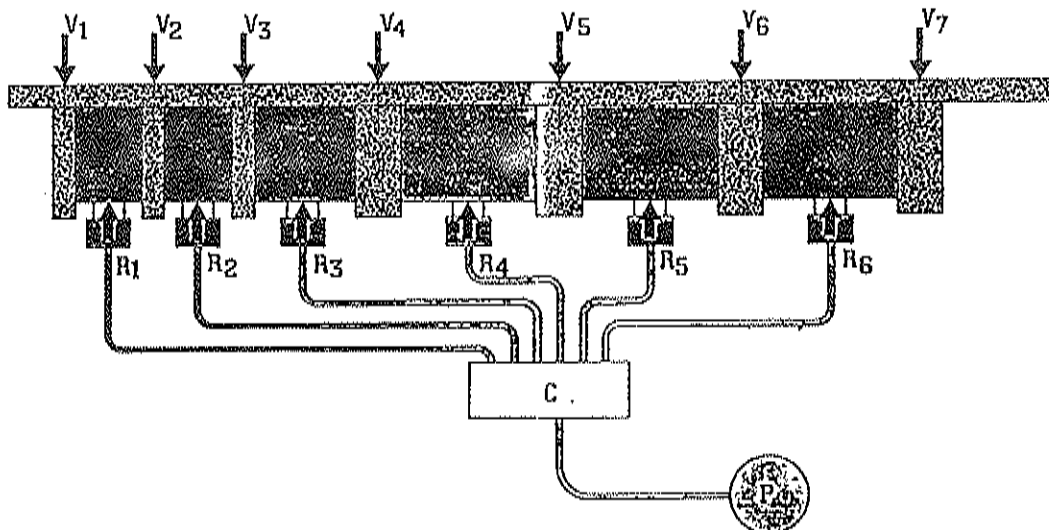


fig. 5  
Sollevamento di un impalcato a travi mediante due sistemi di martinetti collegati a pompe indipendenti.



C = Centralina  
P = Pompa

fig. 6  
Sollevamento di un impalcato a travi mediante un sistema di martinetti collegati ad una centralina isovolumetrica.



Per una corretta determinazione delle sollecitazioni occorre tenere conto degli eventuali cedimenti differenziali in corrispondenza dei martinetti. Tali cedimenti, dovuti ad esempio ad assestamenti locali della struttura o del materiale di spessoramento interposto fra di essa e i martinetti, non sempre sono di facile determinazione ma la loro presa in conto può essere determinante per la valutazione delle sollecitazioni.

In molti casi infatti i cedimenti differenziali sopportabili dalla struttura nella zona in cui si applicano i martinetti sono inferiori ad 1 mm.

### 2.3 Martinetti con centralina a uscite regolabili

Tale metodo è stato messo a punto per effettuare il sollevamento di alcuni ponti dell'Autostada del Sole, in quanto nessuno dei due precedentemente descritti offriva sufficienti garanzie di stabilità delle strutture durante la fase di sollevamento.

I ponti in oggetto (il ponte sul Rodano (fig.7) e quello sul Rio Sa-moggia nei pressi di Modena) erano del tipo a travi prefabbricate ed i loro traversi di testata presentavano alcune sezioni particolarmente deboli, non in grado di resistere a sollecitazioni di qualche entità. I ponti infatti erano stati soggetti ad allargamenti mediante l'aggiunta di travi prefabbricate ma mancava un collegamento adeguato delle armature nei traversi fra la parte vecchia e quelle aggiunte.

Pertanto risultava di fondamentale importanza la possibilità di poter controllare, in fase di sollevamento, la deformazione dell'impalcato e quella di intervenire sui singoli martinetti idraulici per correggere eventuali situazioni anomale.

L'attrezzatura di sollevamento messa a punto per soddisfare a tali requisiti si compone essenzialmente delle seguenti parti (fig. 8):

1) - Un sistema di rilevamento delle deformazioni.

Esso è costituito da una serie di trasduttori induttivi che rilevano lo spostamento della struttura, nel punto in cui sono applicati, con una sensibilità di 1 micron e generano un segnale elettrico che può essere interpretato ed eventualmente elaborato dall'apposita unità di lettura ed elaborazione (fig. 9).

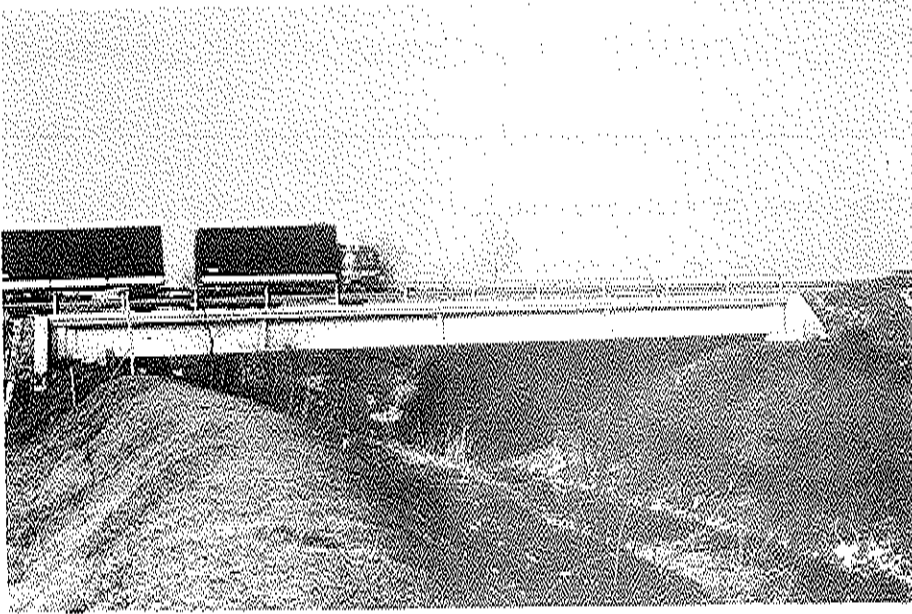
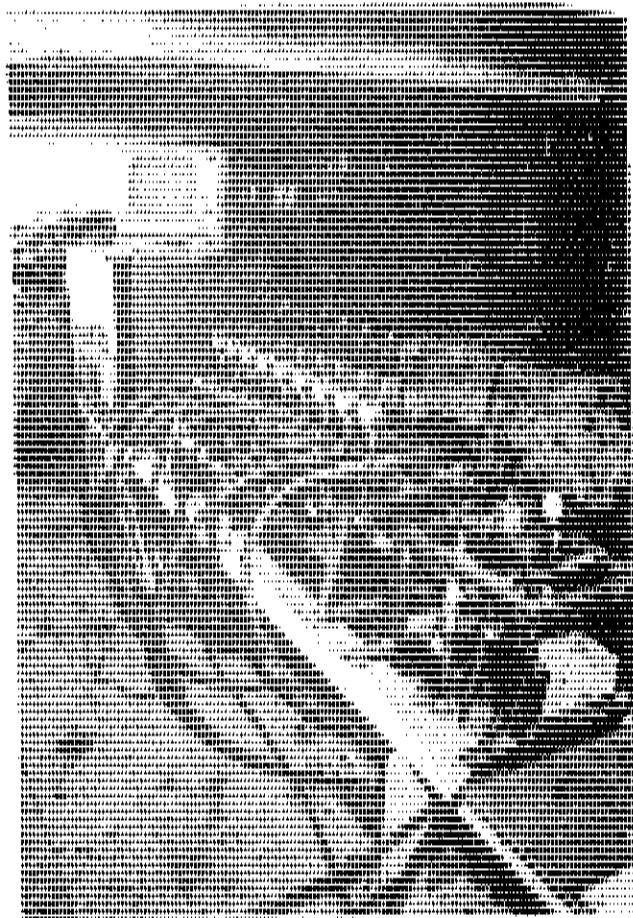


fig. 7  
Il ponte sul Rodano dell'Autostrada del Sole in fase di sollevamento in presenza di traffico.

fig. 8  
Il sistema di sollevamento, comprendente la centralina idraulica ad uscite indipendenti ed il sistema di rilevamento e controllo gestito da elaboratore elettronico.



2) - Unità di lettura ed elaborazione.

Essa è costituita da un vero e proprio elaboratore elettronico. Ad esso fanno capo tutti i trasduttori induttivi. I segnali elettrici da essi generati vengono tradotti in forma numerica e possono essere rappresentati in forma digitale su video.

La semplice visualizzazione dei valori di sollevamento non consente però di controllare con immediatezza l'andamento delle sollecitazioni nella struttura, data la grande massa di valori numerici, continuamente variabili nel tempo, che vengono evidenziati.

L'elaboratore pertanto è stato programmato per rappresentare in forma analogica la deformata della struttura, depurata dagli spostamenti rigidi (sollevamento medio ed angolo di rotazione) che vengono evidenziati a parte in forma digitale (fig. 10).

L'elaboratore genera un segnale d'allarme quando le deformazioni superano certi valori prefissati. L'elaboratore può essere direttamente collegato alla centralina idraulica per correggere automaticamente nei martinetti le pressioni ritenute anomale.

Nel sollevamento dei ponti citati si è preferito però manovrare manualmente la centralina oleodinamica in funzione delle indicazioni dell'elaboratore.

3) - La centralina oleodinamica.

Si tratta di una centralina dotata di 18 uscite indipendenti (fig. 11). A ciascuna uscita può essere collegato un martinetto o gruppo di martinetti destinati a lavorare alla medesima pressione. Ciascuna uscita è dotata di un regolatore di portata compensato mediante il quale è possibile variare il flusso di olio inviato al corrispondente martinetto in base alle indicazioni fornite dall'elaboratore.

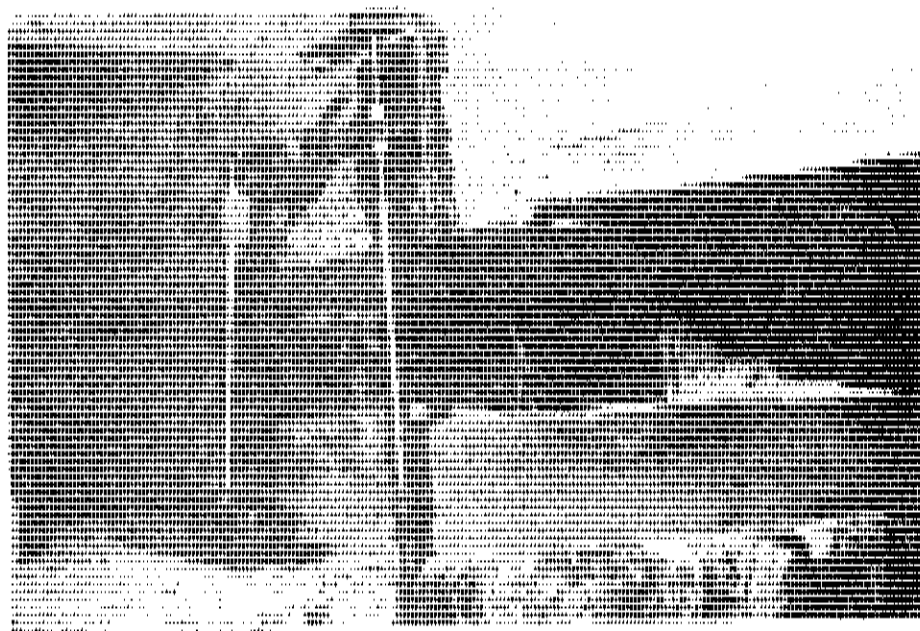


fig. 9  
Dettaglio dei trasduttori induttivi di spostamento.

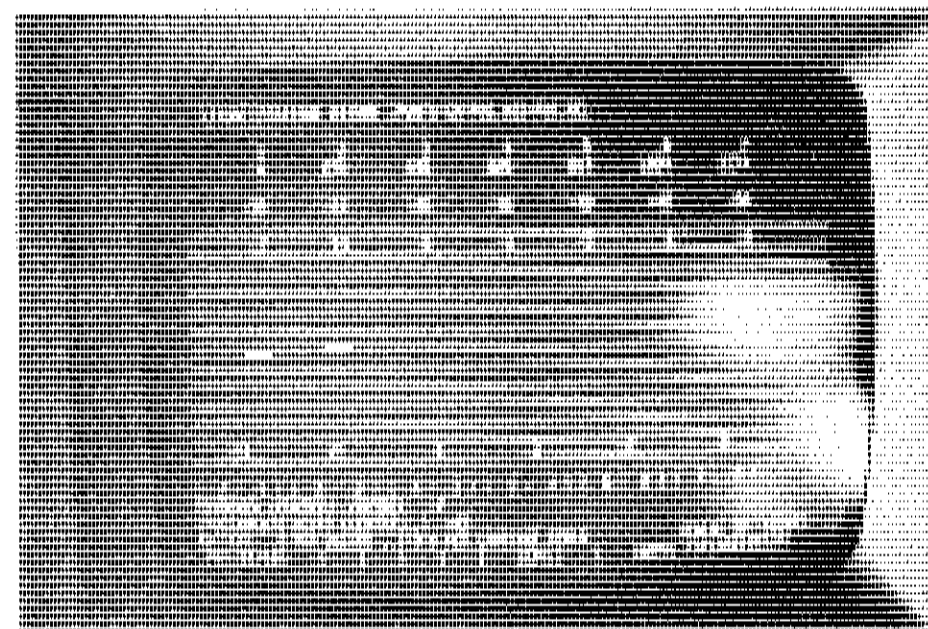


fig. 10  
L'elaboratore visualizza in forma analogica gli spostamenti della struttura depurati dai movimenti rigidi.

Caratteristiche peculiari dei regolatori di portata sono:

- la perfetta reversibilità in modo da garantire gli stessi valori di flusso del liquido oleodinamico sia in fase di sollevamento che di calaggio;
- nel caso di incremento della reazione per effetto dei carichi accidentali essi non permettono il riflusso dell'olio. In tal modo sono limitate al massimo le sollecitazioni aggiuntive sulla struttura prodotte dai carichi accidentali.

Il sollevamento del ponte sul Rodano pertanto ha potuto essere effettuato senza alcuna limitazione al traffico.

#### 4) - I martinetti idraulici.

Non presentano particolari caratteristiche salvo le dimensioni particolarmente ridotte e la possibilità di consentire alla struttura le piccole rotazioni in fase di sollevamento (fig. 12).

### 3 - L'IMPIEGO DI APPOGGI INIETTABILI PER IL SOLLEVAMENTO DELLE STRUTTURE

In presenza di reazioni d'appoggio molto elevate, dell'ordine di migliaia di tonnellate, quali si possono incontrare nei ponti di grandi luci, le difficoltà aumentano. Aumentano infatti le dimensioni o il numero dei martinetti idraulici da impiegare e spesso lo spazio disponibile non è sufficiente. Ovvero la presa in conto di tale spazio in sede di progettazione costituisce un vincolo indesiderabile.

Inoltre, nei ponti continui o con luci rilevanti, non si può prescindere dai piccoli spostamenti di natura termica o dalle rotazioni che la travata deve essere libera di compiere anche in fase di sollevamento. L'impiego di martinetti normali deve quindi prevedere l'interposizione fra di essi e la struttura di veri e propri apparecchi d'appoggio che consentano i movimenti relativi previsti. Poichè gli appoggi a disco elastomerico confinato sono nella loro concezione simili ad una pressa idraulica è stato facile pensare di utilizzare gli stessi, opportunamente attrezzati, per il sollevamento.

Si conseguono così numerosi vantaggi:

- non è più necessario prevedere uno spazio per la disposizione dei martinetti idraulici;
- le possibilità di movimento della struttura in fase di sollevamento sono garantite;
- l'operazione di sollevamento viene eseguita con grande semplicità ed economia.

L'economia di esecuzione del sollevamento compensa largamente il maggior onere iniziale per gli appoggi appositamente attrezzati;

- le reazioni d'appoggio possono essere esattamente controllate ed eventualmente ritirate in base ad esigenze di progetto;
- la compensazione dei cedimenti di fondazione può essere effettuata in maniera continua e non in modo discreto come avviene interponendo delle piastre di spessoramento fra l'appoggio e la struttura. Ciò consente una presa in conto di cedimenti differenziali ridotti in fase di progettazione e porta di conseguenza una notevole economia nella realizzazione di strutture iperstatiche.

### 3.1 Iniezione irreversibile degli appoggi

Il metodo più semplice per utilizzare un appoggio a disco elastomerico per sollevare una struttura è quello di iniettare un liquido fra il basamento ed il disco elastomerico. Il liquido per effetto dell'elevata pressione esistente all'interno del basamento, si ripartisce uniformemente formando uno strato di spessore pressochè costante (fig. 13).

Generalmente si impiega per l'iniezione una gomma liquida vulcanizzabile a freddo. In tal modo, dopo il completamento della reazione chimica, si viene a formare un secondo disco elastomerico al disotto del primo. L'operazione può essere ripetuta nel tempo se i cedimenti devono essere compensati in più fasi.

fig. 11  
Dettaglio della  
centralina idrau-  
lica a uscite di  
pressione regola-  
bili.

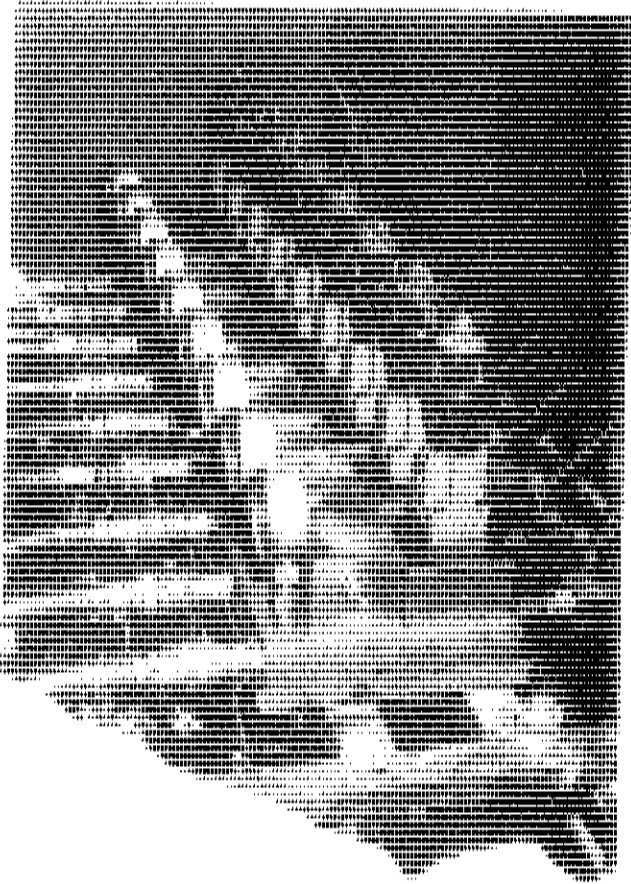


fig. 12 Particolare dei martinetti idraulici.

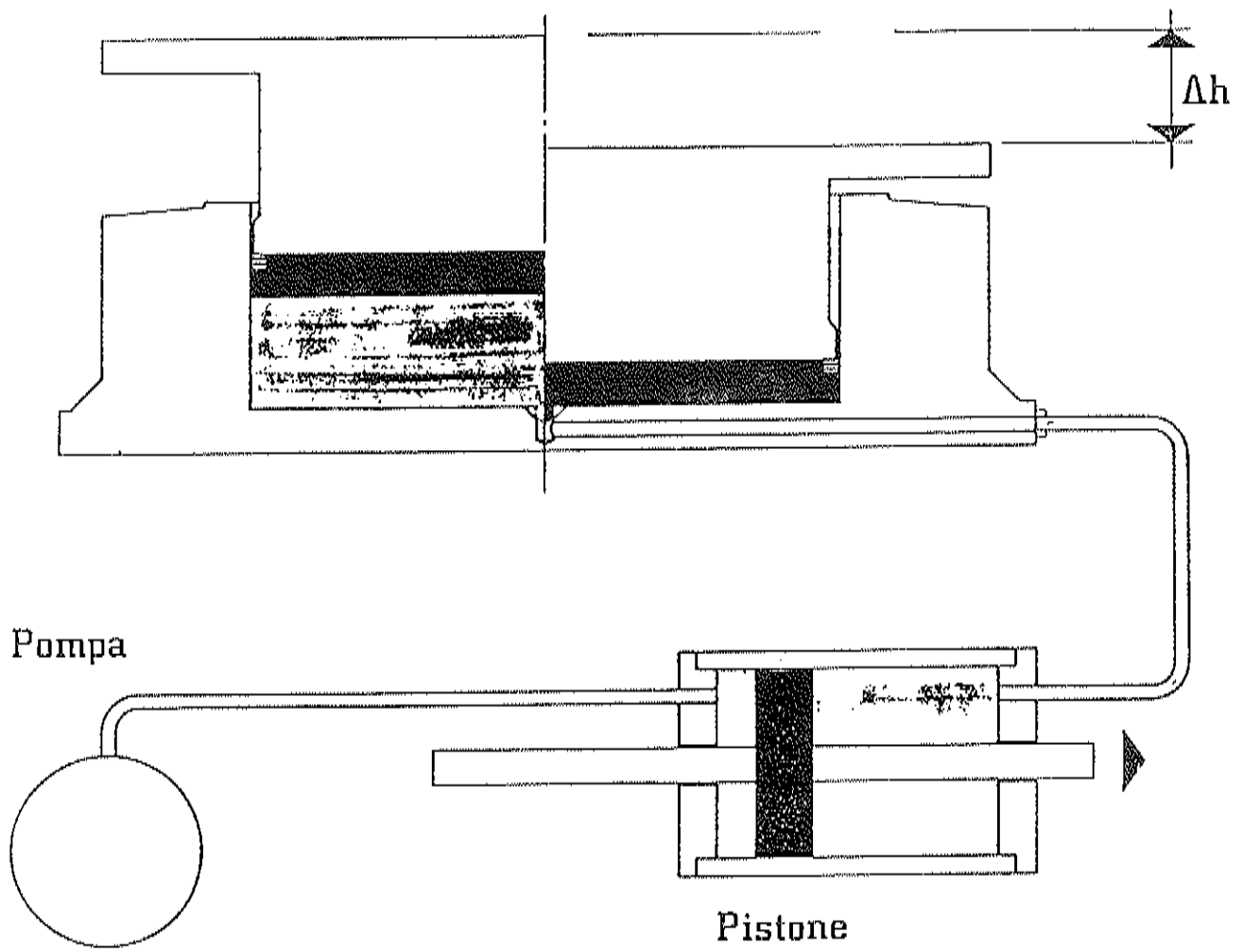


fig. 13  
Schema di appoggio a disco elastomerico iniettabile.



Ovviamente l'entità massima del sollevamento, che determina la configurazione iniziale dell'appoggio ed in particolare il franco fra il basamento ed il coperchio, dev'essere prefissata.

Anche il numero massimo delle fasi di sollevamento, che determina il numero di tubi d'iniezione utilizzabili una sola volta, dev'essere predeterminato.

Tale sistema di compensazione dei cedimenti è stato impiegato per svariate strutture fra le quali citiamo le più significative:

- Il ponte Ganterbrücke sulla Strada Nazionale N. 9 del Sempione in Svizzera.

Il ponte ha una lunghezza complessiva di 678 metri e presenta 10 luci delle quali la massima misura 174 metri di lunghezza (fig. 14).

Il terreno di fondazione è costituito prevalentemente da ardesia per la quale si potevano prevedere delle deformazioni di tipo viscoso che avrebbero potuto provocare dei cedimenti differenziali.

Per ridurre gli effetti di tali cedimenti differenziali sulla struttura iperstatica sono stati disposti alla base di alcune pile degli appoggi a disco elastomerico iniettabili.

Notevole è la portata massima di tali appoggi, pari a 102.000 KN (fig. 15). L'entità massima del sollevamento previsto per gli appoggi era di 10 mm. Le fasi di iniezione sono rappresentate nelle figure 16 e 17.

- Il ponte sull'Adda della Strada Statale 415 "Paullese" a Bisnate. Tale ponte è attualmente in costruzione. Si tratta di una travata continua avente luci 48.50 + 93 + 48.50 metri (fig. 18).

Il terreno di fondazione è di tipo alluvionale. Poiché si prevedono cedimenti di fondazione fino a 10 cm, sono stati predisposti degli appoggi iniettabili.

Gli appoggi sono del tipo a disco elastomerico ed hanno portate di 13500 KN per le pile e 3500 KN per le spalle.

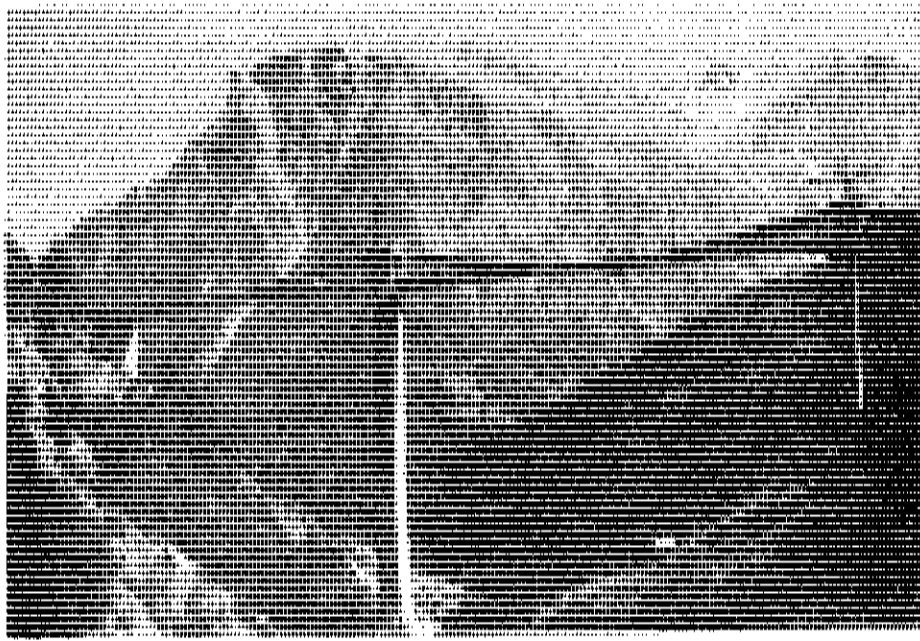


fig. 14  
Il ponte "Ganterbrücke" sulla strada del Sempione in Svizzera,  
nel quale sono stati compensati i cedimenti di fondazione previsti in  
fase di progetto mediante iniezione degli appoggi.

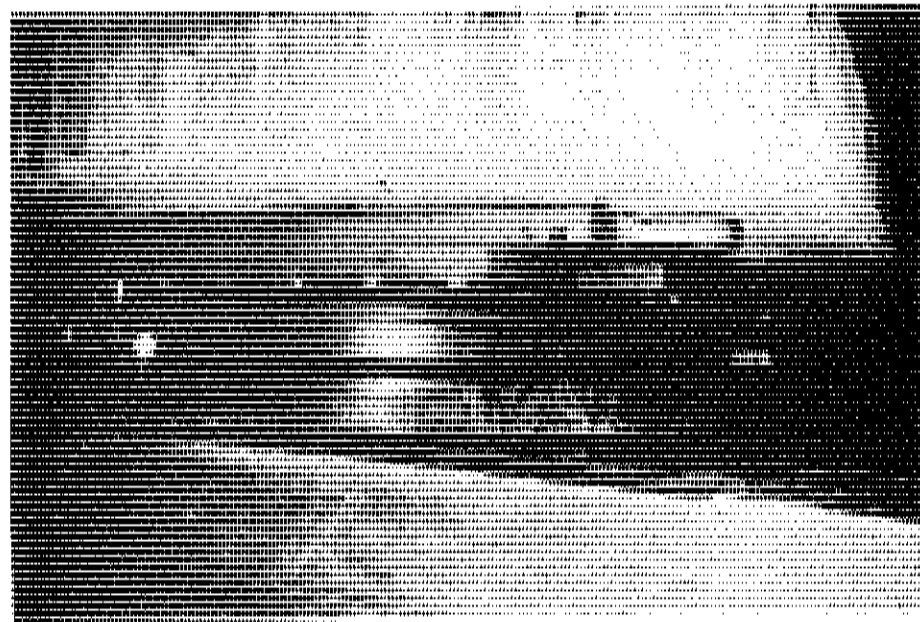


fig.15  
Particolare di un appoggio iniettabile del ponte "Ganterbrücke"

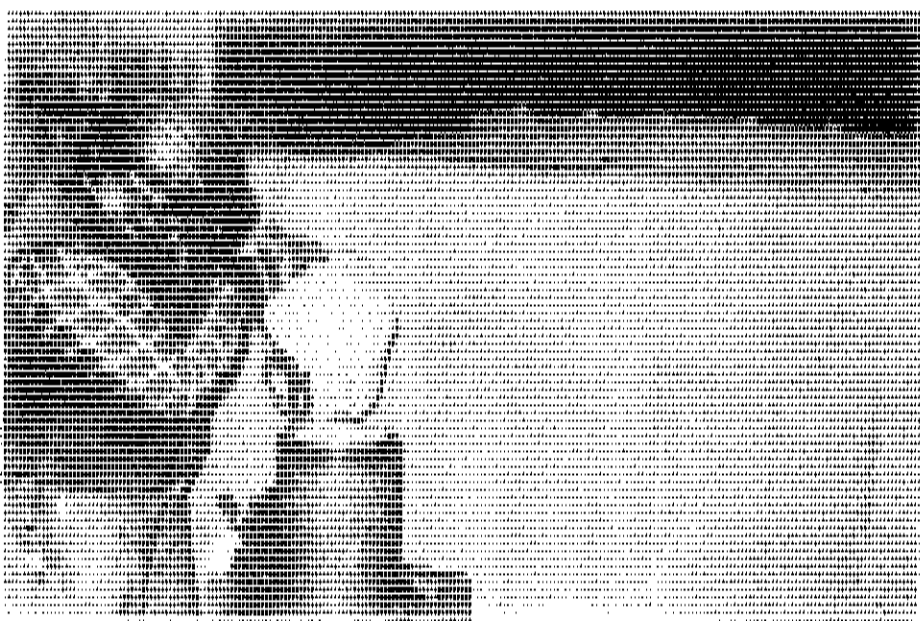


fig. 16  
Fasi di iniezione di un appoggio del ponte "Ganterbrücke" (inserimento della gomma vulcanizzabile a freddo nella pompa)

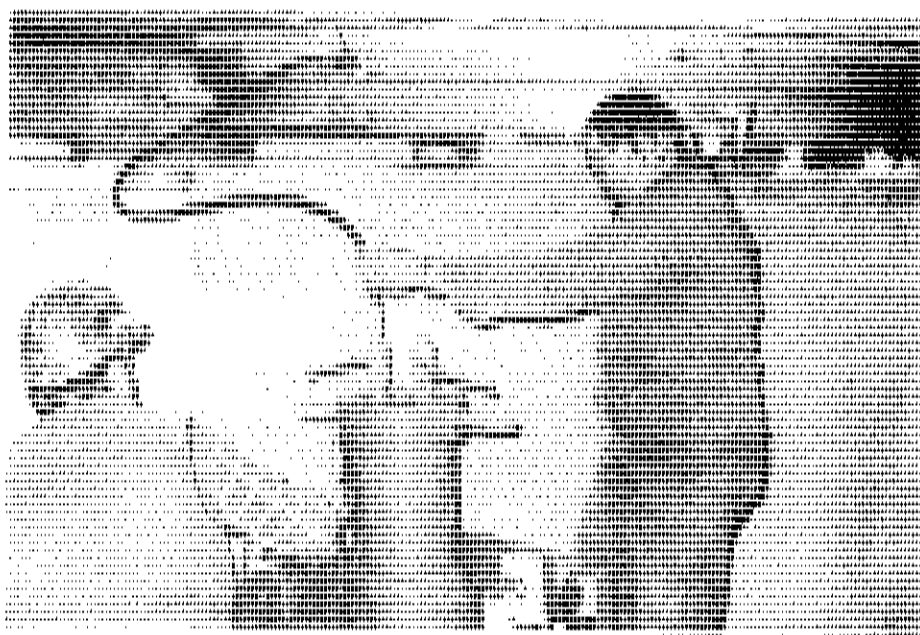


fig. 17  
Fasi di iniezione di un appoggio del ponte "Ganterbrücke" (iniezione).

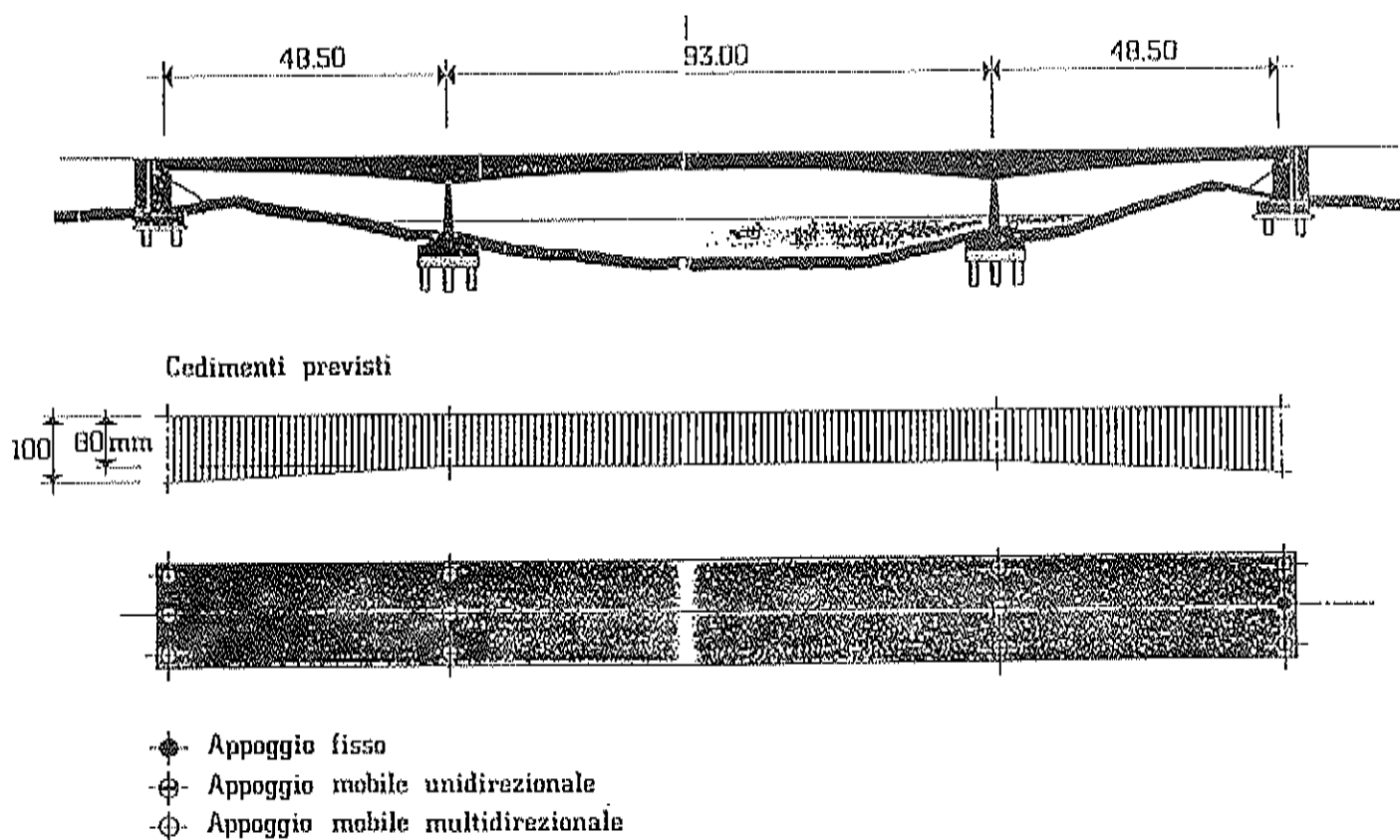


fig. 18

Schema statico del ponte sull'Adda a Spino d'Adda per il quale è prevista la compensazione dei cedimenti di fondazione mediante iniezione degli appoggi a disco elastomerico.

Caratteristica notevole degli appoggi è l'entità del sollevamento che essi consentono, pari a 8 cm per quelli sulle pile ed a ben 10 cm per quelli sulle spalle (fig. 19).

È interessante confrontare tale progetto con uno analogo realizzato più di 10 anni fa: si tratta del Ponte sul Toce a Gravelona per la strada statale del Lago Maggiore (fig. 20).

Anche per tale struttura - continua con luci 55+120+55 metri - era stata prevista in sede di progetto la compensazione dei cedimenti di fondazione.

Non disponendo della tecnica degli appoggi iniettabili si è previsto di sollevare il ponte con martinetti idraulici e di compensare i cedimenti differenziali con piastre metalliche di spessoramento interposte fra il ponte e la struttura. Per limitare la reazione in fase di sollevamento del ponte l'operazione è stata prevista solo sulle spalle.

Fra gli appoggi delle spalle e l'impalcato furono interposte, all'atto della costruzione, delle piastre d'acciaio per uno spessore di 14 cm. L'aggiunta o la rimozione di piastre di spessoramento avrebbe consentito la correzione di cedimenti differenziali nei due versi.

In pratica fu necessario rimuovere spessori su entrambe le spalle per compensare il maggior cedimento verificatosi in corrispondenza delle pile centrali (fig. 21 - 22).

### 3.2 Appoggi iniettabili in maniera reversibile

La tenuta idraulica fra il basamento ed il coperchio degli appoggi a disco elastomerico, anche con l'impiego di guarnizioni particolari, non è sufficiente per impedire la fuoriuscita di un liquido relativamente poco viscoso.

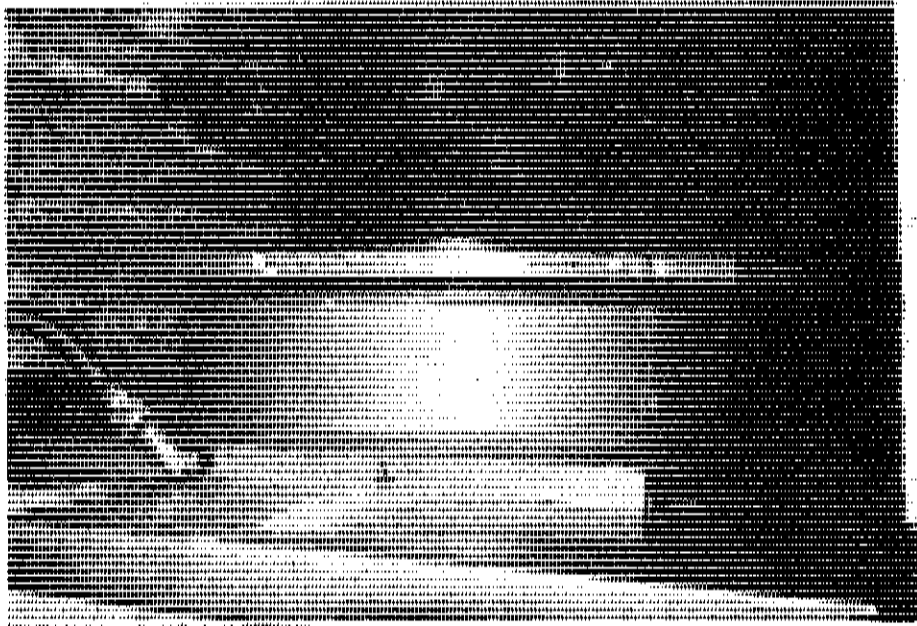


fig. 19

Prove di iniezione degli appoggi iniettabili per il ponte sull'Adda a Spino d'Adda eseguite sotto pressa.

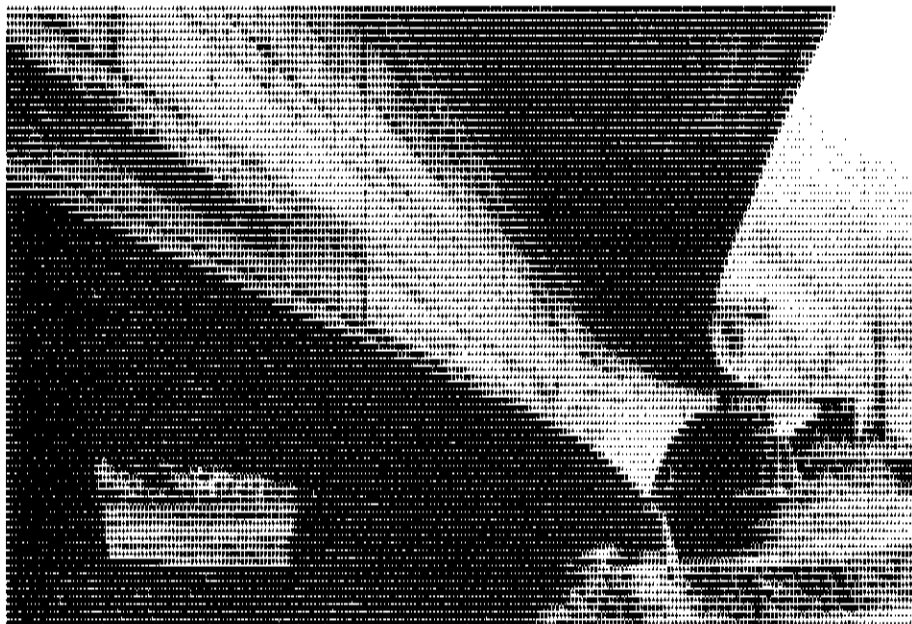


fig. 20

Esempio di struttura per la quale è stata eseguita la compensazione dei cedimenti di fondazione mediante metodi tradizionali: Il ponte sul Tocco a Gravellona Tocco.

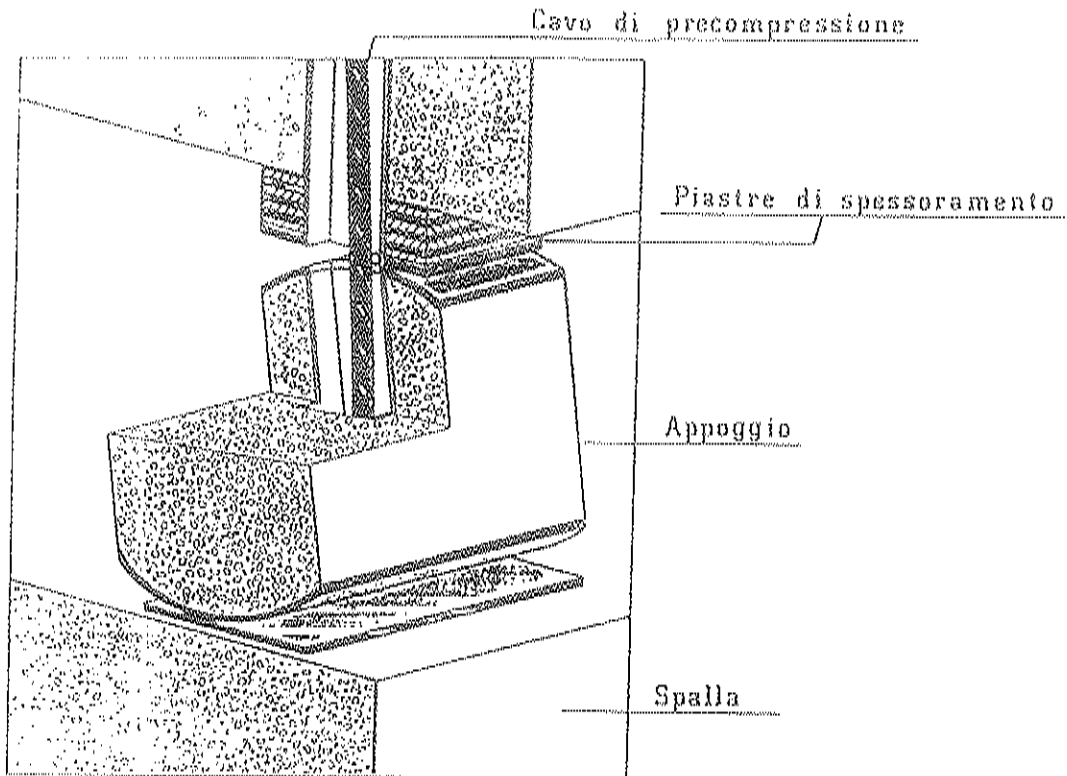


fig. 21

Schema degli appoggi sulle spalle del ponte sul Teco con le piastre di spessoramento che furono rimosse per compensare i cedimenti delle pile centrali.

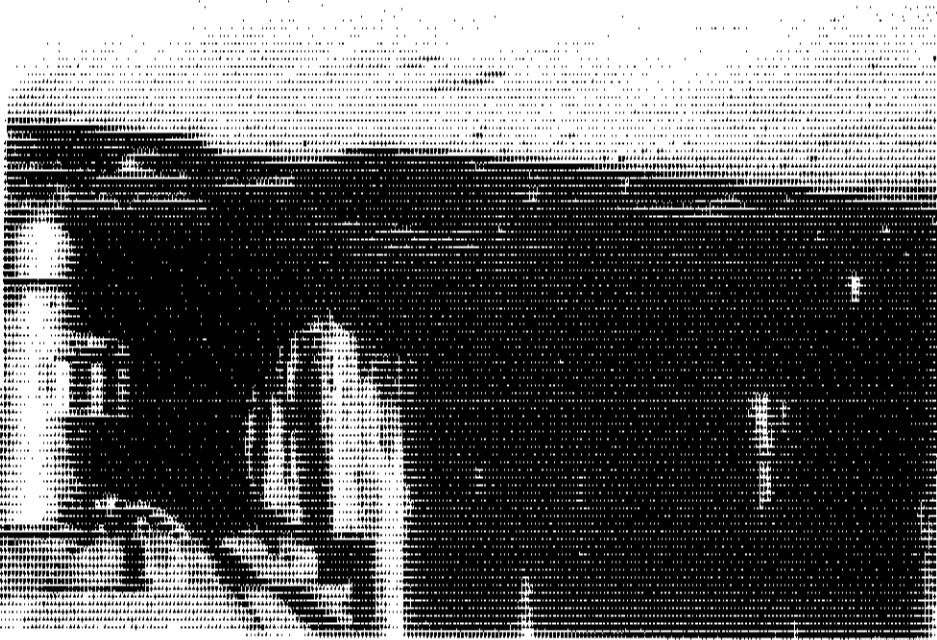


fig. 22

Fase di sollevamento del Ponte sul Teco per la rimozione delle piastre di spessoramento provvisorie.

Il sistema precedentemente descritto non può essere applicato se al posto della gomma liquida si inietta ad esempio olio per poter avere la possibilità in un secondo tempo di riabbassare l'appoggio facendo defluire l'olio stesso. Per garantire questa possibilità, assicurando la funzionalità dell'appoggio per un grande numero di ripetizioni del ciclo di sollevamento e abbassamento senza il rischio di perdite di liquido attraverso la guarnizione, si è pensato di creare una camera indipendente ed ermeticamente chiusa da una membrana. Dopo varie sperimentazioni e tentativi si è giunti a collocare la camera indipendente all'interno stesso del disco elastomerico (fig. 23).

Il liquido necessario per effettuare il sollevamento viene iniettato all'interno del disco di gomma che si deforma aumentando il proprio spessore.

La gomma vulcanizzata di cui è costituito il disco è perfettamente impermeabile al passaggio di liquidi anche in presenza di elevate pressioni (dell'ordine di 30 MPa) per periodi di tempo illimitati.

Il liquido iniettato dev'essere ovviamente compatibile e non aggressivo nei confronti della gomma di cui è costituito il disco elastomerico. Se l'iniezione deve avere carattere permanente il liquido iniettato può essere anche in questo caso gomma liquida vulcanizzabile a freddo.

L'impiego di appoggi iniettabili in maniera reversibile oltre alla compensazione dei cedimenti, consente una serie di applicazioni interessanti fra le quali citiamo le seguenti:

1 - Più appoggi iniettabili possono essere collegati fra loro per equalizzare le reazioni indipendentemente dagli spostamenti altimetrici della struttura sovrastante (fig. 24).



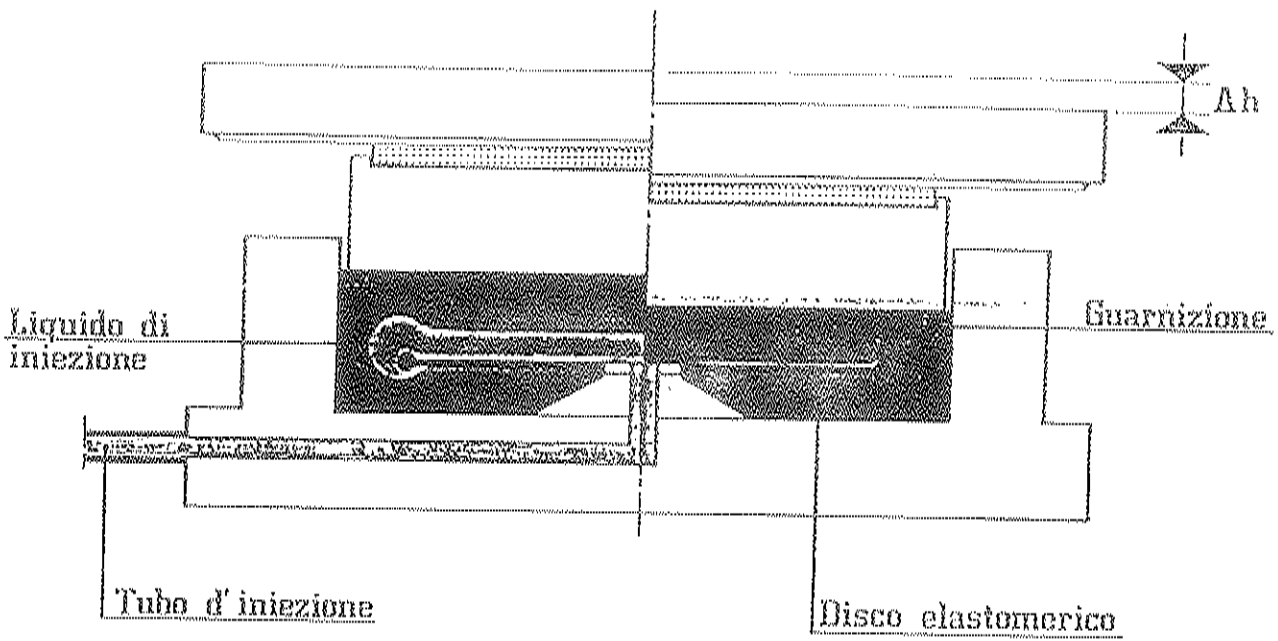


fig. 23  
Schema di appoggio iniettabile in maniera reversibile.

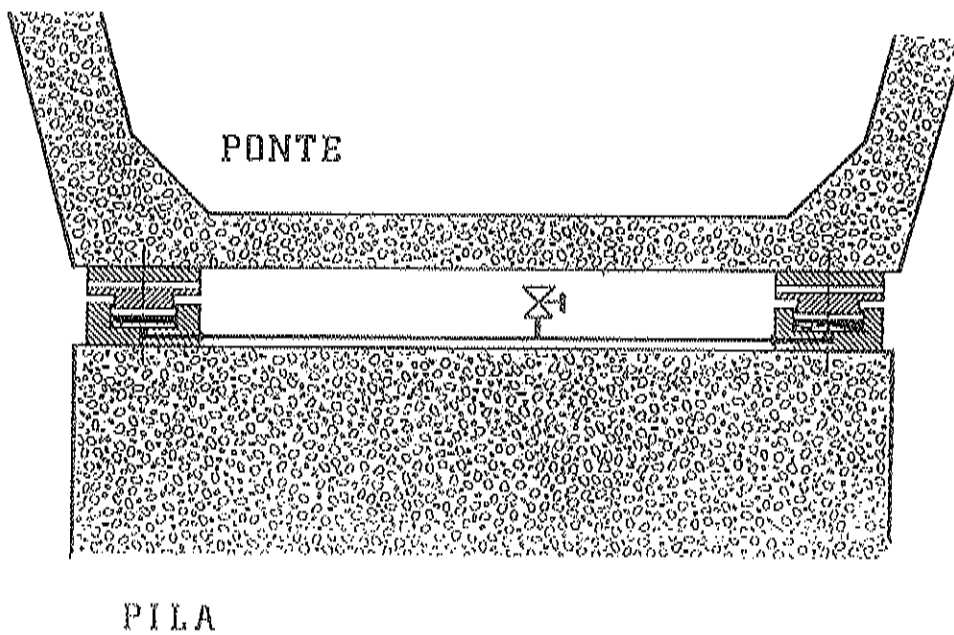


fig. 24  
Schema di utilizzazione di appoggi iniettabili fra loro collegati per la compensazione delle tolleranze di fabbricazione di un ponte ad estrusione in fase costruttiva.

Ciò può essere richiesto ad esempio durante la fase costruttiva dei ponti realizzati per varo incrementale o estrusione.

Tali ponti hanno generalmente travate a cassone di elevata rigidità torsionale. Dovendo il ponte in fase costruttiva scorrere su appoggi provvisori, eventuali errori di orizzontalità dell'intradosso provocherebbero sensibili disuniformità delle reazioni. Di qui la necessità di imporre tolleranze geometriche di costruzione molto ristrette e non facilmente realizzabili.

Il problema può essere risolto facilmente collegando fra loro due appoggi iniettabili.

- 2 - L'impiego degli appoggi iniettabili consente il sollevamento della struttura senza l'impiego di martinetti.

Utilizzando dei semplici appoggi provvisori la struttura può essere mantenuta sollevata per effettuare operazioni di manutenzione o di sostituzione degli appoggi (fig. 25).

Si potrà obiettare che se gli appoggi sono ammalorati e quindi da sostituire, difficilmente potranno funzionare per sollevare il ponte.

Va però notato che la quasi totalità dei difetti che richiedano la sostituzione di appoggi riguarda le superfici di scorrimento e non i dischi elastomerici.

- 3 - L'impiego di appoggi iniettabili con la presenza di una piccola quantità di liquido consente:

- di ridurre praticamente a zero i momenti parassiti alla rotazione con grande vantaggio per la durabilità della struttura e degli appoggi stessi;

- di controllare, con la semplice applicazione di un manometro, le reazioni d'appoggio. Il controllo delle reazioni d'appoggio è stato fatto in passato anche mediante l'applicazione di trasduttori di forza o di pressione.

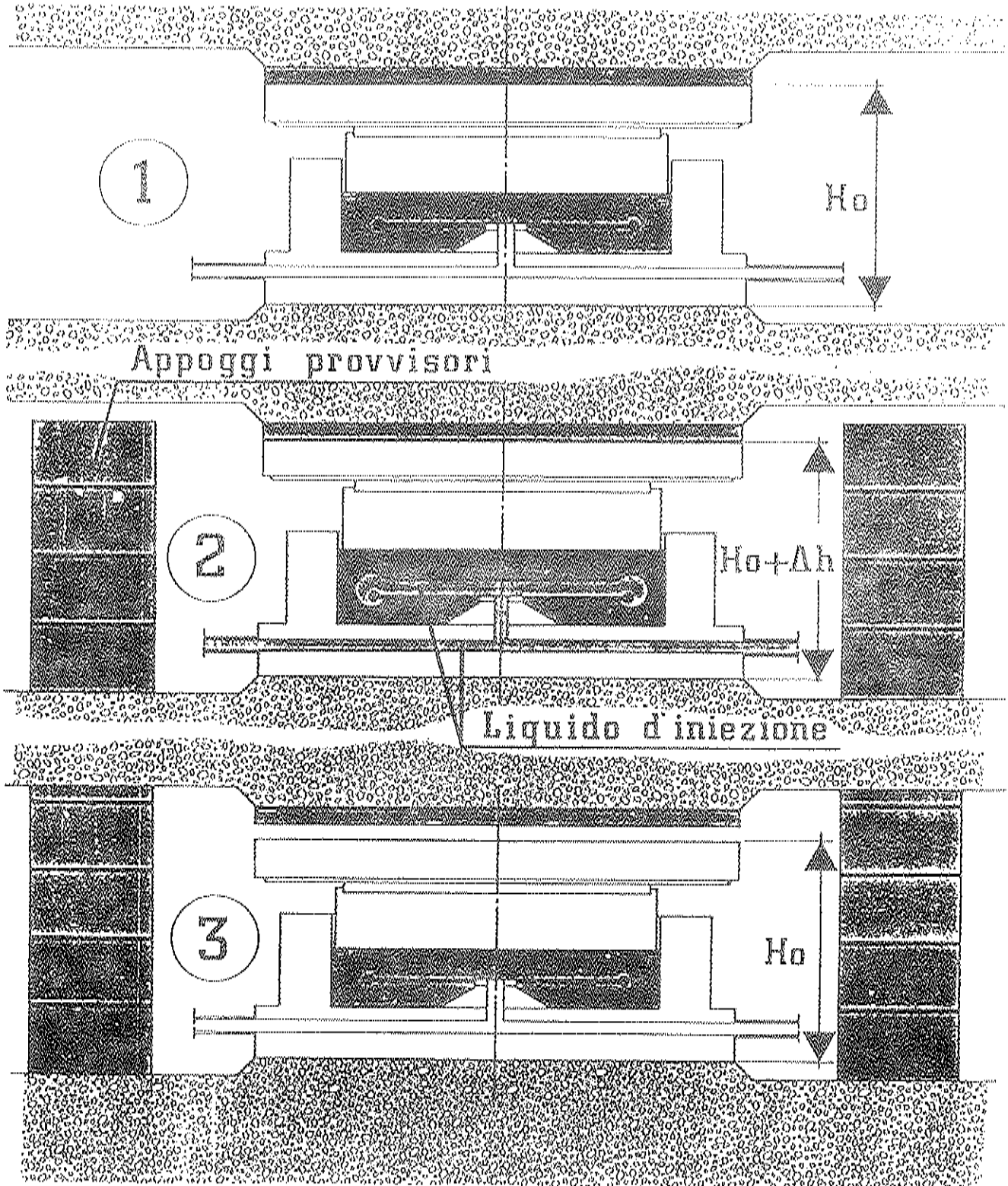


fig. 25

Rimozione di appoggi iniettabili con il semplice impiego di elementi di spessoramento.

Va notato però che tali strumenti, montati all'interno dell'appoggio, non danno eccessiva garanzia a distanza di anni dall'installazione in quanto non è più possibile effettuare la taratura. Il manometro che si applica per la misurazione della pressione può invece essere tarato per misurare sempre il valore effettivo della pressione.

4 - L'impiego di appoggi iniettabili in sostituzione di vecchi appoggi da rimuovere consente di calibrare esattamente le reazioni d'appoggio e di eliminare qualunque incertezza nella distribuzione di reazione che potrebbe derivare da piccoli errori di quota nel posizionamento dei nuovi appoggi.

A qualcuno potrebbe sembrare inopportuno lasciare in permanenza una struttura appoggiata su sistemi la cui stabilità è affidata alla tenuta idraulica di un liquido in pressione.

Va però notato che la garanzia di tenuta è data da un duplice sistema e cioè sia dall'impermeabilità della cavità interna al disco elastomerico, sia dalla guarnizione di tenuta fra il basamento ed il coperchio metallici dell'appoggio.

In confronto appare molto più problematica la tenuta degli pneumatici delle automobili alle quali è affidata la vita delle persone; il difetto di tenuta di un appoggio iniettabile può al massimo provocare qualche lieve danno alle strutture.



REALIZZAZIONE DI GIUNTI ATTIVI MEDIANTE MARTINETTI PIATTI  
PER IL RISANAMENTO DI DIGHE IN CALCESTRUZZO

PIER PAOLO ROSSI °  
GIOVANNI VALLENO °°

- ° *Responsabile della Divisione Geomeccanica dell'ISMES S.p.A. Bergamo*  
°° *Capo Servizio Progettazione dell'ENEL CPCIE di Venezia*



## 1. PREMESSA

L'idea di una precompressione delle strutture fu concepita per la prima volta all'inizio del ventesimo secolo da Eugène Freyssinet mentre era studente alla "Ecole des Ponts et Chaussées" ed usata nel ponte di Le Veudre in una remota area del Centro Sud della Francia. Il metodo è stato poi usato per ponti ed edifici.

La precompressione di dighe mediante martinetti azionati meccanicamente o idraulicamente è stata applicata, nell'arco dell'ultimo ventennio, in non più di 4 - 5 esempi: la diga a speroni di Manjil (Iran), la diga a volte multiple di Grandval (Francia), la diga ad arco di Nambe Falls (Nuovo Messico), la diga di Erraguène (Algeria) e la diga di Cachi (Costarica).

In Italia la prima precompressione di una diga mediante martinetti è stata applicata, su progetto ENEL C.P.C.I.E. di Venezia in collaborazione con l'ISMES di Bergamo, nel ripristino dei conci in calcestruzzo della diga di Corbara, allo scopo di realizzare la collaborazione fra due strutture, vecchia e nuova, fra di loro indipendenti. Il risanamento della diga è stato realizzato nel periodo 1981 - 84 e il serbatoio è attualmente in fase di reinvaso.

In tutti i casi conosciuti la "coazione" è stata impressa mediante "martinetti piatti" i quali sono dispositivi di carico dotati di elevata deformabilità in grado di assorbire elevate deformazioni conseguenti alle aperture del giunto.



La messa in opera di un "giunto attivo" (in contrapposizione ad "un giunto passivo") ha il vantaggio di neutralizzare le deformazioni irreversibili della roccia di fondazione, fornendo nel contempo una spinta stabile e nota.

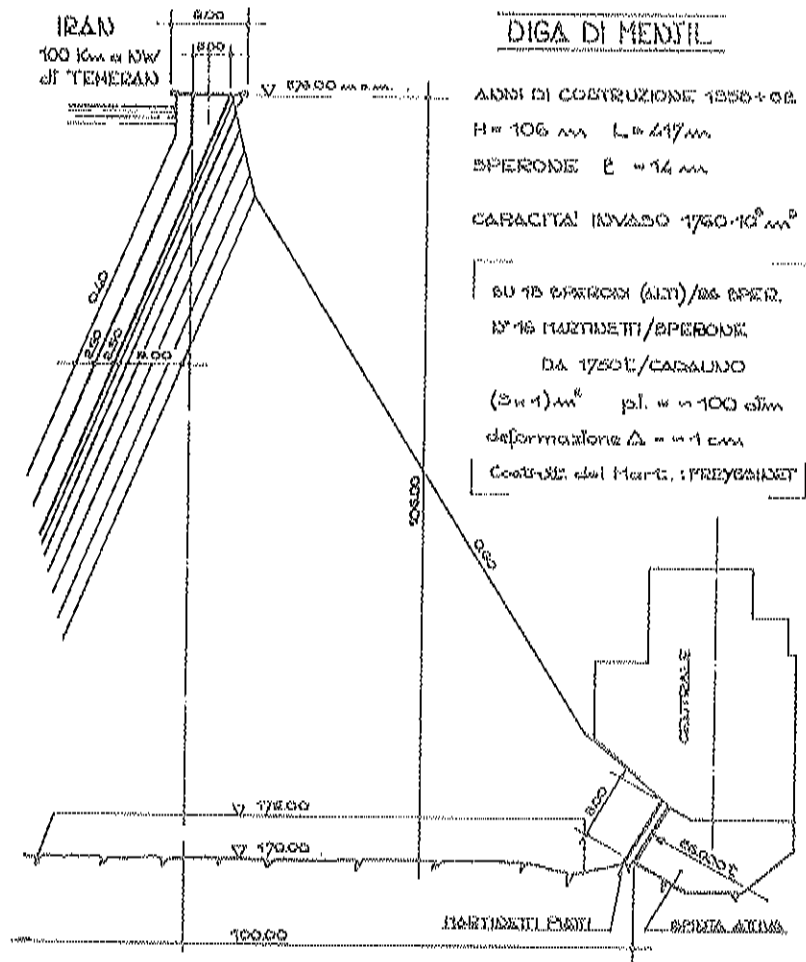
2. DIGA DI MENJIL (IRAN)

La diga di Menjil (Fig. 1), costruita negli anni 1958 - 1962 sul fiume Sefid Roud, è ubicata in Iran, 200 km a nord-ovest di Teheran ed a 100 km dal Mar Caspio.

È una diga in calcestruzzo a speroni di notevoli dimensioni, con altezza massima pari a 106 m sulla fondazione e lunghezza al coronamento pari a 417 m. L'opera crea un invaso di 1.760 milioni di m<sup>3</sup> con un bacino imbrifero di 57.800 km<sup>2</sup> ed un volume medio annuo affluente pari a 4.15 miliardi di m<sup>3</sup>. La diga è costituita da 24 contrafforti della larghezza

Fig. 1

DIGA DI MENJIL  
Realizzazione di giunti attivi mediante 16 martinetti piatti all'estremità di valle dei contrafforti



di 14 m ai piedi dei quali è installata la centrale con 5 gruppi da 17.5 MW cadauno.

L'apertura degli scavi di imposta dell'opera mise in evidenza caratteristiche geotecniche della roccia di fondazione molto variabili: eccellenti sulla sponda destra, mediocri sul fondo valle e sulla sponda sinistra.

L'adattamento dell'opera alle condizioni della roccia di fondazione fu facilitata dalla scelta del tipo di sbarramento a speroni indipendenti e fu integrata dall'adozione di blocchi di fondazione in calcestruzzo con l'applicazione di una spinta attiva all'estremità di valle degli speroni di altezza maggiore. Detta spinta era realizzata mediante un blocco di calcestruzzo, dalle dimensioni trasversali di  $(9 \times 8) \text{ m}^2$  e lunghezza variabile, separato dallo sperone mediante "giunto attivo" costituito da 16 martinetti piatti, tipo Freyssinet, delle dimensioni di  $(3 \times 1) \text{ m}^2$  e pressione interna di circa 100 bar. La deformazione massima prevista era pari ad 1 cm.

La spinta idrostatica, orizzontale e verticale, è pari a:

$$H = 79.000 \text{ t} \quad V = 30.000 \text{ t}$$

Il peso proprio di ciascun sperone è pari a 88.000 t.

Ogni martinetto piatto sviluppa una spinta di 1.750 t, per un totale di 28.000 t circa di spinta per ciascun giunto.

Al termine delle operazioni di invaso ed a roccia stabilizzata, i martinetti piatti sono stati iniettati con malta di cemento e gli spazi liberi fra sperone e blocco di valle sono stati riempiti di calcestruzzo.

### 3. DIGA DI NAMBE FALLS (NEW MEXICO)

La diga di Nambe Falls (Fig. 2), ubicata sul Rio Nambe 40 km a Nord di Santa Fe, nel Nuovo Messico, fornisce un volume di acqua supplementare e regolare per l'irrigazione, per la coltura di pesci e, non ultimo, per utile ricreazione.

Le riviste tecniche (2) (3) ne parlano come di: "una non usuale combinazione di una diga curva in terra, di una diga-spalla a gravità in calcestruzzo e di un sottile arco in calcestruzzo precompresso mediante martinetti piatti installati sulla sezione verticale di chiave.....; ed anche: "Un metodo (il solo esempio a tutt'oggi negli Stati Uniti) di precompressione di una diga ad arco per ridurre gli sforzi di trazione.....".

La diga, ad arco sottile, ha un'altezza di circa 46 m sulle fondazioni (42 m nella sezione centrale dell'arco, sagomata a sfioratore),

NEW MEXICO

DIGA DI NAMBE FALLS

ANNO DI COSTRUZIONE 1974-75

H = 42 m L = 50 m

INVASO PER IRRIGAZIONE

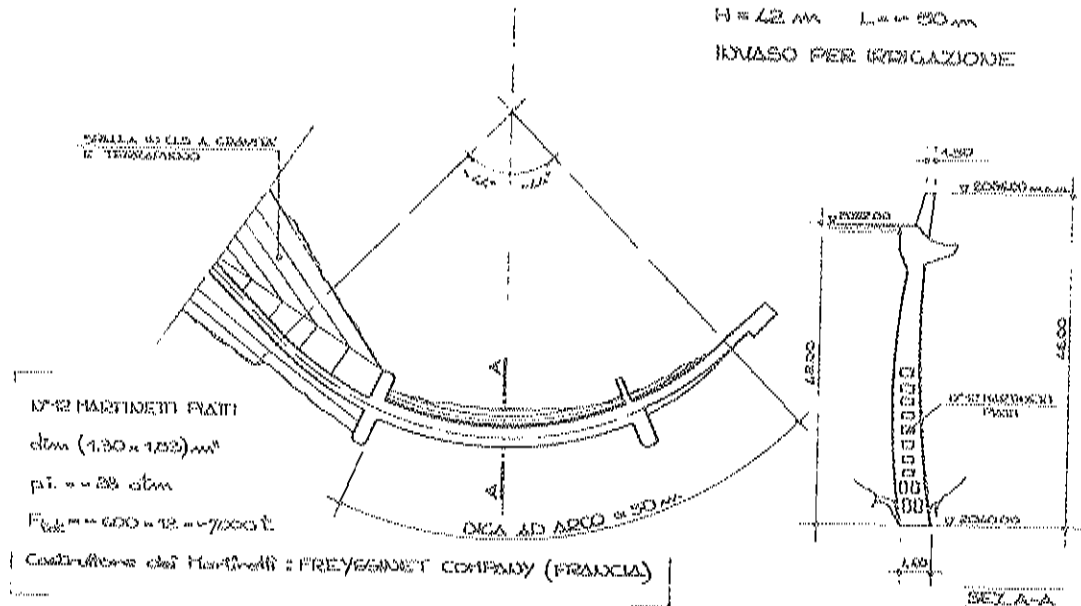


Fig. 2 DIGA DI NAMBE FALLS  
Precompressione della sezione centrale della diga mediante 12 martinetti piatti

lunghezza di circa 50 m e spessori, al coronamento ed in fondazione, pari rispettivamente a 1.50 e 4.60 m. Si tratta perciò di una diga relativamente piccola.

La precompressione della sezione di chiave è stata ottenuta mediante 12 martinetti piatti, tipo Freyssinet, delle dimensioni di (1.30 x 1.82) m<sup>2</sup> e pressione interna, pari a 28 atm. Ogni martinetto sviluppa una spinta di 600 t per un totale di circa 7.000 t (valore elevato in relazione al tipo di opera).

4 DIGA DI GRANDVAL (FRANCIA)

La diga di Grandval (fig. 3) è il primo esempio di sbarramento a volte multiple (di 50 m di luce). Ubicato nel Massiccio Centrale, sul Rio Truyère, subaffluente della Garonna, ha un'altezza massima di 88 m e crea un invaso di 273 milioni di m<sup>3</sup> (4). Gli speroni, con pendenza a monte di 0.7 ed a valle di 0.4, sono suddivisi in più blocchi da giunti di costruzione realizzati in forma di cremagliera ed iniettati.

La costruzione dell'opera è iniziata nel 1956 ed è terminata nel 1959. Durante i primi anni di esercizio si produssero e si aggravarono alcune fessure negli speroni centrali sagomati a soglia sfiorante. In

particolare le fessure si produssero lungo le cremagliere dei giunti di costruzione che legano le differenti parti dei contrafforti. Misure, prove e calcoli indicarono che le fessure si erano prodotte a causa degli sforzi di trazione elevati conseguenti alla limitata pendenza del parametro di valle. I calcoli di stabilità dimostrarono altresì che l'evoluzione constatata poteva diventare pericolosa.

I lavori di rinforzo consistettero nell'utilizzo dell'appendice esistente a valle dei due conci centrali fessurati (progettata originariamente per scopi idraulici) allo scopo di prolungare verso valle gli speroni stessi e la relativa fondazione. Per assorbire il ritiro ed il "fluage" del calcestruzzo e della roccia di fondazione e realizzare così

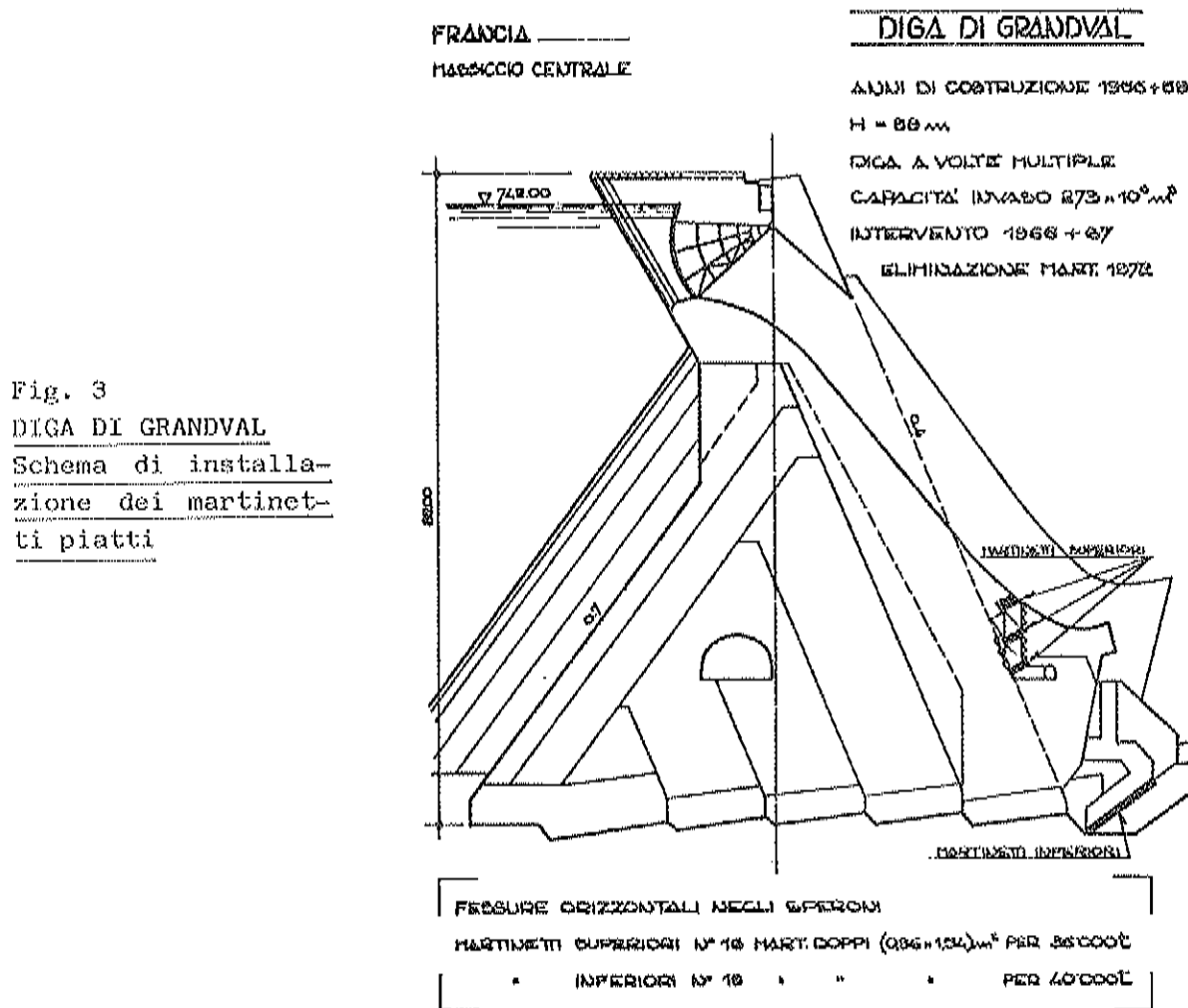


Fig. 3  
DIGA DI GRANDVAL  
Schema di installa-  
zione dei martinetti  
piatti

una buona collaborazione fra le due strutture, vennero messi in opera martinetti piatti su due livelli, il primo al di sopra della roccia di fondazione (32 martinetti) ed il secondo fra l'appendice e gli speroni (48 martinetti).

Ciascun martinetto era costituito da due martinetti piatti sovrapposti di superficie (0.96 x 1.54) m<sup>2</sup> in lamiera d'acciaio, con corsa pari a 5 cm. Ogni martinetto piatto esercitava una spinta di circa 1.200 t con

una pressione ammissibile di circa 150 bar.

Interventi analoghi sono stati effettuati sulla diga di Erraguèng, in Algeria (diga a speroni alta 86 m con un invaso di 200 milioni di m<sup>3</sup>) e sulla diga di Cachi (Costarica), entrambe citate nell'articolo del "Civil Engineering - ASCE" (3).

#### 5. DIGA DI CORBARA: RISANAMENTO DEI CONCI IN CALCESTRUZZO

La diga di Corbara sul fiume Tevere (Fig. 4), costruita negli anni 1959 - 1963 dalla Società Idroelettrica Tevere e successivamente trasferita all'ENEL, sbarrava il fiume Tevere nella stretta di Corbara, nel Comune di Orvieto, circa 100 km a Nord di Roma.

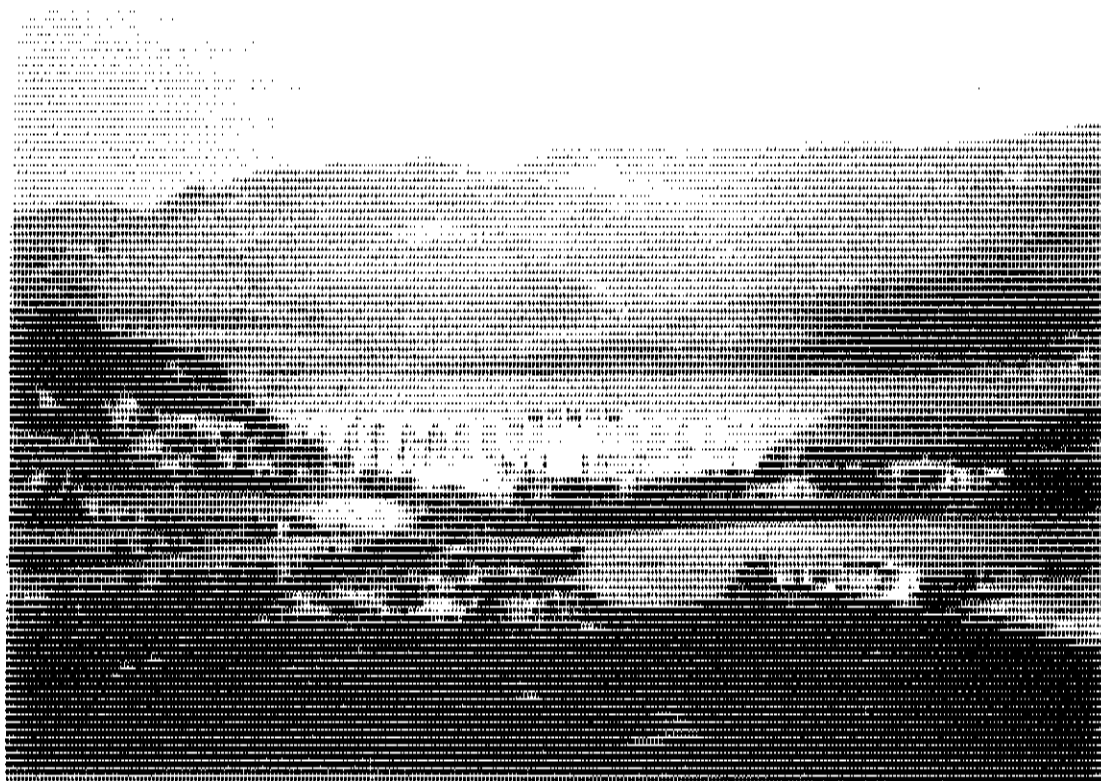


Fig. 4 DIGA DI CORBARA  
Vista da valle della diga e del serbatoio

Il serbatoio, della capacità complessiva ed utile rispettivamente pari a 190 e 135 milioni di m<sup>3</sup> a quota 138.00 m s.l.m., ha la funzione di regolazione mensile delle portate utilizzate nella centrale di Baschi e nelle successive centrali ad acqua fluente del Tevere. Lo sbarramento ha uno sviluppo complessivo di 640 m ed è costituito da due tipi di strutture: una a gravità in calcestruzzo, in parte massiccia in parte alleggerita, di lunghezza pari a 416 m ed altezza massima di 52 m, l'altra in terra lunga 224 m e con altezza massima di 36 m con nucleo di tenuta mediano subverticale.

La struttura in calcestruzzo è fondata su una formazione, chiamata "Bisciario", di marne più o meno calcarifere, generalmente compatte a grossi banchi di media durezza o, più raramente, fittamente stratificate e scistose con intercalazioni argillose.

La struttura in materiali sciolti è fondata invece su una formazione, nota come "Flysch", di arenarie, scisti argillosi, calcari arenacei e marnosi, a volte intercalati gli uni agli altri e spesso fortemente scompaginati.

Fin dall'epoca dell'ultimazione dei lavori di costruzione, sulla superficie laterale di alcuni speroni della struttura in calcestruzzo si manifestarono fessurazioni capillari che partivano dalla base e si sviluppavano con andamento subverticale. A seguito della progressiva estensione delle sopracitate lesioni e della comparsa di nuove, veniva deciso l'abbassamento dell'invaso al livello minimo di esercizio normale. In conseguenza di quanto sopra, l'ENEL diede inizio ad un programma di indagini, prove e studi allo scopo di accertare le cause delle lesioni capillari negli speroni, di esaminare l'effettivo grado di stabilità della struttura e di proporre i lavori necessari per ripristinare la stabilità strutturale e la piena funzionalità idraulica dell'opera.

Le sopracitate indagini evidenziano che:

- le fessure capillari erano imputabili ad effetti termici connessi, al loro primo insorgere, con i noti fenomeni di aumento di temperatura nel getto di grosse masse di calcestruzzo ed esaltate nel tempo dalle notevoli oscillazioni termiche giornaliere;
- la resistenza della roccia di fondazione alle sollecitazioni verticali trasmesse dalla diga era di gran lunga sufficiente, mentre il coefficiente di sicurezza dell'opera in rapporto ad azioni di tipo tangenziale risultava non completamente soddisfacente.

Il progetto di risanamento della diga in calcestruzzo (Figg. 5, 6) è consistito nella realizzazione di nuova struttura gettata nel vano fra speroni attigui e collegata ad un basamento longitudinale di contrasto realizzato al piede di valle degli speroni stessi. In tal modo si è ottenuto il duplice scopo di assicurare un appoggio alla struttura esistente nell'ipotesi limite di una sua instabilità strutturale a causa delle fessure esistenti e di aumentare il coefficiente di sicurezza del complesso nei riguardi dello scorrimento.

Il contatto fra le strutture, esistente e nuova, durante la fase di presa di carico dell'intero complesso è stata realizzata mediante "martinetti piatti" integrati da cunei di sicurezza in calcestruzzo.

La scelta di un "giunto attivo" fra le due strutture è stata dettata dalla necessità ed opportunità di:

- assicurare la trasmissione di una forza di valore certo;
- neutralizzare il ritiro ed il "fluage" del calcestruzzo;

5.1 CARATTERISTICHE DELL'IMPIANTO

Martinetti piatti

La soluzione adottata per l'applicazione dei carichi sui giunti della diga è basata sull'impiego di martinetti piatti di dimensioni 1350 x 1350 x 76 mm con pressione di esercizio di 70 bar progettati e costruiti dall'ISMES. (Fig. 9).

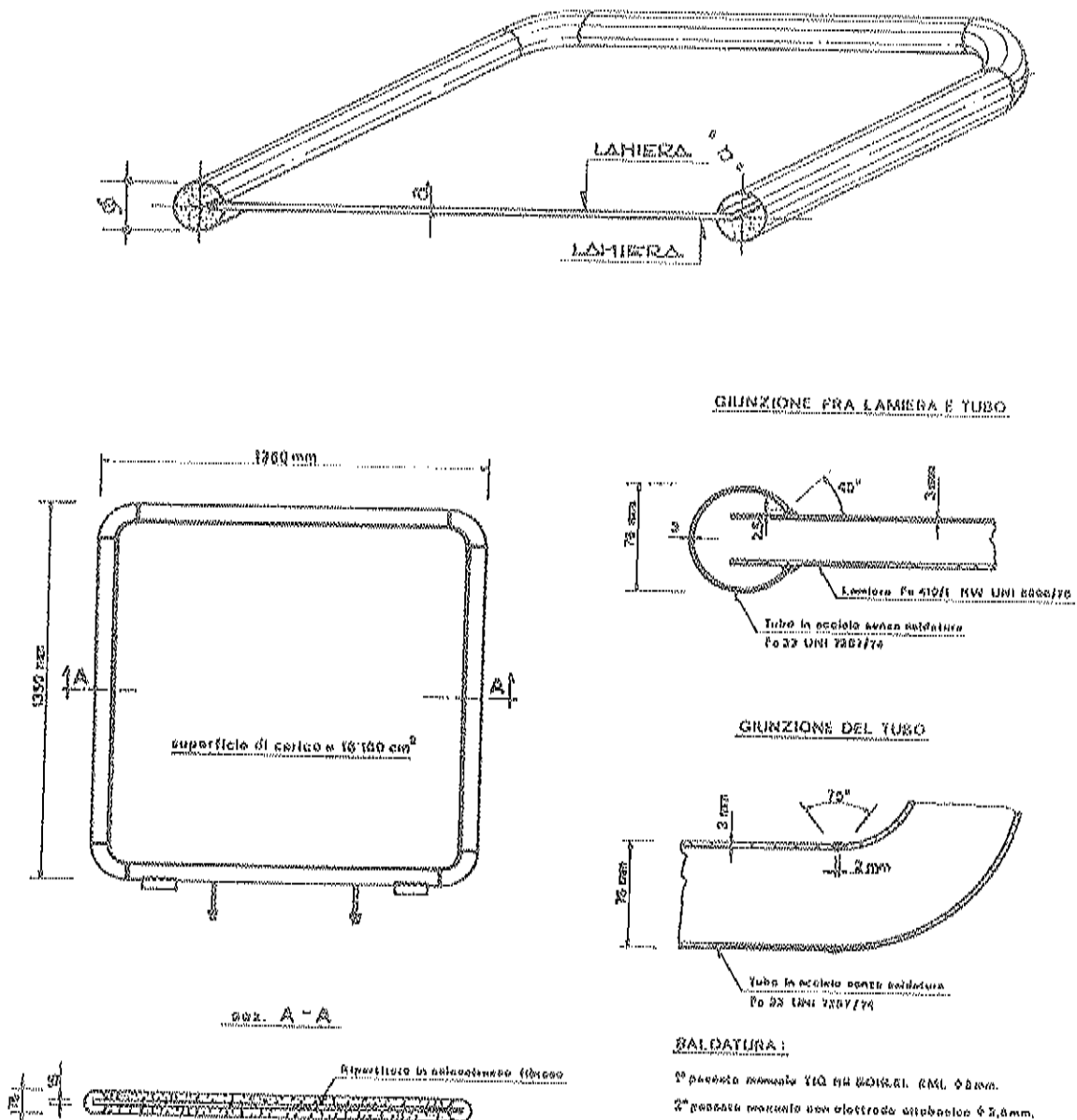


Fig. 9 Caratteristiche geometriche e costruttive del martinetto piatto

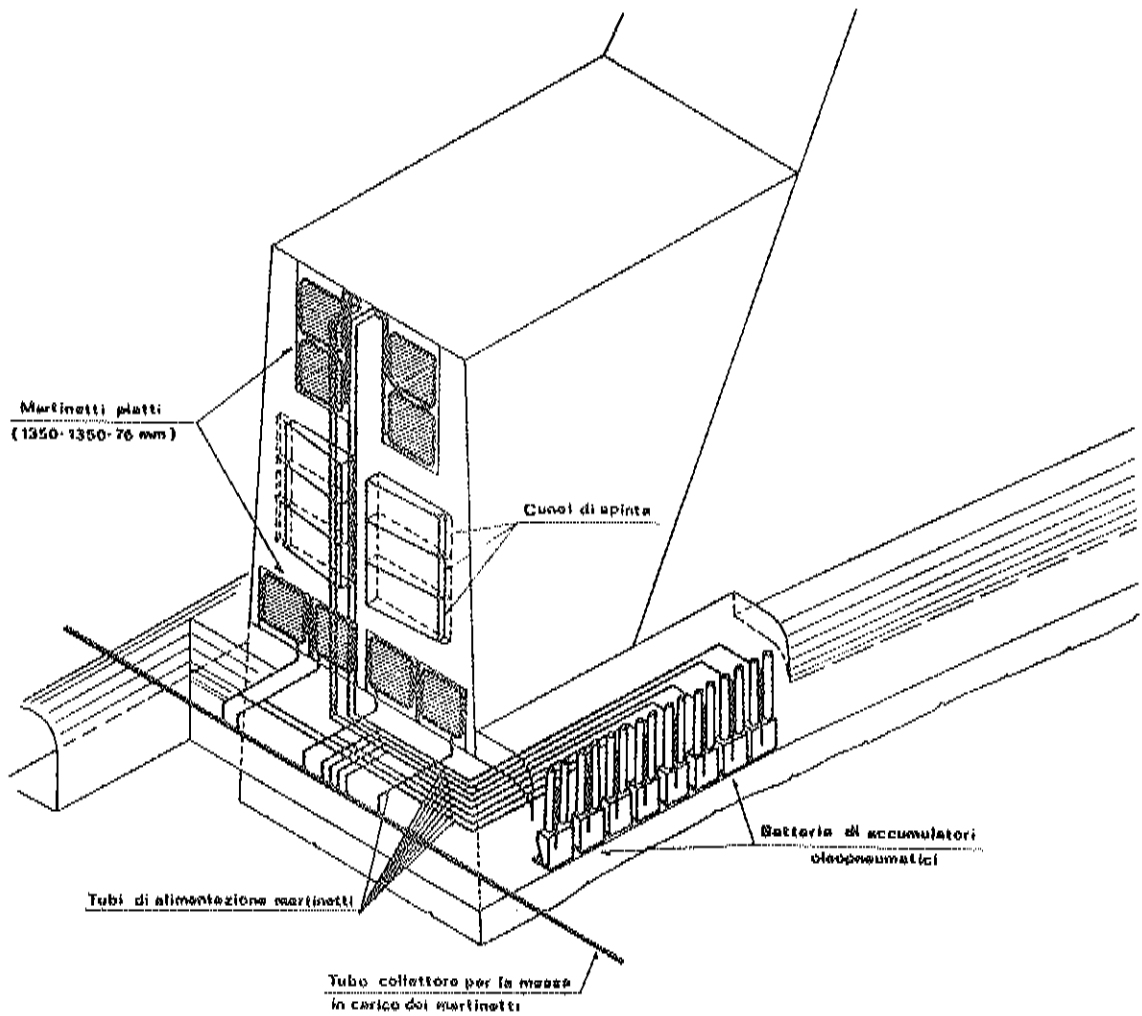


Fig. 7 Schema tipo di installazione dei martinetti piatti su un concio tipo della diga di Corbara

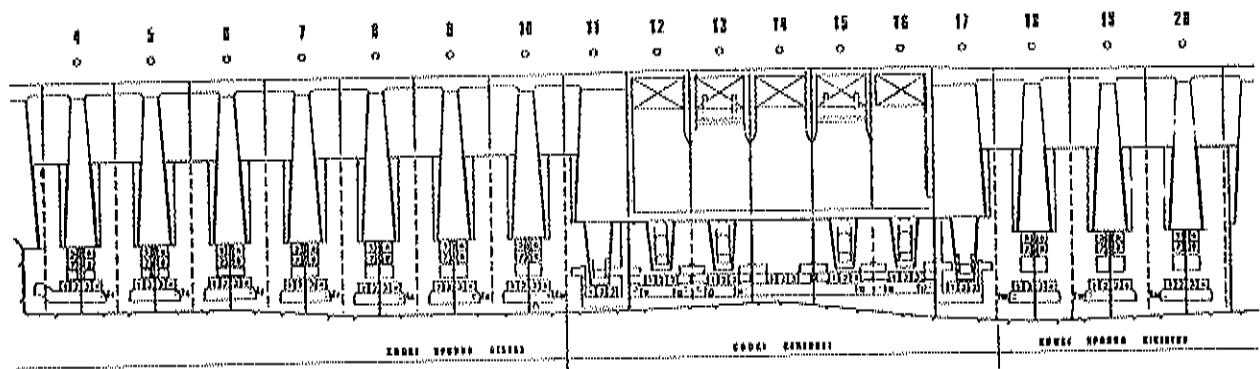


Fig. 8 Schema di installazione dei 101 martinetti piatti nei conci centrali e laterali della diga di Corbara



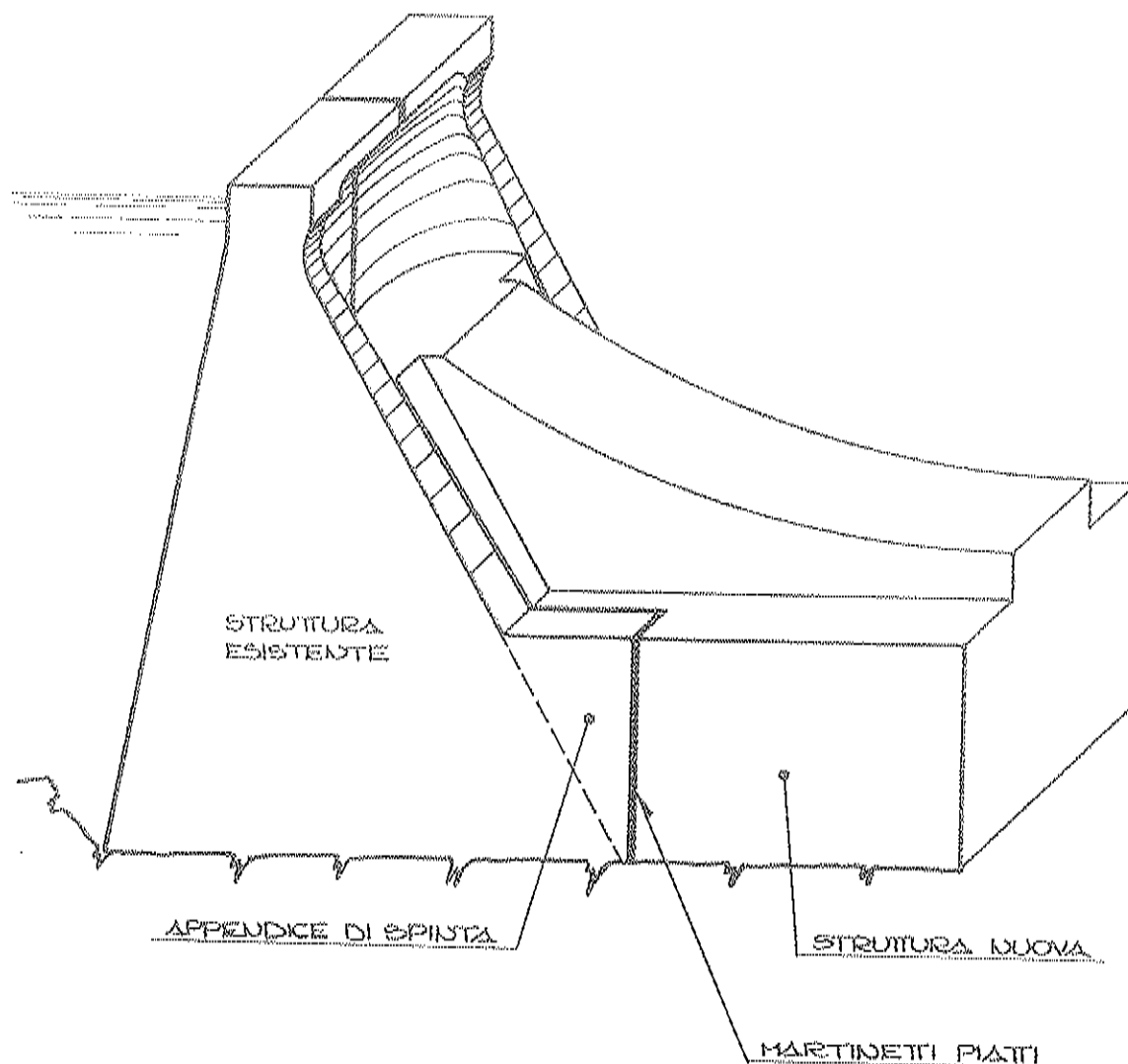


Fig. 6 DIGA DI CORBARA  
Vista prospettica parziale della struttura progettata per il  
risanamento della diga

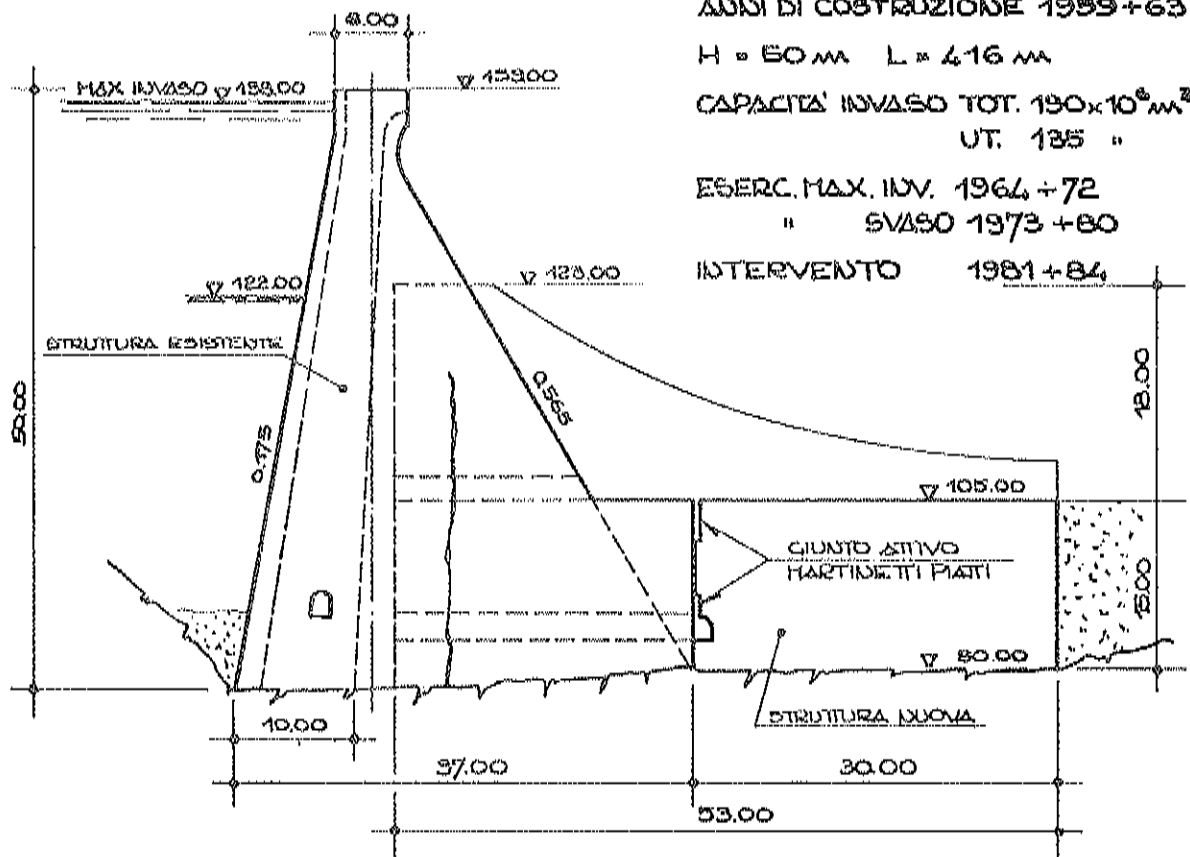
- mettere in carico il più presto possibile la roccia di fondazione della nuova struttura, compensandone le deformazioni irreversibili.

Lo schema tipo di installazione dei martinetti nei conci della diga è illustrato in Fig. 7. La spinta risultante su ciascun concio risulta pari a  $8 \times 1.250 \text{ t} = 10.000 \text{ t}$ . In totale sono stati installati 101 martinetti piatti (Fig. 8).

Il comportamento delle due strutture e della relativa roccia di fondazione in fase di costruzione, di presa di carico e di esercizio è controllato da un'apposita strumentazione, dotata di sistema automatico di acquisizione ed elaborazione dati.

COMUNI DI ORVIETO E BASCHI  
FIUME TEVERE

## DIGA DI CORBARA



ANNI DI COSTRUZIONE 1959+63

H = 50 m L = 416 m

CAPACITA' INVASO TOT.  $190 \times 10^6 \text{ m}^3$   
UT. 135 "

ESERC. MAX. INV. 1966 + 72

" SVASO 1973 + 80

INTERVENTO 1981+84

PROBLEMI : ROCCIA DI FONDAZIONE,  $\phi$  E C RIDOTTI :  $\Rightarrow$  PESO SCARSO DELLA STRUTTURA ESISTENTE - FESSURAZIONI

SOLUZIONE : RADDOPPIO DEL PESO (BASAMENTO DI VALLE) } NUOVA STRUTTURA  
CONTROPIERONI

COLLABORAZIONE FRA LE DUE STRUTTURE : GIUNTO PASSIVO - NON ADOTTATO  
" ATTIVO - MARTINETTI PIATTI

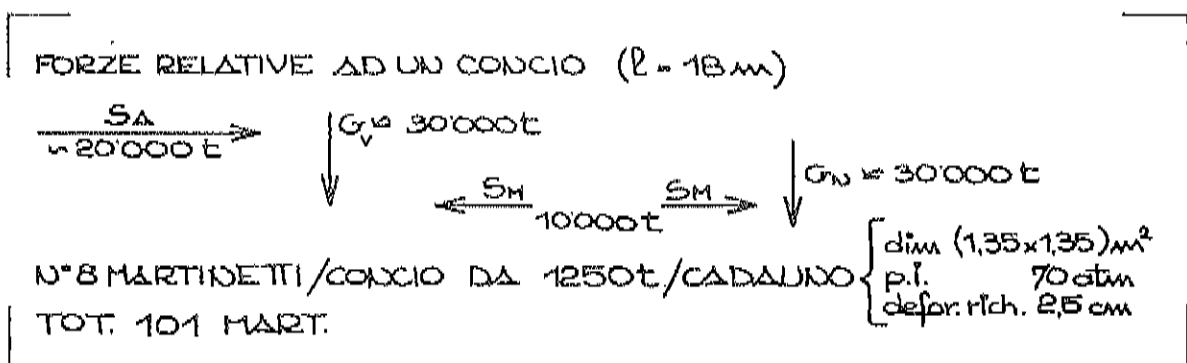


Fig. 5 DIGA DI CORBARA  
Schema dell'intervento di risanamento della diga

I martinetti presentano un bordo esterno realizzato mediante un tubo metallico di diametro 76 mm al quale sono saldate due lamiere piane parallele di spessore 3 mm. Anche i 4 spigoli sono arrotondati allo scopo di ridurre il più possibile la rigidità di bordo del martinetto (Fig. 9). Questa particolare forma geometrica conferisce al martinetto una elevata deformabilità che lo rende idoneo a sopportare elevate deformazioni senza sensibili perdite di carico. Particolare attenzione è stata dedicata al problema delle saldature, le quali sono state realizzate con il controllo dell'Istituto Italiano della Saldatura di Genova. Sulle due facce del martinetto sono stati realizzati ripartitori in calcestruzzo fibrorinforzato il quale consente di ridurre sensibilmente le fessurazioni conseguenti alle deformazioni subite dal martinetto. Si è inteso inoltre prevenire fenomeni di corrosione applicando sulle superfici metalliche una vernice di tipo zincante.

#### Prove di collaudo e di taratura

Utilizzando come contrasto una grande pressa idraulica, ciascun martinetto è stato sottoposto a prova di collaudo in condizioni di deformazione impedita con pressione interna pari a 10 MPa, corrispondente a 1.5 volte la pressione di esercizio (Fig. 10). Superata questa fase

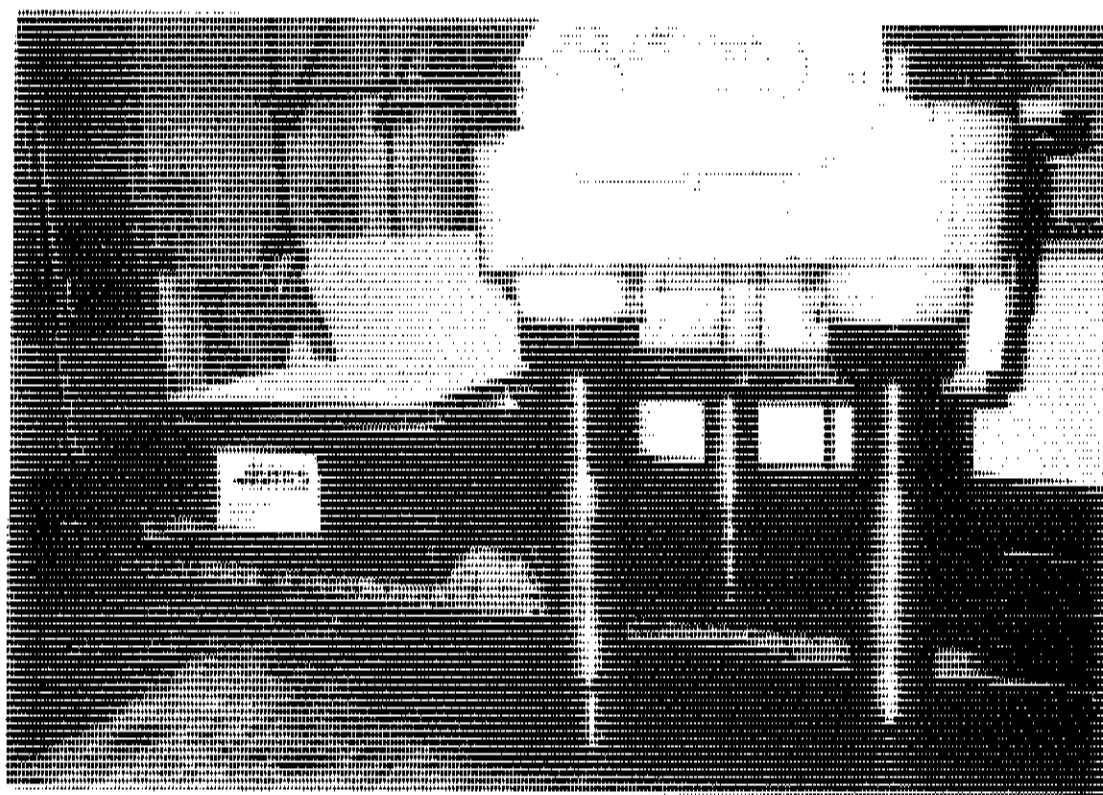
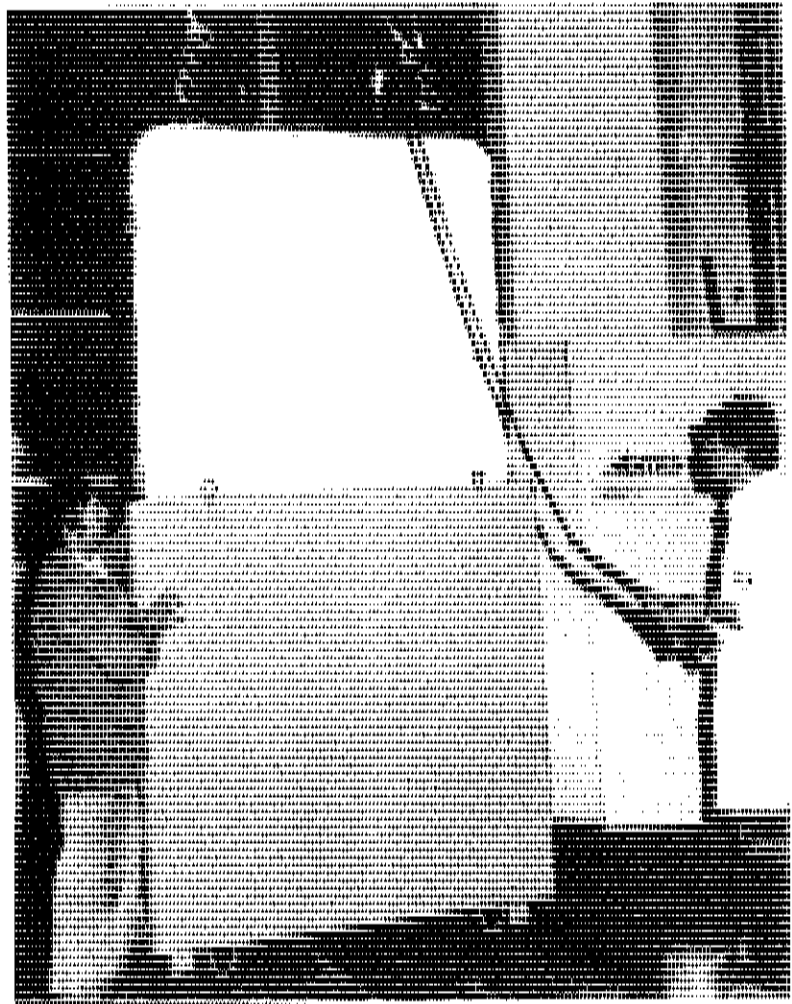


Fig. 10 Prova di collaudo di ciascun martinetto piatto mediante pressa idraulica da 2000 t.

di collaudo ciascun martinetto è stato inserito entro un apposito contenitore in lamiera (Fig. 11) e sottoposto a una nuova prova di carico allo scopo di eliminare eventuali giochi fra martinetto e contenitore.

Fig. 11  
Inserimento del martinetto piatto entro un contenitore in lamiera



Speciali prove di taratura, spinte fino a rottura, sono state eseguite su alcuni martinetti per verificarne il comportamento deformativo nelle diverse condizioni di carico e per determinare la deformazione massima che i martinetti possono assorbire. In fig. 12 è visibile un martinetto piatto che è stato sottoposto a prova di carico in condizioni di deformazione progressivamente crescente e con pressione costante pari a 10 MPa. Il valore di deformazione che ha provocato la rottura è risultato pari a 12 cm. Nel corso di questa prova si è osservata una perdita di carico molto limitata (dell'ordine del 2%) fino a deformazioni di 60 mm. La perdita di carico raggiunge il valore massimo del 7.7% per una deformazione di 12 cm corrispondente alla fase di rottura del martinetto.

I risultati delle prove di taratura eseguite hanno permesso di evidenziare la grande flessibilità di questi dispositivi di carico e le notevoli deformazioni che possono assorbire in conseguenza delle aperture dei giunti.

Fig. 12  
Deformazione subita da  
un martinetto piatto do-  
po una prova di collaudo  
con pressione interna co-  
stante pari a 10 MPa



#### Impianto di carico e di regolazione

La pressurizzazione iniziale dei martinetti piatti è realizzata mediante una centralina oleodinamica avente una capacità di 800 litri. Per la regolazione della pressione all'interno dei martinetti è stato appositamente studiato, per motivi di sicurezza dell'impianto, un sistema di regolazione di tipo passivo, basato sull'impiego di accumulatori oleopneumatici. Questa tecnica consente di evitare l'impiego di centraline oleodinamiche a funzionamento continuo nonché gli onerosi sistemi di servovalvole necessari per la regolazione del carico.

Dalla centralina si diramano le tubazioni principali che alimentano i martinetti. La fig. 7 illustra lo schema di alimentazione dei martinetti per un concio tipo. Si è adottato un sistema di accumulazione indipendente per ogni martinetto sia per esigenze di dimensionamento dell'impianto, sia per rendere possibili eventuali operazioni di intervento su ciascun martinetto senza condizionare il funzionamento degli altri. Lo schema dell'impianto di regolazione del carico di ciascun martinetto che prevede l'impiego di due accumulatori è illustrato in fig. 13.

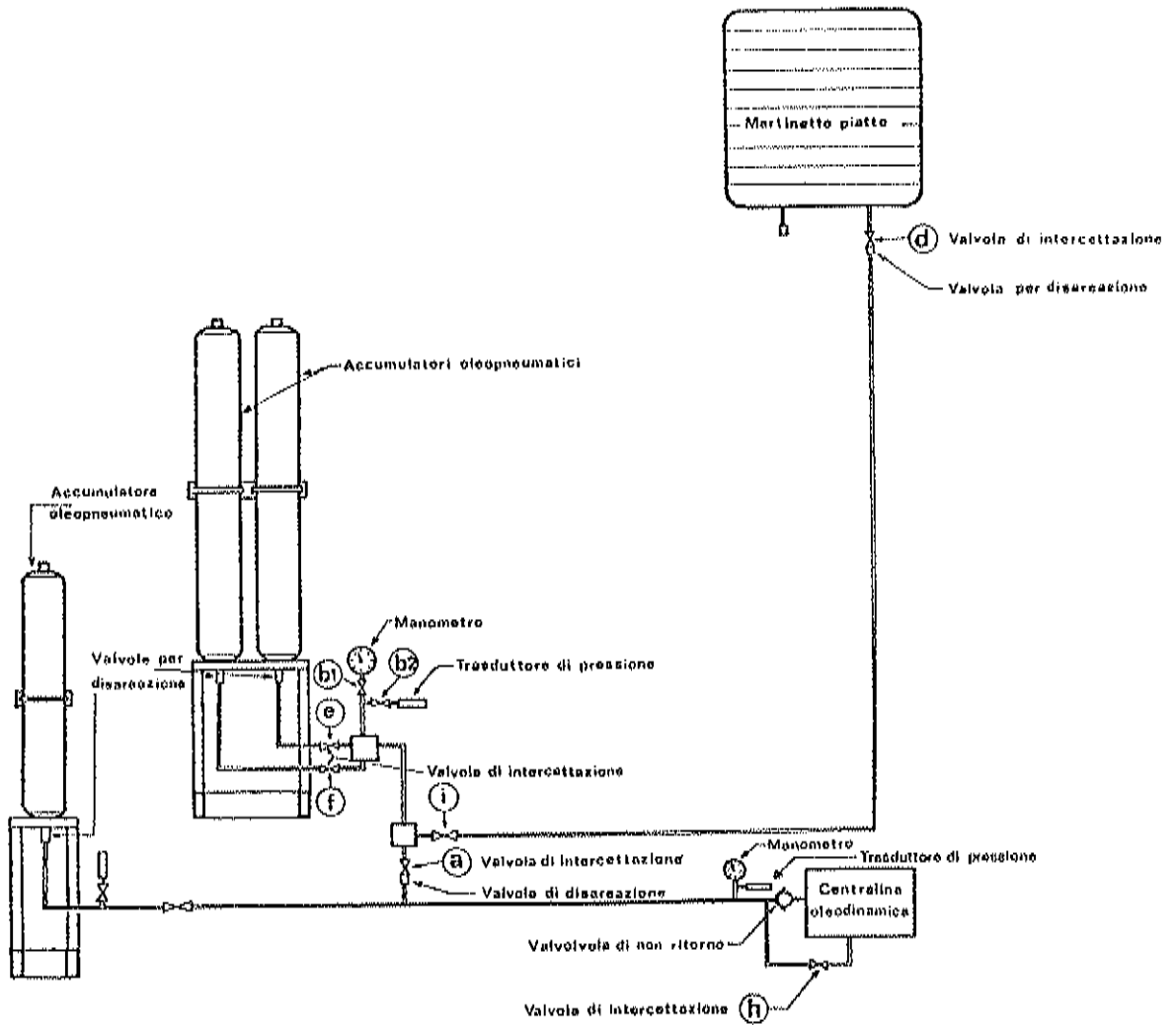


Fig. 13 Schema dell'impianto di regolazione della pressione in ciascun martinetto

In accordo con il Committente, si è dimensionato l'impianto in modo da consentire ai martinetti di assorbire deformazioni del giunto pari a 5 mm con perdita di pressione inferiore al 10%. Per ottemperare a queste richieste si è adottato per ciascun martinetto un gruppo di due accumula-

tori di capacità totale pari a 100 litri (20 litri di olio e 80 di azoto). Quando l'apertura del giunto raggiunge il valore di 5 mm si interviene mediante la centralina oleodinamica integrando l'olio assorbito a seguito della deformazione del giunto e riportando in tal modo gli accumulatori nelle condizioni di funzionamento iniziale.

In figg. 14 - 15 sono illustrati alcuni particolari dell'impianto di alimentazione dei martinetti realizzato dalle Officine RONO di Bergamo.

Le figg. 16 - 17 mostrano due fasi intermedie di costruzione della struttura di rinforzo e di installazione dei martinetti mentre la fig. 18 mostra una vista generale della diga durante l'esecuzione dei lavori.

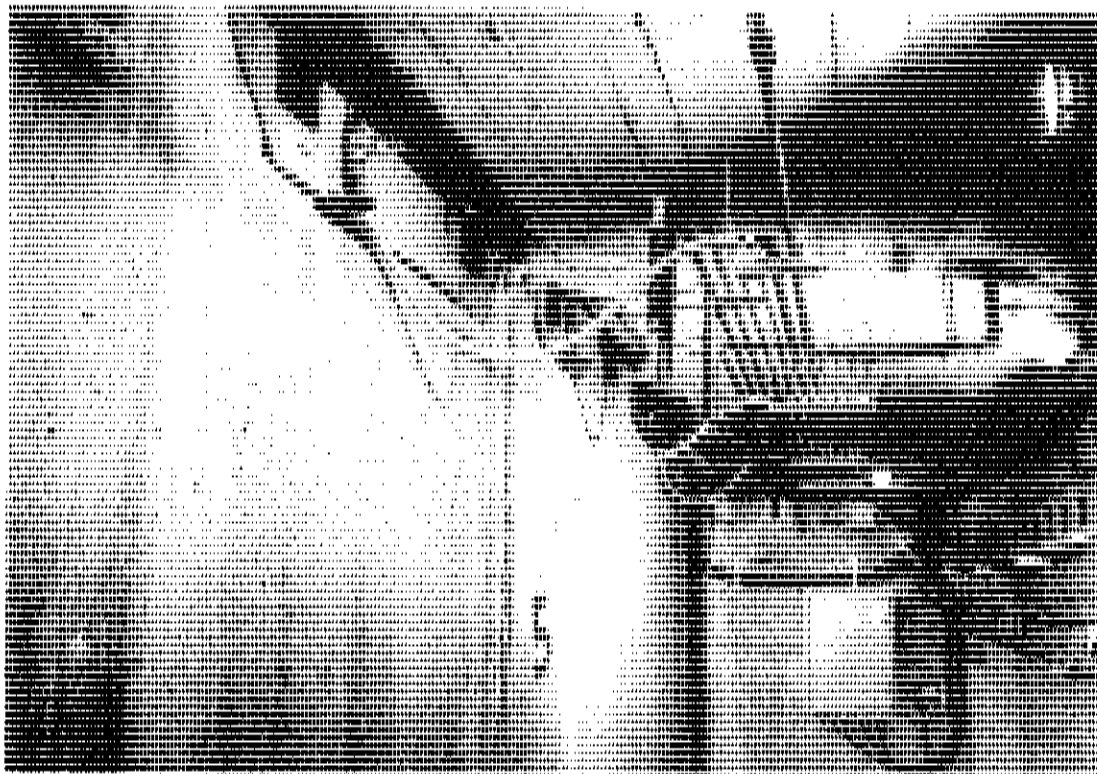


Fig. 14 Impianto di alimentazione dei quattro martinetti installati nella parte inferiore di ciascun concio della diga di Corbara

Strumentazione di controllo

La pressione di ciascun gruppo martinetto-accumulatore è controllata mediante trasduttori di pressione collegati ad un sistema di acquisizione automatica installato nella casa di guardia.

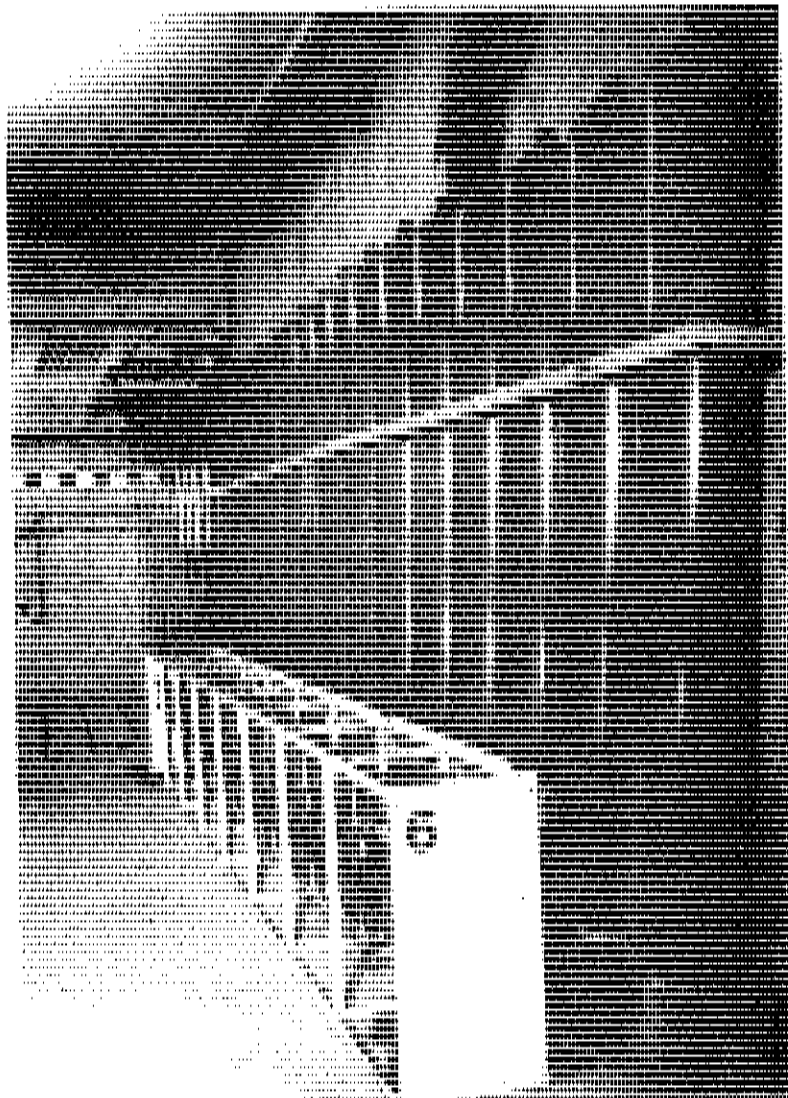


Fig. 15 Accumulatori oleopneumatici e valvole di controllo degli 8 martinetti piatti installati in ciascuno dei concii laterali

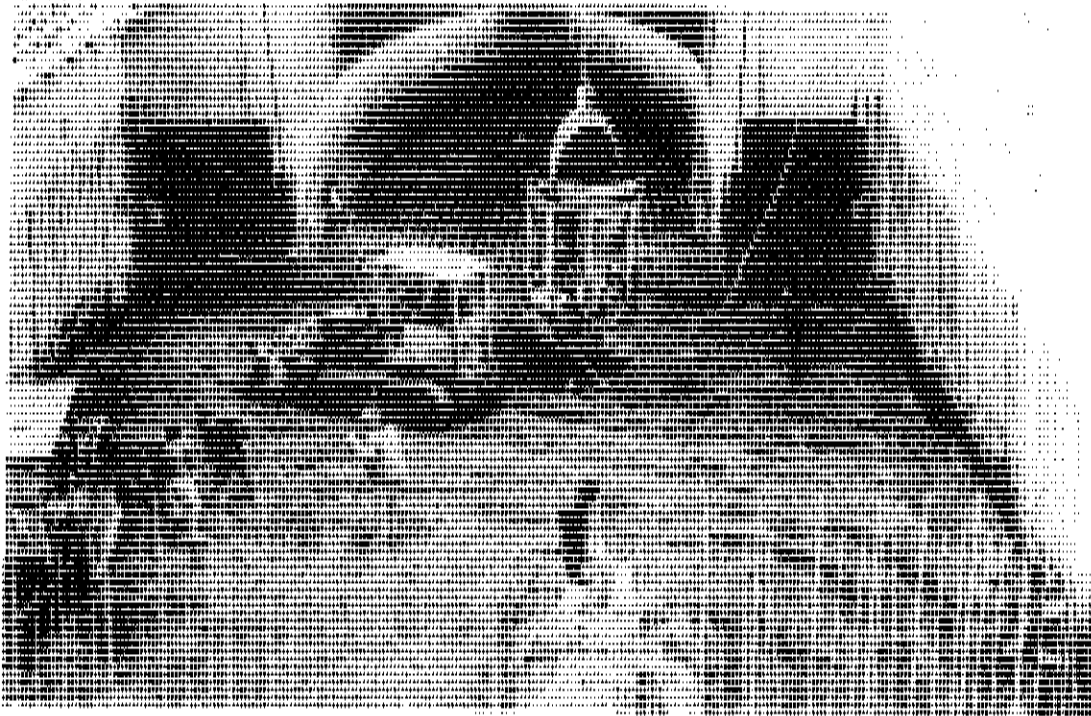
Questo sistema di acquisizione, provvisto di una serie di unità periferiche (Fig. 19) collegate ad una unità centrale, esegue contemporaneamente la lettura di tutti i trasduttori (ciascun ciclo di scansione viene compiuto in circa 120"), ne stampa i valori su carta e li registra su nastro magnetico ad intervalli prefissati. Durante ciascuna scansione l'elaboratore del sistema esegue il confronto del valore della pressione in ciascun martinetto con due valori di soglia ( $\pm 10\%$  e cioè: inferiore a 64 bar e superiore 76 bar) e nel caso di superamento di uno di essi l'elaboratore attiva un segnale di allarme (spia luminosa) (Fig. 20).



Fig. 16  
Fase di costruzione della struttura di rinforzo della diga di Corbara. Sono visibili le superfici dei giunti ove sono stati installati i martinetti piatti



Fig. 17 Fase di getto della struttura di rinforzo della diga. Sono visibili due martinetti piatti installati sulle superfici di giunto di due conci adiacenti



Oltre alla segnalazione di cui sopra l'elaboratore segnala anomalie funzionali del sistema di controllo stesso, quali: fuori scala di un trasduttore, avaria in una unità periferica, esaurimento della cassetta di registrazione, ecc.

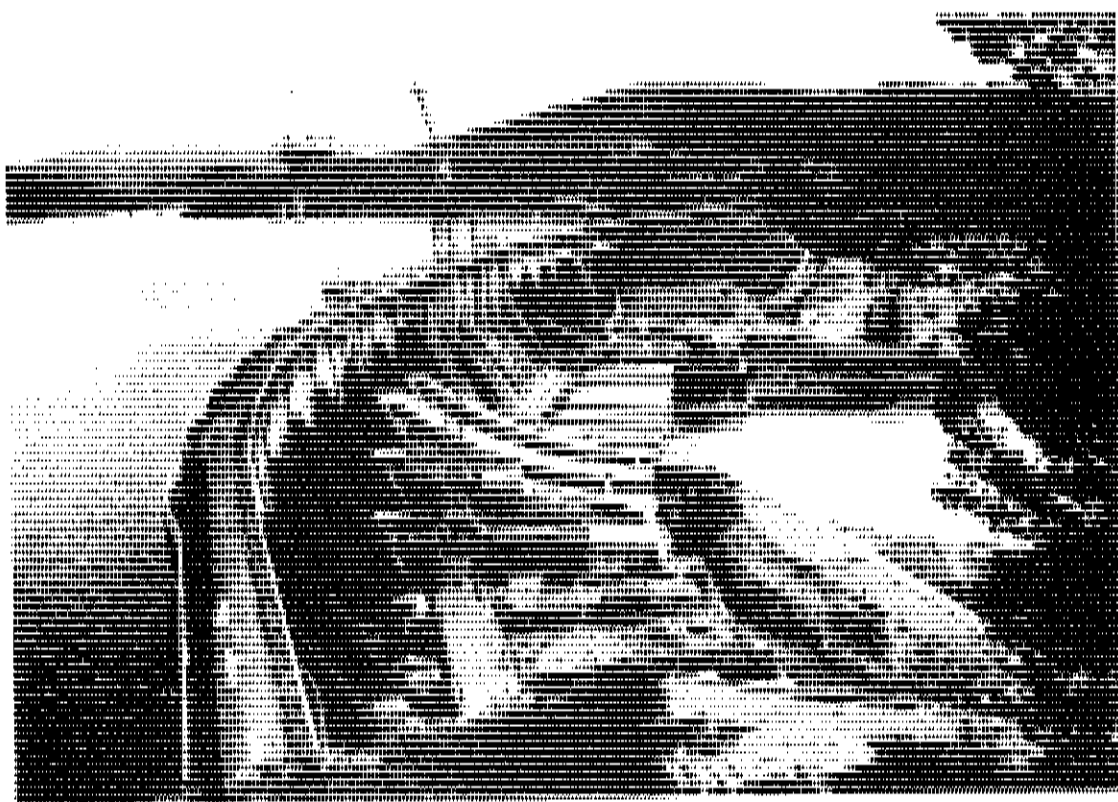


Fig. 18 Veduta generale della diga di Corbara nel corso della costruzione delle strutture di rinforzo

Per consentire la sorveglianza continua del terminale di controllo che è ubicato presso gli uffici della Direzione Lavori, è prevista la ripetizione del segnale di allarme ad un terminale remoto costituito da una stampante ubicata presso la sala quadri della centrale di Baschi, presidiata in permanenza da personale.

E' opportuno rilevare che il superamento delle soglie da parte della pressione nei martinetti ed in particolare la diminuzione della pressione stessa non comporta, data la presenza dei cunei di sicurezza, l'esistenza di una reale situazione di pericolo per la diga, ma solo il preavviso per interventi previsti sul sistema (ripristino dell'olio nei martinetti, sostituzione di eventuali martinetti avariati, ecc.). Le avarie funzionali del sistema automatico di acquisizione comportano invece la sostituzione temporanea del controllo automatico stesso con quello manuale (lettura dei manometri) durante gli eventuali periodi di avaria del sistema automatico.

Fig. 19  
Impianto di regolazione  
e monitoraggio della  
pressione dei martinetti  
installati nei conci cen-  
trali della diga di  
Corbara. E' visibile  
l'unità periferica alla  
quale fanno capo i tra-  
sduttori di pressione e  
il trasduttore di tempe-  
ratura

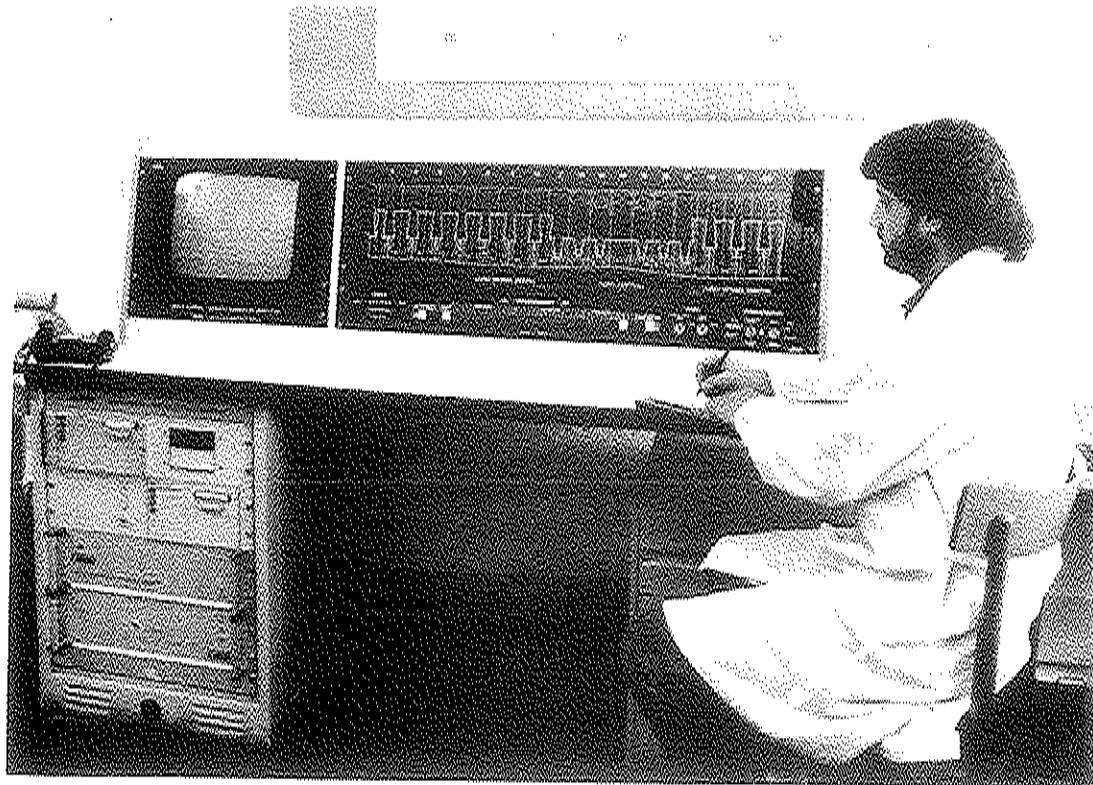
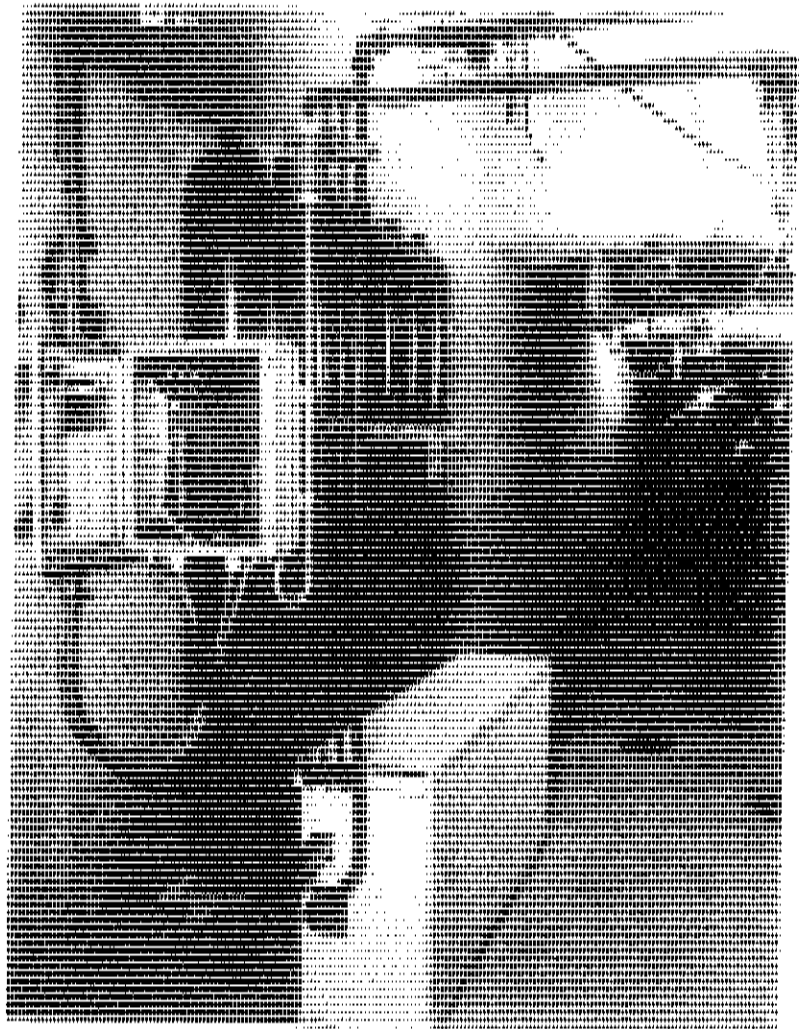


Fig. 20 Unità centrale automatica di acquisizione ed elaborazione dati

Il sistema di misura è completato da una serie di trasduttori di temperatura installati in ciascuno dei conci della diga che permettono di determinare le variazioni di pressioni imputabili a variazioni termiche (Fig. 19).

### 5.3 OSSERVAZIONI SULLA PRIMA FASE DI ESERCIZIO DELL'IMPIANTO

I martinetti sono stati messi in carico, fra il dicembre 1982 ed il marzo 1983, in quattro fasi successive e contemporaneamente è iniziato il reinvaso del serbatoio. In ciascuna delle fasi di carico sono stati pressurizzati 2 martinetti piatti per ciascun cono. Attualmente si sta raggiungendo la quota massima consentita dalle Competenti Autorità (136 m. s.l.m.), due metri al di sotto del livello massimo di esercizio normale (138.00 m.).

Il comportamento delle strutture e del "giunto attivo" è stato a tutt'oggi del tutto normale. Lo spostamento relativo delle due strutture è misurato mediante dilatometri fissi, ubicati ai quattro vertici della superficie di spinta di ciascun sperone, facenti parte della apposita strumentazione di controllo installata nelle strutture stesse e nella roccia di fondazione.

Nella fig. 21 è riportato, come esempio tipico, il diagramma dello spostamento del giunto dello sperone n° 4, unitamente ai diagrammi del livello di invaso del serbatoio e della temperatura dell'aria, nel periodo dicembre 1982 - settembre 1983.

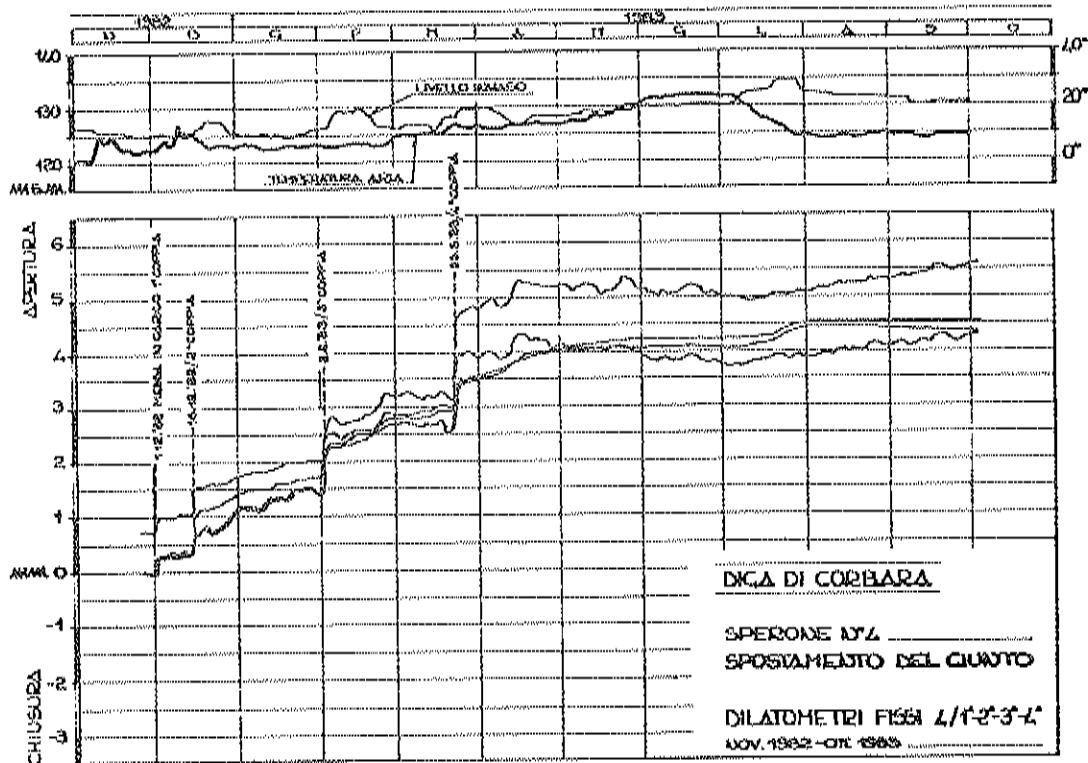


Fig. 21 Diagramma degli spostamenti del giunto dello sperone n. 4

Come si può notare, i diagrammi evidenziano in maniera netta le quattro fasi di messa in carico dell'impianto con l'aumento graduale del livello di invaso interrotto da alcune punte dovute alla opportunità e necessità di contenere alcune improvvise piene del fiume Tevere con contemporanea o successiva apertura degli scarichi di fondo. La fig. 22 mostra una di queste piene avvenute durante l'esecuzione dei lavori.

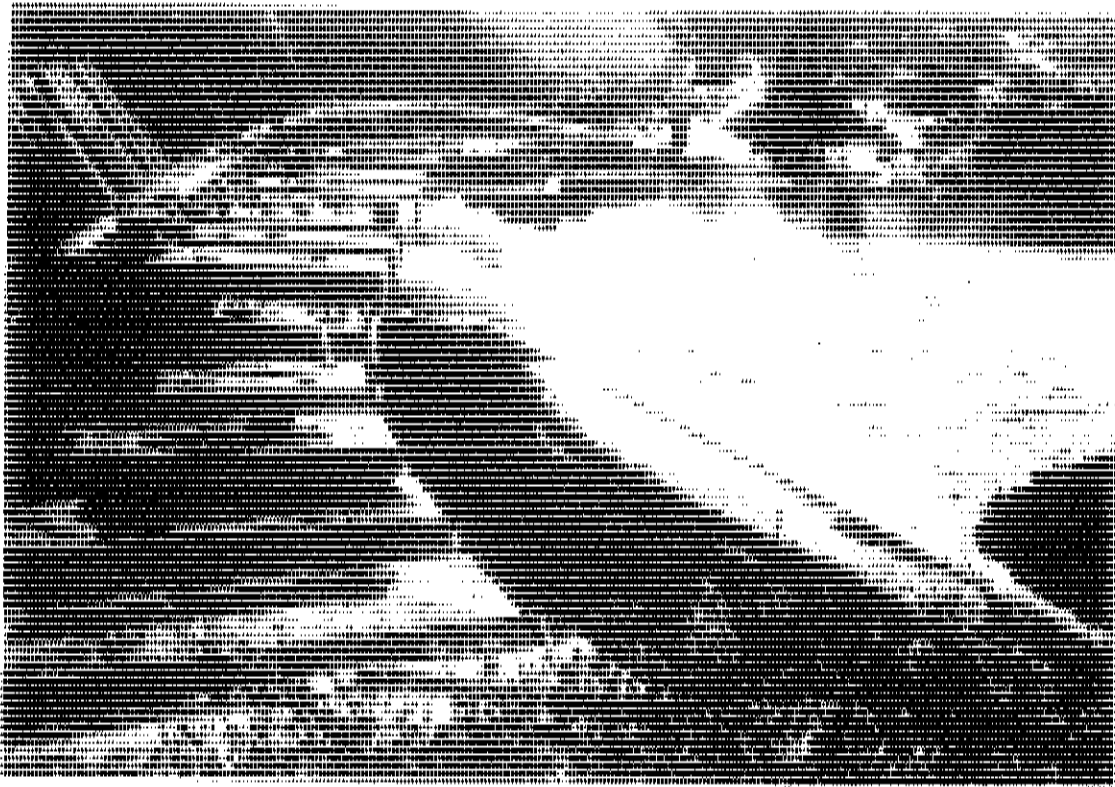


Fig. 22 Apertura degli scarichi della diga durante una piena del fiume Tevere avvenuta nel corso dell'esecuzione dei lavori

6. BIBLIOGRAFIA

- 1 "TRAVAUW n° 361 - gennaio 1965 - La construction du barrage de Menjil sur le Sefied-Roud (Iran)" par Jean Muller
- 2 "Water Power & Dam Construction - Febbraio 1976 - First prestressed arch dam in the United States" by J. Legas
- 3 "Civil Engineering - ASCE - Novembre 1977 - Nambé Falls Dam - First mechanically prestressed concrete dam in U.S." by Harold G. Arthur, F. ASCE.
- 4 ICOLD - X<sup>e</sup> Congresso Grandi Dighe - Montreal 1970 - Q39 R15 "La fissuration de contraforts du barrage de Grandval et leur renforcement par mise en place de verins actifs" par M. Pfaff - M. Pousse et MM. Beajoint, Combelles, Taillebot.

REPARATION DE STRUCTURES EN BETON PRECONTRAINT  
PAR PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

PIERRE XERCAVINS  
*P.X. Consultants - Paris*



### REPARATION DE STRUCTURES PAR PRECONTRAINTE

Les ouvrages en béton précontraint n'ont pas échappé aux imperfections de toute oeuvre humaine. Comme tous également, ils vieillissent: 40 ans se sont écoulés depuis l'après-guerre, qui a marqué le vrai essor de béton précontraint. Aussi peut-on juger maintenant de la pathologie de ce matériau et de son aptitude aux réparations .

Les exemples pris pour cela concernent de façon limitative, ce qui concerne la pathologie par insuffisance de précontrainte, quelle qu'en soit la cause.

### PONT DE LUZANCY, SUR LA MARNE

Ce pont en portique surbaissé, fait partie des premières grandes réalisations en béton précontraint de FREYSSINET. Commencé pendant la guerre, il a été achevé en 1945.

Sa construction en voussoirs préfabriqués a conduit comme cela a été fréquent à cette époque à disposer les câbles de précontrainte en rainure, leur protection étant assurée par du mortier remplissant ces rainures après précontrainte.

Cette protection, qui paraîtrait maintenant d'une audace extravagante, a cependant rendu l'ouvrage apte au service, jusqu'à ce que l'on décide de le renforcer, près de 30 ans après sa construction. Sans doute faut-il voir en cette durée la conséquence heureuse de la maîtrise des détails que FREYSSINET possédait. Qui de nos jours se hasarderait à confier la pérennité des aciers à une protection semblable!

Le renforcement du tablier a pu être réalisé par une précontrainte rectiligne bien placée, aussi bien sur appui qu'en travée, grâce à la courbure du tablier. La précontrainte d'origine comportait par poutre à mi-portée 32 câbles de 10  $\emptyset$  5 mm soit:  $F = 5.32$  MN pour une contrainte permanente estimée de  $\sigma = 8.5$  MPa.



Tandis que la précontrainte additionnelle, à savoir un câble 12 T 15, donne  $F_2 = 1.80$  MN pour  $\sigma = 10.8$  MPa, ce qui permet de compenser une perte de précontrainte d'origine de 30%.

Les câbles étant ancrés au delà des appuis, il s'agit là d'un cas particulièrement simple quant à la diffusion de la précontrainte additionnelle à la structure à renforcer. Les câbles de renfort ont été disposés sous tubes acier et injectés. (fig.n.1)

#### PONTS A POUTRES DROITES

Les ponts de cette génération ont dans l'ensemble donné lieu à peu d'incidents: les poutres isostatiques étant de ce fait soumises à des contraintes bien connues, avec des câblages de forme simple, reprenant les charges appliquées, sans introduction d'efforts concentrés importants, par suite de la petite taille des câbles utilisés à cette époque (12  $\phi$  5 12  $\phi$  7 - soit 0,2 ou 0.4 MN par cable).

Par contre, tout comme dans l'exemple précédent, la protection des câbles n'a pas toujours été correctement assurée et la corrosion a pu jouer de façon plus ou moins rapide selon les conditions locales d'exécution et d'environnement.

L'exemple de ce pont fait sur les canaux du Nord de la FRANCE, est assez représentatif . Datant de la décennie 1950, il comporte 8 poutres pratiquement adjacentes réunies par 6 entretoises, le hourdis coulé entre poutre étant réduit à un joint de 3 cm. (fig. n.2 ).

Aussi la précontrainte transversale était-elle disposée en rainure, juste sous la chaussée, les câbles n'étant gainés que dans la table supérieure de la poutre de rive, afin d'y être ancrés. Ces câbles sont maintenant totalement corrodés. Heureusement là encore, que les ponts de cette époque comportaient des surabondances: ici, l'entretoisement qui a permis à ces tabliers de supporter le trafic, sans dommage grave, malgré ces défauts (fig. n.3).

En ce qui concerne le cablage longitudinal, dont la pérenité est indispensable à assurer la résistance, la protection à l'intérieur des gaines même très mal injectées, est encore suffisante pour qu'il n'y ait que peu de trace de corrosion.

Mais en l'absence d'une méthode indiscutable pour connaître l'état exact des câbles tout au long de ceux-ci, une précontrainte additionnelle est disposée entre les poutres. Cette précontrainte est réalisée pour cet ouvrage au moyen d'un câble 12 T 15 par poutre, ce qui représente 20% de l'effort théorique de précontrainte à mi-portée.

Comme des travaux de réfection doivent également être réalisés au niveau des appuis, travaux imposant l'ouverture de la chaussée derrière les murs garde-grève, les ancrages de la précontrainte additionnelle peuvent être disposés au-delà des appuis. (fig. n. 4).

La difficulté de renforcement des ouvrages de ce type tient d'une part, du point de vue technologique, aux difficultés d'accès aux appuis, et d'autre part en l'évaluation de l'état de corrosion, avec ou sans rupture de câbles. Une précontrainte additionnelle excessive par rapport à la précontrainte résiduelle pouvant bien sûr donner des désordres par excès de compression des membrures inférieures déjà soumises comme c'était l'usage à de très fortes compressions initiales avant pertes de précontrainte.

Nous avons été confrontés à quelques cas de corrosion très rapide, le plus typique pour moi étant celui d'un appontement minéralier en MAURITANIE, construit en 1960, qui a dû être sérieusement réparé en 1970. Il s'agit d'un ouvrage s'avancant à 1. m au dessus de la mer, en zone tropicale pour lequel il y a accumulation de sel dans le béton par exposition aux embruns puis évaporation.

C'est un cas de corrosion généralisée, concernant l'ensemble des parties métalliques, y compris en bien des endroits le ferrailage secondaire par insuffisance d'enrobage.

Ceci a conduit à une réparation importante, affectant tous les éléments de la structure: câblage longitudinal, étriers, hourdis, travaux à faire sans interrompre l'exploitation de l'appontement, destiné à exporter le minerai de fer.

S'agissant de travées isostatiques de 15 m, on a réalisé leur continuité par groupe de 3 en bétonnant les joints entre travées, avec câbles continus à tracé polygonal grâce à des déviateurs situés sur appui et au tiers de chaque portée. Ces câbles en 12 T 13, un de part et d'autre de chaque poutrelle, ont été disposés sous tube en acier et injectés au mortier, les tubes étant eux-mêmes galvanisés et peints aux époxy. Les étriers actifs, des torons de 15 mm, ont également été mis sous tube mais avec une injection en produit bitumineux.

L'ouvrage est maintenant régulièrement inspecté. Après 14 ans, les dispositions prises s'avèrent efficaces avec une maintenance en peinture sur les parties anciennes, et un contrôle de la protection des étriers tendus (recharge en produits bitumineux sur certains ancrages par suite de fuite).

Les exemples de réparation de tabliers à poutres isostatiques peuvent être multipliés, ils présentent tous les mêmes caractéristiques avec au départ de la décision de renforcement, un choix basé sur une estimation assez subjective de durée de vie résiduelle.

Toutefois, nous disposons pour évaluer cette durée de vie d'un recul de 30 ans sur un grand nombre d'ouvrages qui nous permet de voir que, sauf conditions d'agressivité extrême, comme celui présenté ci-avant, les évolutions par corrosion banale telle que nous les avons observés, s'apprécient à l'échelle des décennies,....

D'autre part, il n'y a aucune possibilité d'accident brutal avec ces types d'évolution: la perte de précontrainte liée à la corrosion banale, si celle-ci existe sur certains câbles plus exposés, est un phénomène très progressif sur des ouvrages à poutres multiples entretoisées, comportant chacune de nombreux câbles. La recherche d'une éventuelle fissuration de flexion au cours d'épreuves de chargement permet toujours d'évaluer le seuil minimal de précontrainte encore existant au moment des épreuves.

C'est ce qui avait été fait pour l'ouvrage donné en exemple. Les résultats principaux obtenus pouvant être résumés comme suit:

- Nous avons observé l'apparition de fissures de flexion pour un chargement par 4 camions de 38 T, tandis qu'avec la précontrainte d'origine conservée à 100% de sa valeur estimée à l'époque (déduction faite des pertes telles qu'on les calculait alors) on aurait dû avoir une compression résiduelle sur cette même fibre.

Précontrainte	39,6 MPa
Poids propre	- 21,8
Superstructures	- 4,4
<hr/>	
Total à vide	- 13,4 MPa
Surcharges	- 8,4
<hr/>	
Contrainte cumulée en charge	5,4

La contrainte due aux surcharges est mal connue, du fait du fonctionnement visiblement douteux de l'entretoisement, majorant les moments sur les poutres directement sollicitées.

On a donc fait, à partir de ces contraintes, une estimation de "fourchette" de précontrainte, allant de 70 à 85% de sa valeur nominale, la valeur nous paraissant la plus probable étant d'environ 80% de celle-ci, qui correspondrait à une contrainte résiduelle à vide de 5,4 MPa avant renfort.

Le renfort de précontrainte de 20% permet de compenser le déficit de précontrainte sans risque de compression excessive. Dans le cas présent on ne dépasserait pas 17 MPa dans les zones le plus comprimées, tandis qu'une nouvelle perte de 20% sur la précontrainte d'origine nous ramènerait à la situation actuelle qui n'offre aucun risque à moyen terme.

## PONTS CONTINUS

Ces ouvrages, et plus spécialement les ponts construits en encorbellement et les ponts poussés, ont donné lieu à beaucoup plus d'incidents.

Les causes de ces incidents, à savoir essentiellement non prise en compte des gradients thermiques, mauvaise évaluation des conséquences du fluage, concentration excessive d'ancrages dans certaines zones, ont fait l'objet de multiples publications qui en font le point.

Les illustrations ci-après sont essentiellement destinées à voir les difficultés technologiques d'application des précontraintes additionnelles requises par ces ouvrages.

La difficulté majeure réside en l'exécution des massifs d'ancrage des câbles complémentaires lorsqu'il n'est pas possible d'avoir des câbles de la longueur totale des poutres continues ou par suite de l'inaccessibilité des extrémités.

La solution la plus courante consiste à bétonner contre les âmes après repiquage de celles-ci, des massifs serrés par précontrainte transversale, au moyen de barres courtes.

Dans certains cas, pour faciliter l'exécution, ces massifs sont préfabriqués, avec interposition d'un mortier de scellement entre béton ancien et blocs d'ancrages.

L'expérience montre que ces méthodes comportent des risques sérieux:

- La précontrainte de barres courtes, de longueur 1 m environ, est difficile. En effet, à une contrainte de 6 MPa, correspond un allongement de 3 mm que l'on risque de perdre en grande partie par rentrée d'ancrage, "jeu" dans les filets, même à pas fin; écrasement du matériau constituant le joint en cas de préfabrication.
- Le rapport classique en béton armé consistant à imposer un effort normal  $N$  au moins égal à l'effort tranchant  $T$  peut

être insuffisant, selon le mode d'exécution de la reprise de bétonnage et la nature des matériaux au contact.

Une réparation de ce type faite par FREYSSINET en 1978 a dû être reprise deux ans après, ayant constaté un glissement de 18 mm d'un des blocs de fixation de la précontrainte de renfort.

Des essais ont alors été refaits par FREYSSINET, afin de définir la résistance au cisaillement, en essayant de bien modéliser les différents états de surface qu'on peut réaliser: on a obtenu pour rapport T/N des valeurs allant de 2.10 à 0.09! (voir tableau des résultats, figg. n. 5 & 6)

Cette énorme dispersion recouvre en fait des comportements très différents des surfaces de reprise.

La réduction du rapport T/N quand N passe de 10 à 25 MPa, montre une résistance intrinsèque au cisaillement qui existe en l'absence de tout effort normal et correspond à une contrainte de ruine par cisaillement  $\tau_u$  atteignant voire dépassant, 10 MPa dans certaines configurations (mortier entre béton primaire et tôle striée).

Après début du glissement, il reste un phénomène qui s'apparente mieux à un frottement pour certains essais (faible variation de T/N avec l'effort normal). On voit également que sous effort normal important (25 MPa) certains matériaux n'offrent plus, après mouvement, qu'une assez faible résistance malgré un très bon comportement initial, parce qu'il y a destruction de la couche d'accrochage.

Ces difficultés imposent donc d'être attentif aux détails de exécution et éventuellement à ne pas oublier les méthodes par aciers passifs, scellés dans le béton correctement repiqué avant bétonnage.

On est en effet capable de sceller sur une profondeur de l'ordre de 10 diamètres des ronds à béton à haute adhérence, lesquels peuvent jouer le rôle classique d'aciers de reprise de bétonnage.

Une telle méthode qui nécessite un grand nombre de scellements, c'est son inconvénient, a par contre l'avantage de répartir sur une grande surface les efforts d'ancrage. Quelques diapositives illustrent ce principe pour un ouvrage en caisson à 3 travées, dont une particularité intéressante est l'arrêt du hourdis inférieur un peu avant les appuis de rive, ce qui facilite à la fois l'exécution à l'intérieur du caisson et la butée partielle des massifs d'ancrage sur le hourdis. (fig.n. 7).

Dans un autre exemple, le serrage transversal de l'entretoise créée pour servir de massif d'appui a été amélioré en réalisant une coupure dans l'entretoise, des verins plats permettant d'en compenser les déformations relativement au caisson ancien très rigide avec action conjointe des verins plats et de la précontrainte transverse (figg. n. 8, 9 & 10).

#### PLANCHERS

Le changement de destination d'une local afin de pouvoir y stocker des marchandises à raison de  $1 \text{ T/M}^2$  sur un plancher initialement conçu en plancher léger, en poutrelles préfabriquées, nous a donné l'occasion d'un renfort par exécution d'une contre-dalle sur le plancher existant, avec précontrainte par torons graissés. Il s'agit dans ce cas d'une structure type bâtiment, avec 3 travées de 5.38 m environ chacune. On a préféré dissocier la nouvelle dalle en la coulant sur une feuille de polyane, afin de bien séparer les fonctions de l'ancienne ossature de celle de la dalle mince, 13 cm d'épaisseur, relativement déformable. La contre flèche donnée par la précontrainte permet à la dalle de porter les surcharges accrues avant de solliciter le plancher ancien (fig.11).

#### ENSEIGNEMENTS TIRES DE CES REPARATIONS

Sur le plan technologique, les réparations ont contribué à développer une nouvelle forme de précontrainte par câbles extérieurs au béton. En effet, sauf cas très particulier comme nous venons d'en citer un pour un plancher, la précontrainte en réparation est

presque toujours externe.

La forme technologique la plus simple et la plus économique correspond à la mise en place des câbles sous gaine en polyéthylène, puis injection au coulis de ciment. L'usage de tels câbles extérieurs au béton remonte aux années 1960, et leur comportement est très satisfaisant.

L'usage des gaines livrées en grande longueur, donc enroulées, a parfois donné lieu à quelques déboires du fait d'un mauvais retour en position droite: l'utilisation de gaines livrées en tronçons droits d'une dizaine de mètres, raccordés sur place par soudure, évite cette difficulté.

Ces gaines sont à raccorder sur les tubes cintrés formant les zones de déviation, la solution la plus simple étant le simple emboitement du polyéthylène sur le tube, en recherchant les diamètres qui se correspondent. L'emboitement étant complété d'un manchon thermo-rétractable afin d'assurer l'étanchéité à l'injection.

Faut-il limiter la tension dans ces câbles, qui peut être supérieure à la tension dans les câbles noyés dans le béton des anciens ouvrages, du fait de très faibles frottements et de faibles pertes par déformations différées du béton?

La mise en tension de tels câbles, surtout lorsqu'ils sont longs, incite les exécutants à la prudence du fait des conséquences d'incidents éventuels à la mise en tension.

Il faut bien voir qu'en pratique courante de chantier, les pertes de tension au transfert conduisent à un effort ancré bien inférieur à la tension au vérin, grandeur d'ailleurs limitée dans un certain nombre de règlements à 70% de l'effort à la rupture.

Ces pertes n'existant pratiquement pas pour de longs câbles extérieurs aux ouvrages, les ancrages supportent donc pratiquement la pleine tension initiale. Bien sûr, ils sont faits pour cela, mais à condition que la mise en oeuvre soit bonne: ancrages propres et correctement positionnés, absence de rouille, même superficielle, dans les cavités femelles recevant les clavet



tes....

Une difficulté complémentaire apparaît avec l'emploi rare, il est vrai, de torons galvanisés. Avec ceux-ci, il y a risque de encrassement des clavettes, s'il y a des reprises de tension multiples, nécessaires pour des câbles longs.

Nous pensons donc que 75% de l'effort à rupture serait la valeur maximale à admettre pour ces câbles.

Par contre, il n'est théoriquement pas nécessaire d'imposer une limite à la tension permanente, car ces câbles extérieurs ne peuvent subir que de très faibles surtensions, quel que soit les chargements appliqués.

Les câbles courts: étriers, câbles de serrage des bossages, posent une difficulté de nature inverse, par suite de la grande importance relative des pertes au transfert, qu'il faut donc pour voir bien contrôler. Il ne suffit pas pour cela d'utiliser des barres filetées, ou de caler... Avec les barres, il faut des filets fins (filets mécaniques), une tension au verin accompagnée d'un serrage de l'écrou à la clé, c'est-à-dire avec un dispositif d'appui du verin donnant accès à cette clé.

Et pour les systèmes avec calage, avoir également l'accès pour la mise en place de ces cales sans surtension préalable des armatures, afin de ne pas perdre le bénéfice du calage.

D'un point de vue théorique, les réparations ont également fait progresser l'analyse des structures.

Un progrès me semble devoir être fait quant aux concepts de sécurité, afin de mieux définir l'étendue des réparations à faire.

En effet, les analyses fines faites à l'occasion de certaines réparations conduisent de temps en temps à douter de leur intérêt économique, par rapport à la solution extrême consistant à reconstruire l'ouvrage malade.

Si effectivement on se donne comme critère de rendre un ouvrage exécuté ancien, strictement conforme aux exigences réglementai

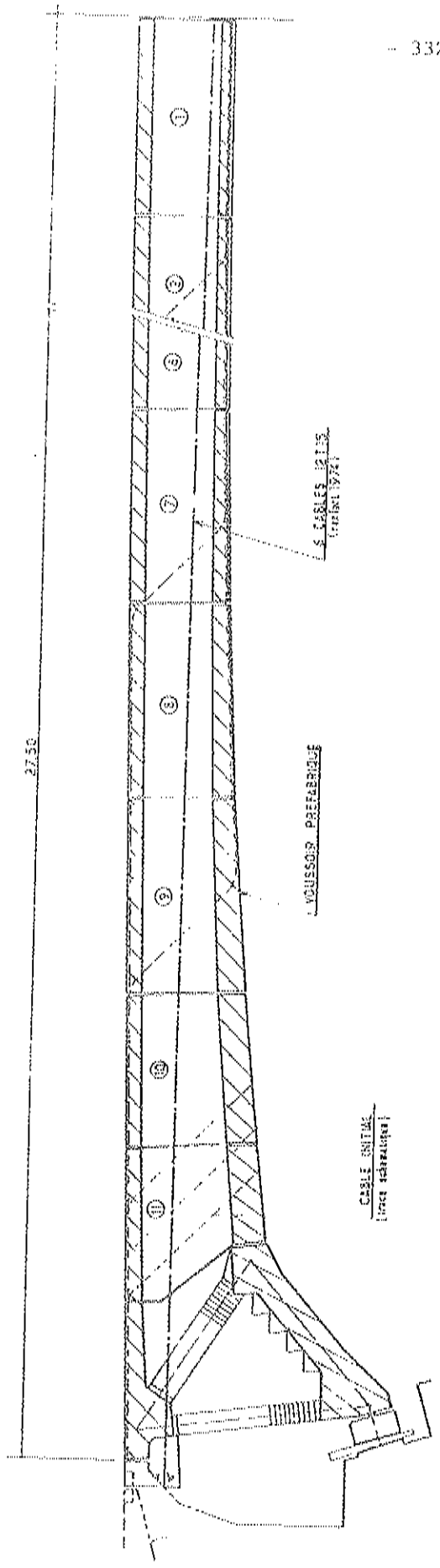
res du moment, on applique à posteriori à un ouvrage des règles faites pour l'être à priori, règles de ce fait plus sévères pour intégrer un certain nombre de défauts aléatoires. Il n'y a plus à tenir compte dans les coefficients de sécurité de tout ce qui vient des aléas d'exécution, lorsqu'on juge de la sécurité d'un ouvrage construit. Nous devrions alors nous imprégner de la philosophie des calculs aux états limites avec fragmentation de la sécurité en coefficients partiels.

L'examen comparatif d'ouvrages ayant présenté des défauts analogues est assez impressionnant quant à la variation d'importance des réparations faites, ou à la rapidité à les mettre en oeuvre.

S'il est bien un cas où le réalisme consistant à admettre un fonctionnement éventuellement fissuré doit prévaloir, c'est bien celui d'ouvrages qui l'ayant été involontairement, ont ensuite fait l'objet de mesures destinées à bien analyser les conséquences de cette fissuration, vis-à-vis d'une éventuelle fatigue des armatures ou de la corrosion ....

La synthèse des informations concernant les réparations faites, voire à contrario des démolitions, suivies de l'examen des ouvrages condamnés, devrait permettre au responsables d'ouvrages inquiets par des désordres plus ou moins sérieux les affectant, de faire leur ma conclusion: il n'est pas de structures précontraintes qui ne soit économiquement et durablement réparables, grâce en particulier aux multiples ressources de la précontrainte.

1/2 TRAVÉE - COUPE LONGITUDINALE



DEMI COUPE A LA CLE

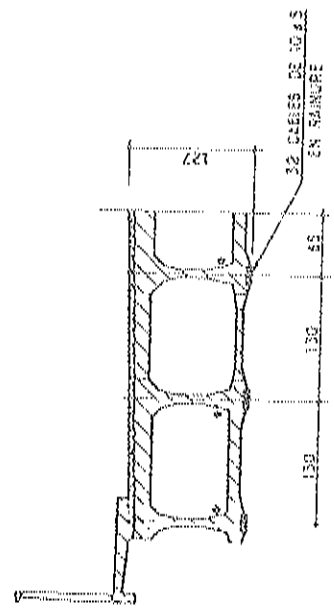


Fig. 1

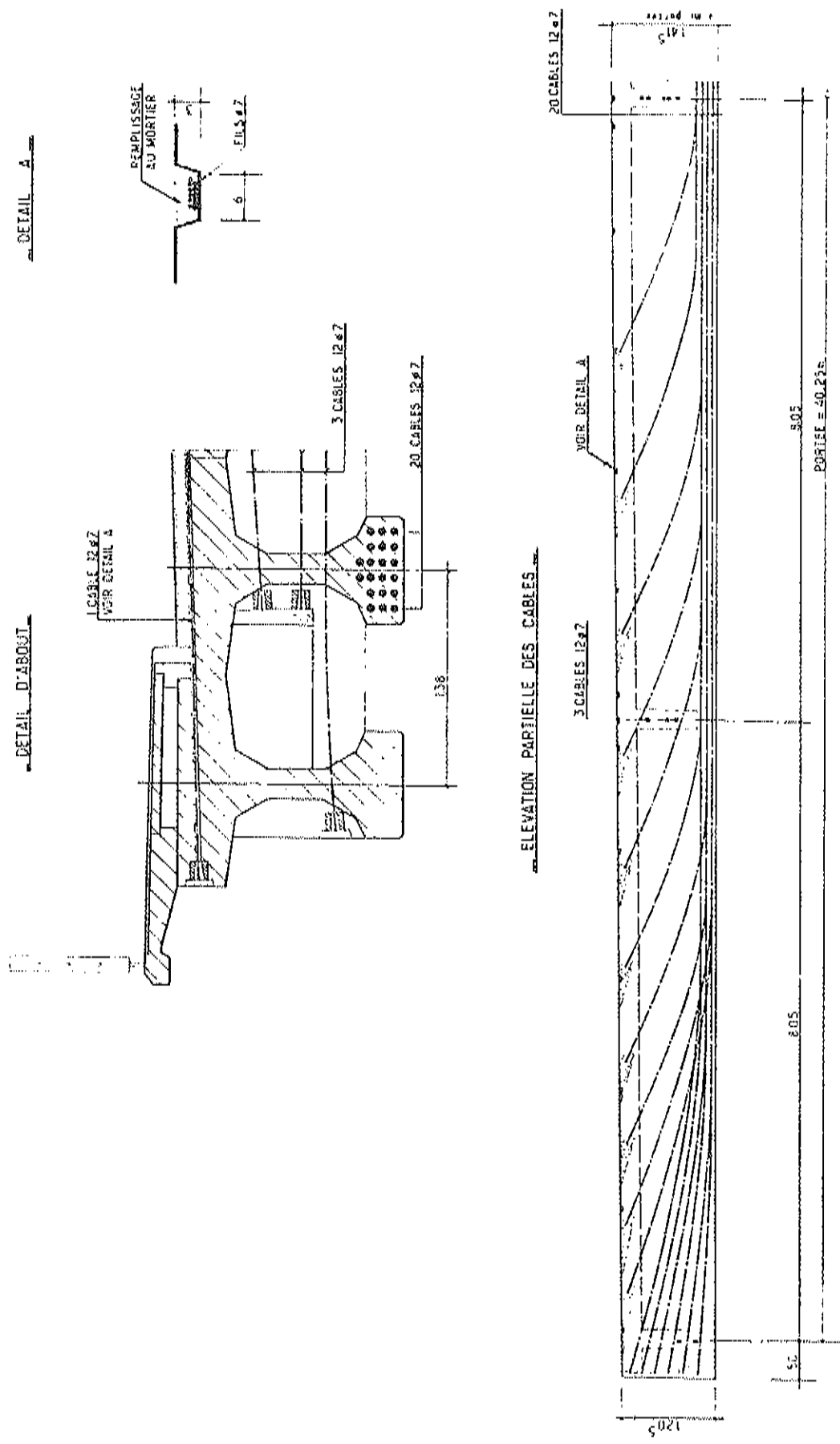
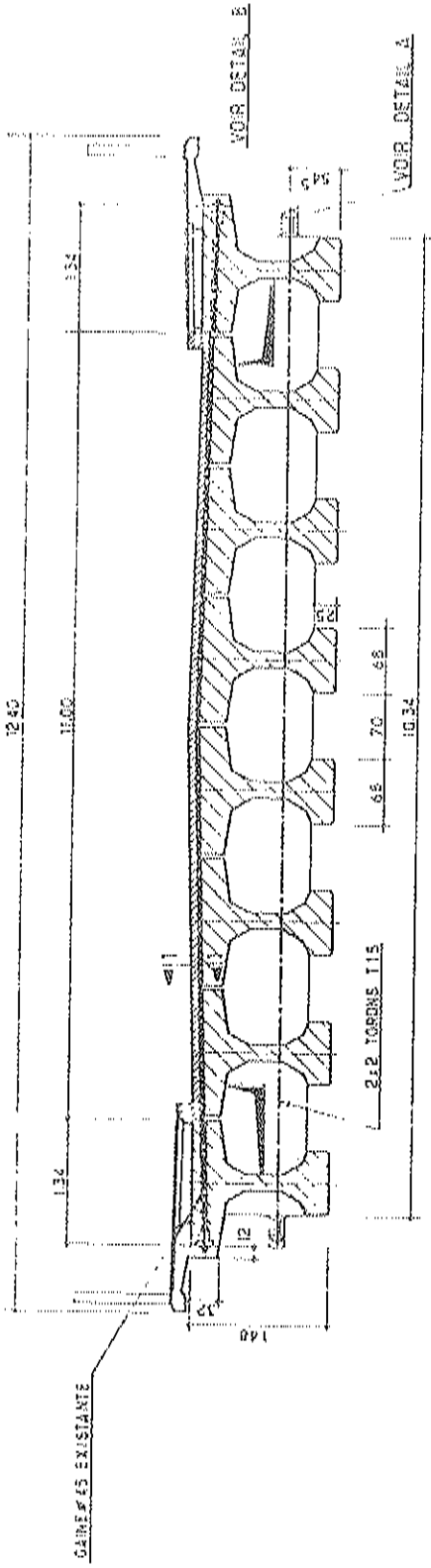


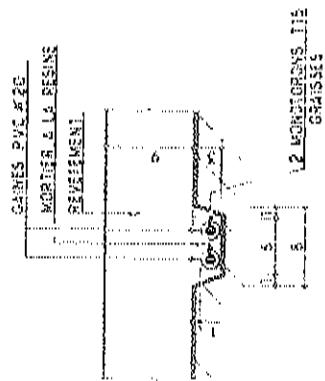
Fig. 2

ANCIEN PONT A POUTRES D'OTTES

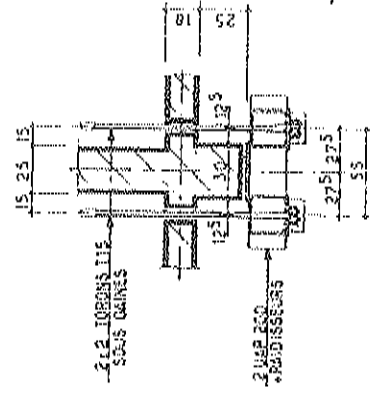
COUPE TRANSVERSALE TYPE



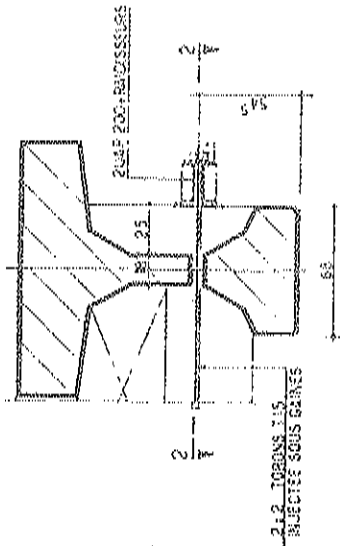
COUPE 1.1



COUPE 2.2



DETAIL A



DETAIL B

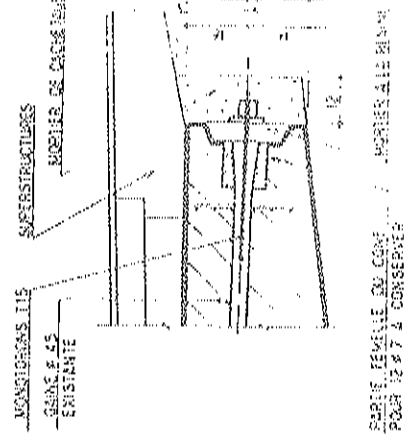
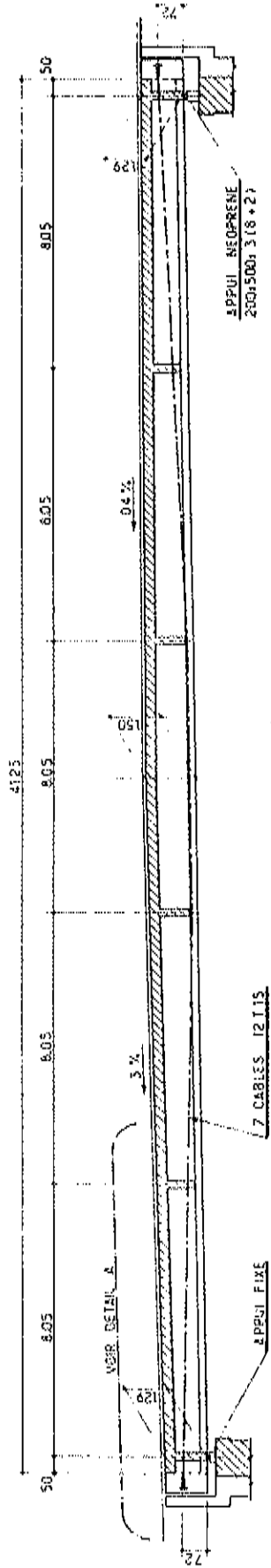


Fig. 3

COUPE LONGITUDINALE



DETAIL A

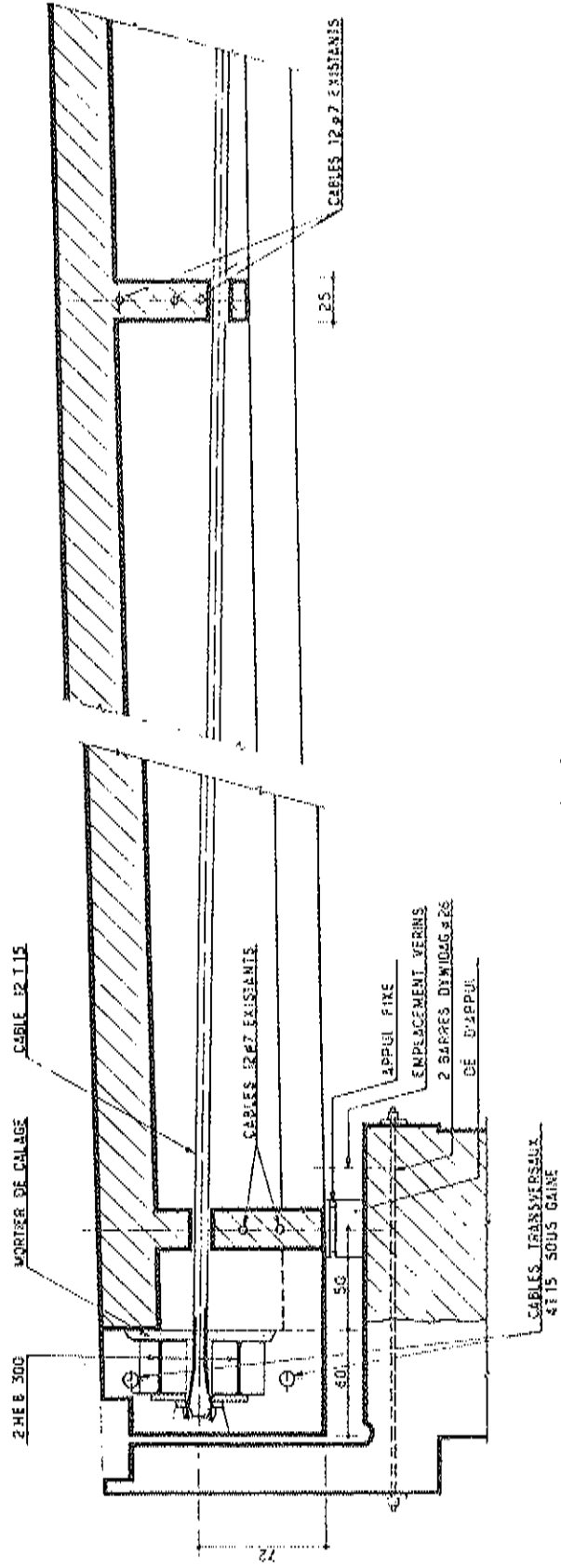


Fig.4

RESUME DES RESULTATS

PRODUITS SUR BETON BOUCHARDE	TEMPS DURCISSEMENT	COMPRESSION EN BARS	COEFFICIENT I/N Démarrage	COEFFICIENT I/N Mouvement	OBSERVATIONS
NETU MORTAR MB PRIMAIRE	42 h.	100	0,96	0,66	Cisaillement du mortier au droit de la tôle sur les 2 faces
		250	0,60	0,09	Cisaillement du mortier au droit du béton sur les 2 faces
KEEBAFILL	12 J.	250	0,83	0,25	Cisaillement du mortier au droit des stries sur une face et au droit du béton sur l'autre face
	6 h.	100	2,10	0,94	Cisaillement du mortier au droit des stries sur les 2 faces
CONEXTRA CP		250	0,91	0,24	Cisaillement du mortier au droit des stries sur une face et au droit du béton sur l'autre face
	3 J.	100 250	1,06 0,79	0,45 0,44	Cisaillement du mortier au droit des stries sur les 2 faces

Fig.5

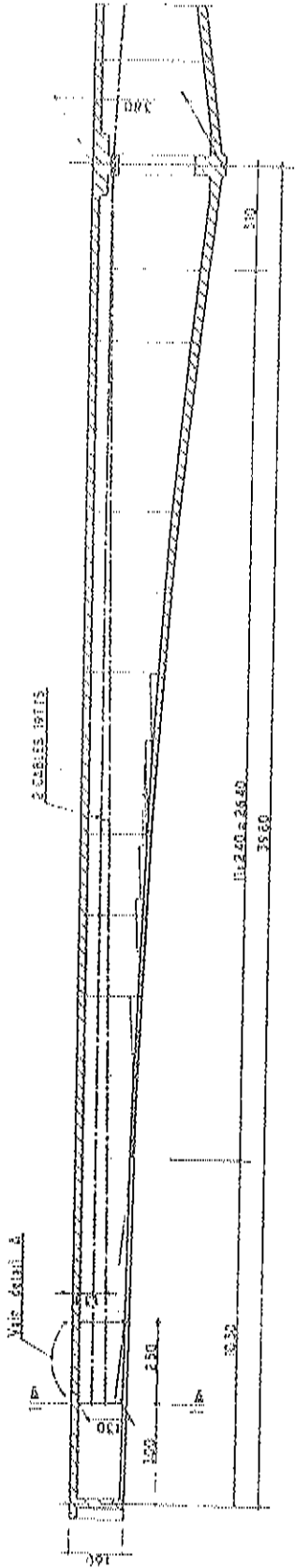
## RESUME DES RESULTATS

PRODUITS SUR TOLE	BETON	COMPRESSION EN BARS	COEFFICIENT I/A Démarrage	Mouvement	OBSERVATIONS
ARALDITE	Brut de décoffrage	100	0,41	0,15	Cisaillement de la résine au droit de la tôle
		250	0,36	0,15	
		350	0,43	-	
COLLE EPOXIDE	Brut de décoffrage	100	0,37	0,26	Rapage de la peau du béton
		250	0,36	0,32	
		100	0,34	0,25	
REEBAFILL	Brut de décoffrage	100	0,39	0,27	Rapage de la peau du béton
		350	0,48	0,41	
		50	0,56	0,56	
100	0,38	0,44			
	Bouchardé	50	0,54	0,49	Marquage des stries de la tôle et effritement du béton
		100	0,41	0,37	

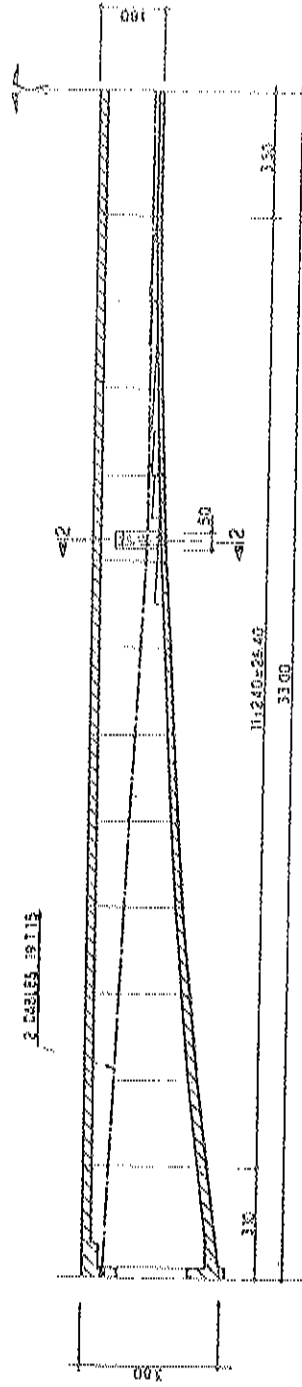
Fig. 6



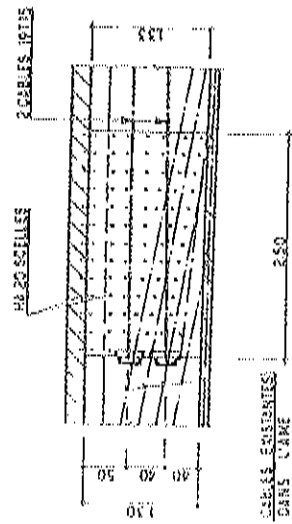
TRAVÉE DE RIVE - COUPE LONGITUDINALE



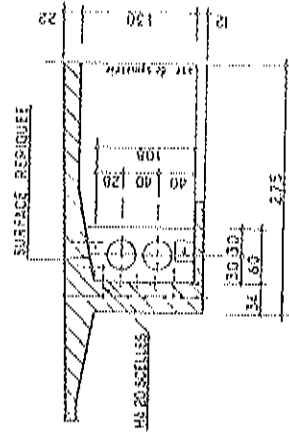
1/2 TRAVÉE CENTRALE - COUPE LONGITUDINALE



DÉTAIL A



COUPE 1.1



COUPE 2.2

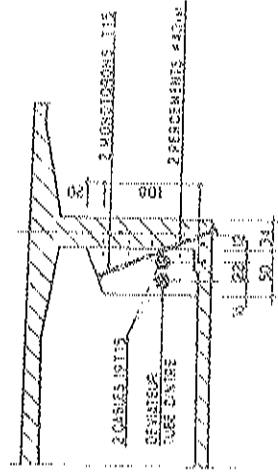
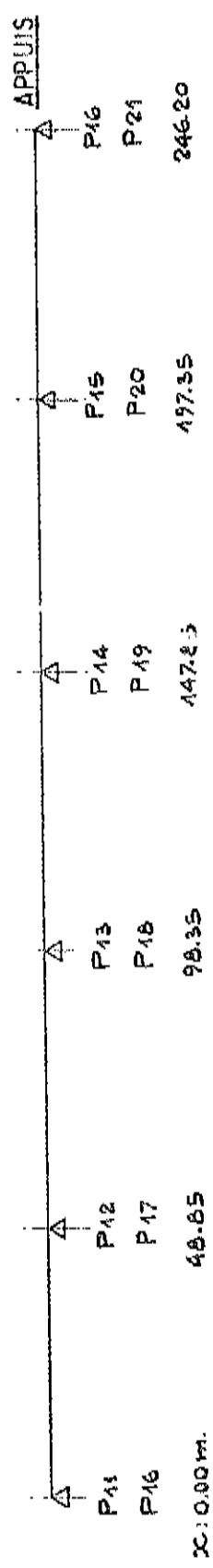


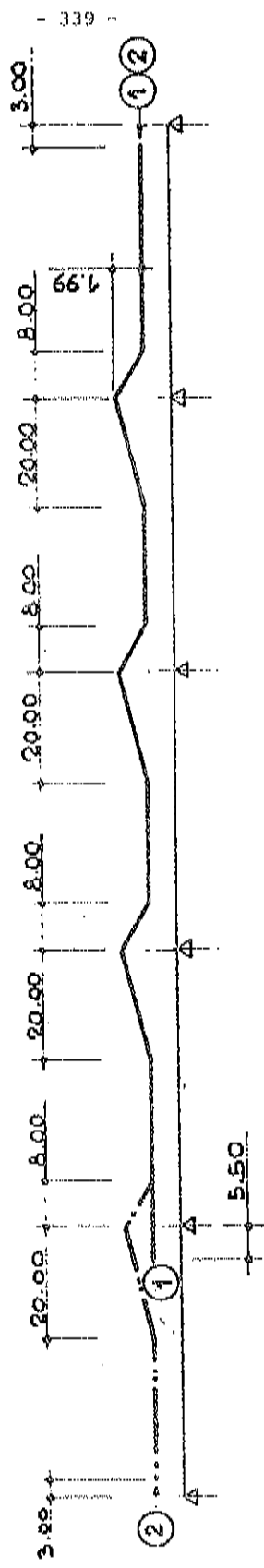
Fig.7

SCHEMA D'IMPLANTATION DE LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

TRONCONS 3 et 4



COUPE LONGITUDINALE



YUE EN PLAN

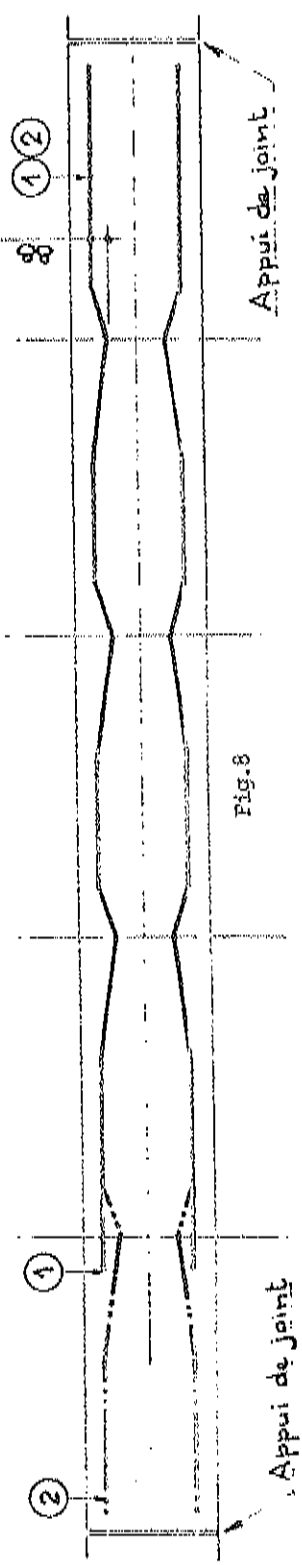


Fig. 8

MASSIF D'ANCRAGE DE LA PRECONTRAINTE ADDITIONNELLE

COUPE A-A

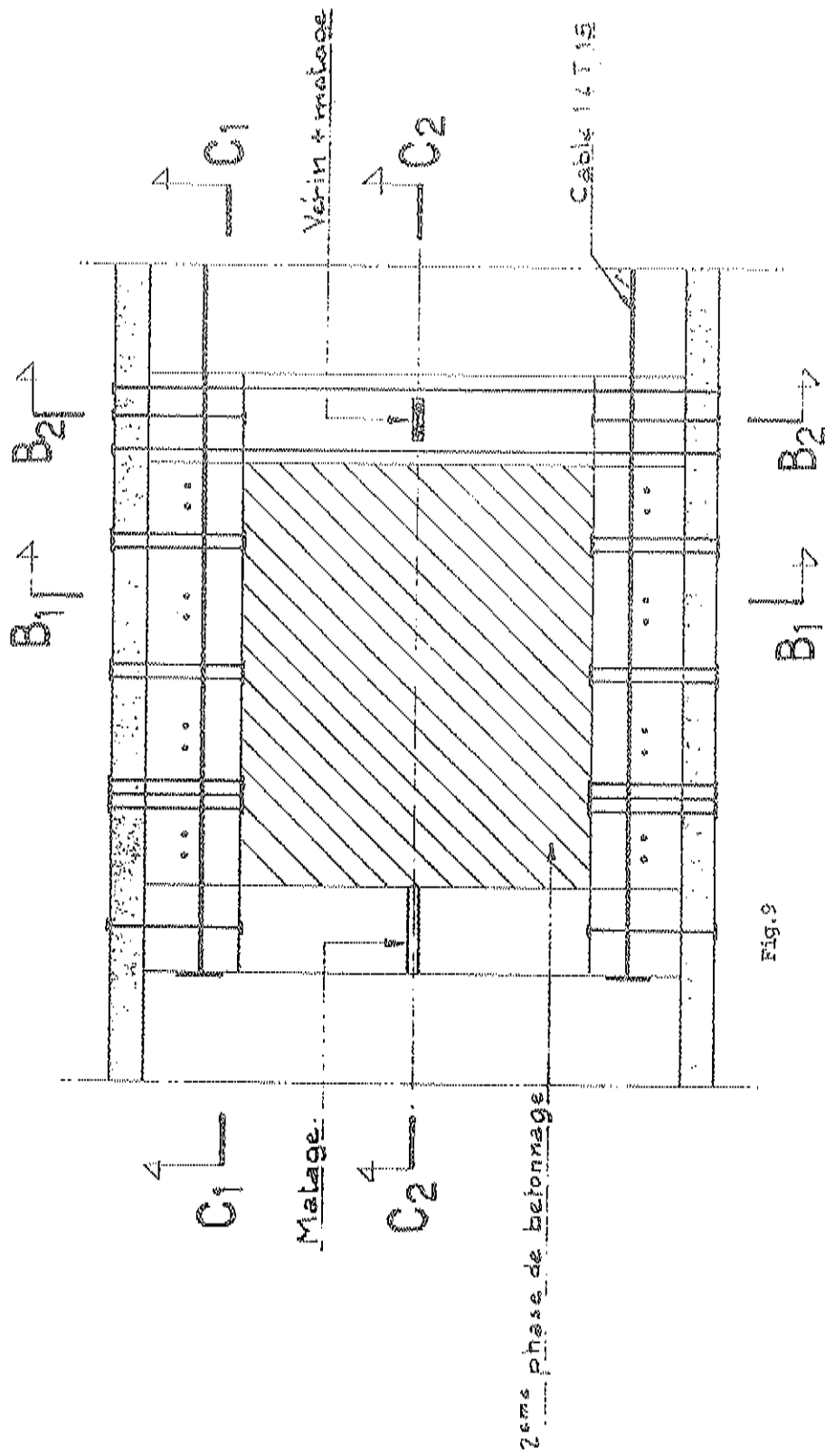
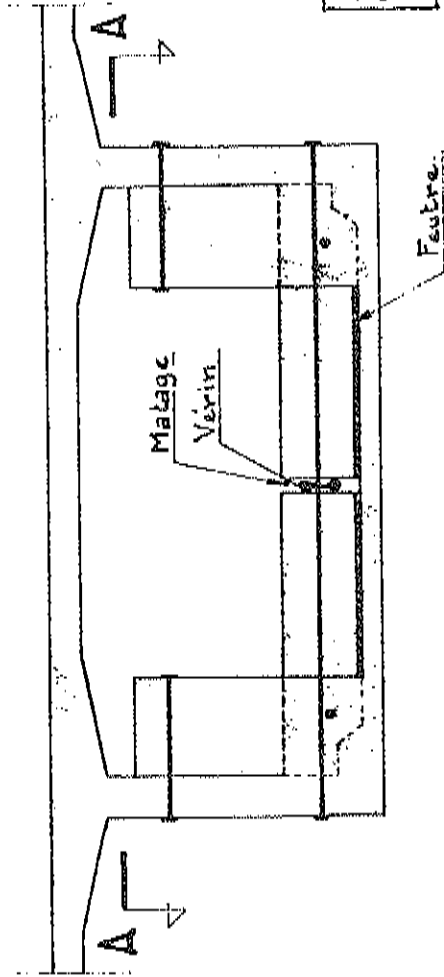


Fig. 9

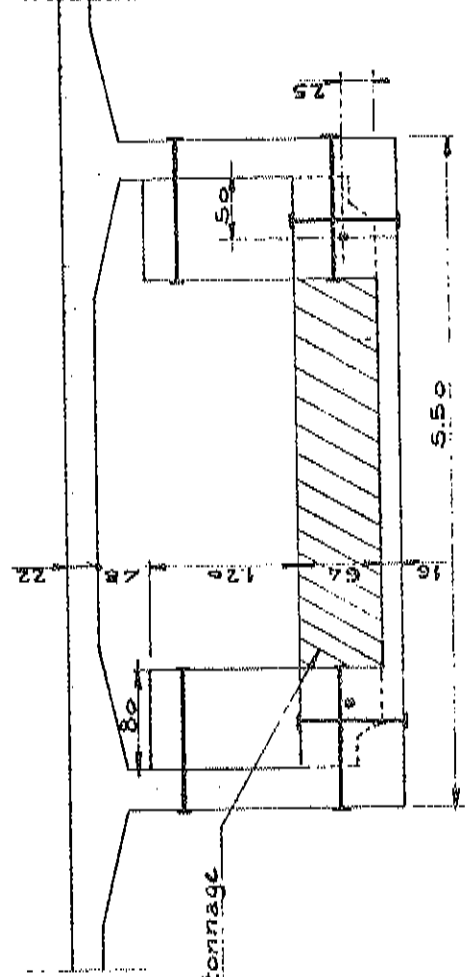
MASSIF D'ANCRAGE DE LA PRECDTRAINTE ADDITIONNELLE

COUPE B<sub>2</sub>-B<sub>2</sub>



Le clouage des massifs  
d'ancrage est fait à  
l'aide de barres DJP  $\phi 26$

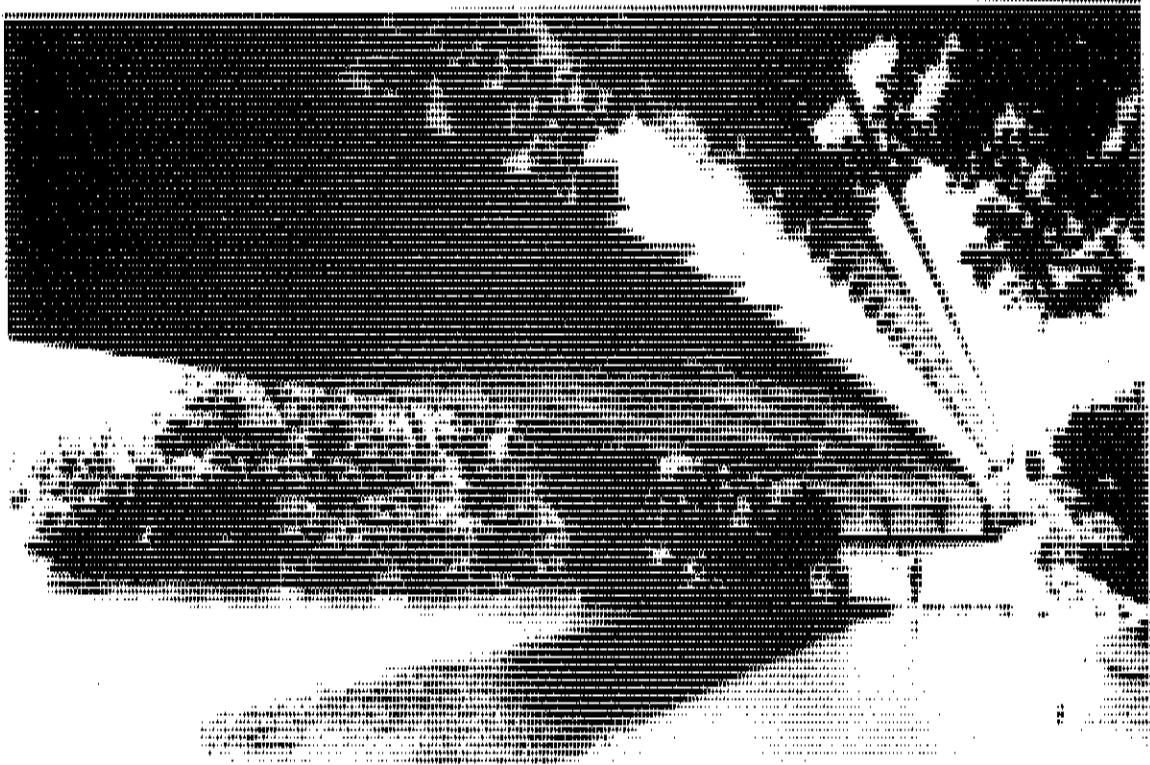
COUPE B<sub>1</sub>-B<sub>1</sub>



2eme phase de bétonnage

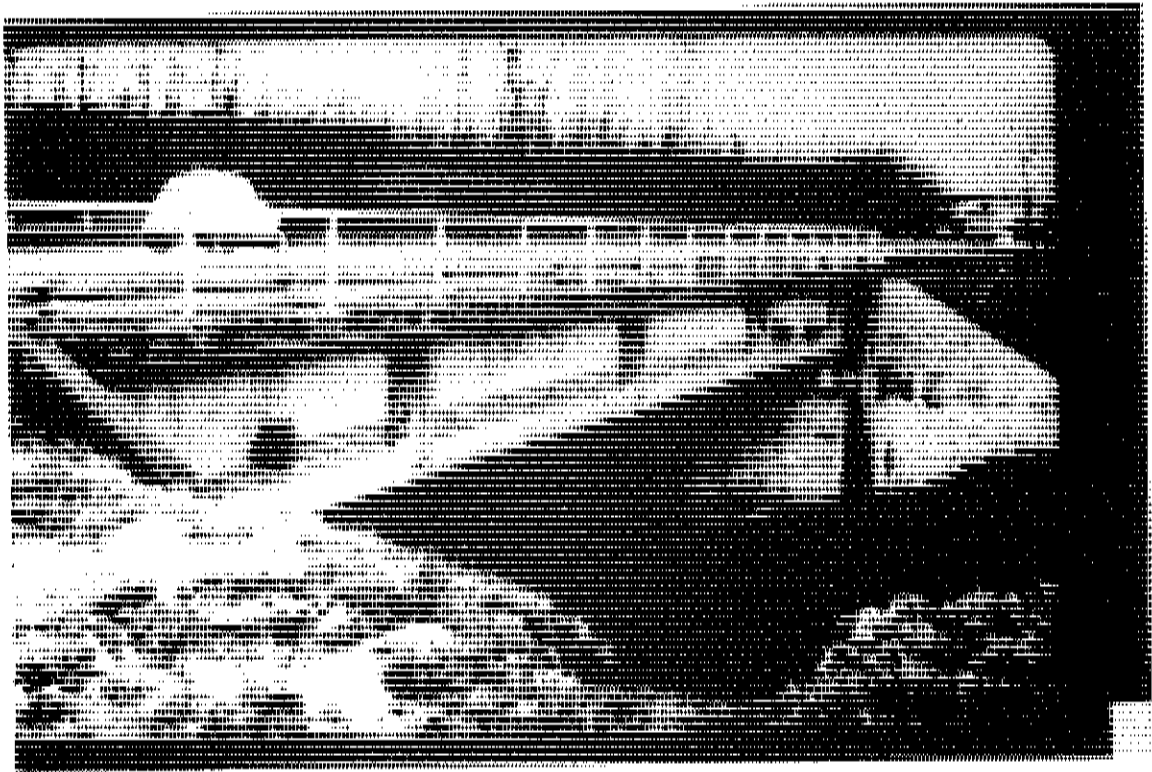
Fig. 10





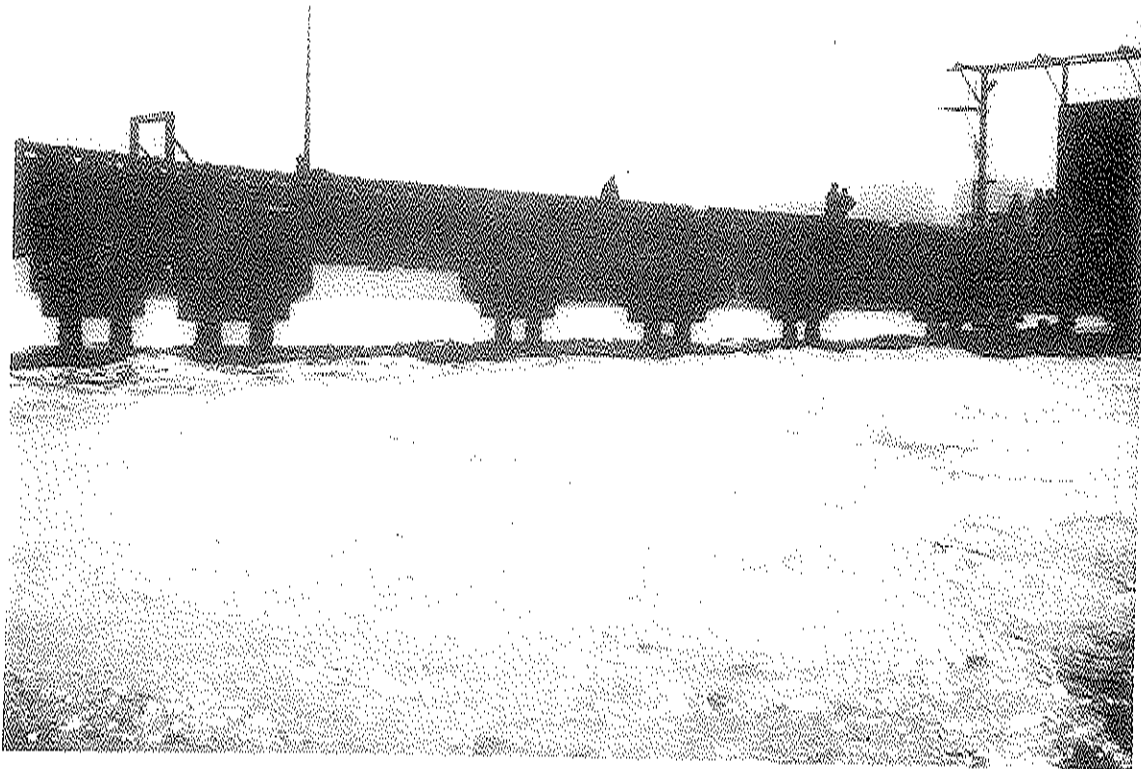
PONT DE LUZANCY — 1945 —

Un des plus vieux ponts en béton précontraint, en voussoirs préfabriqués



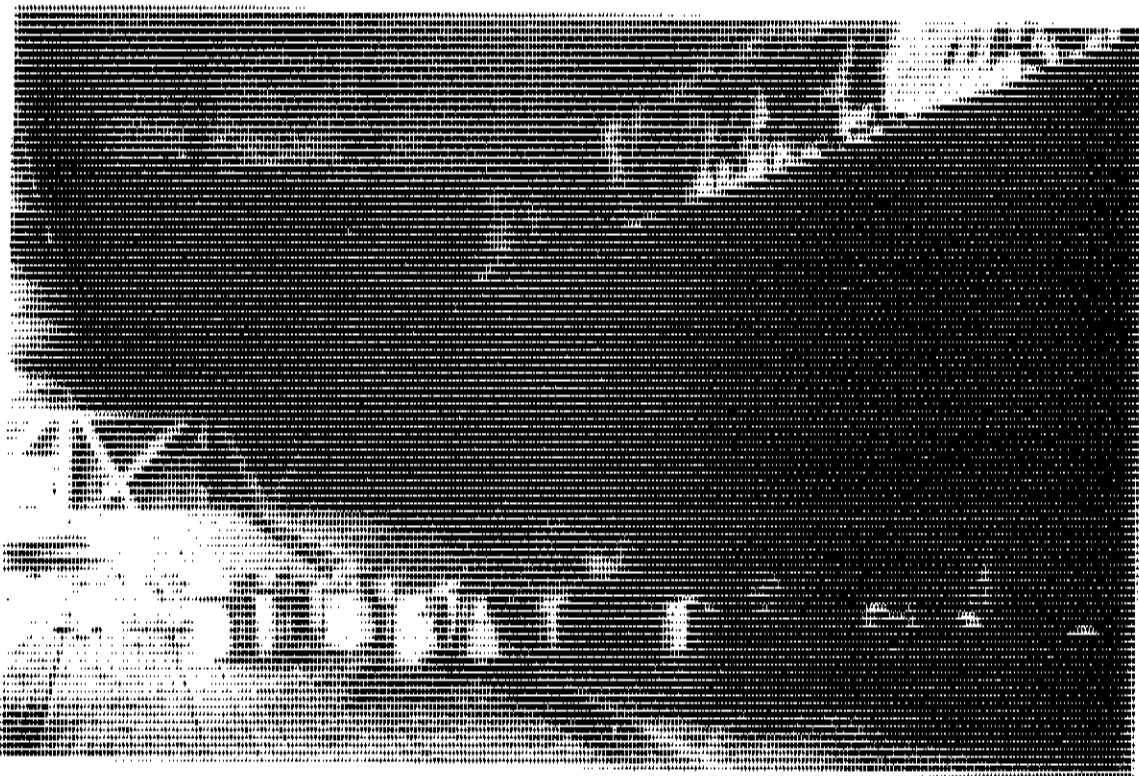
PONT DE LUZANCY — 1945 —

Pont isostatique — précontrainte additionnelle appliquée sur le talon de poutre



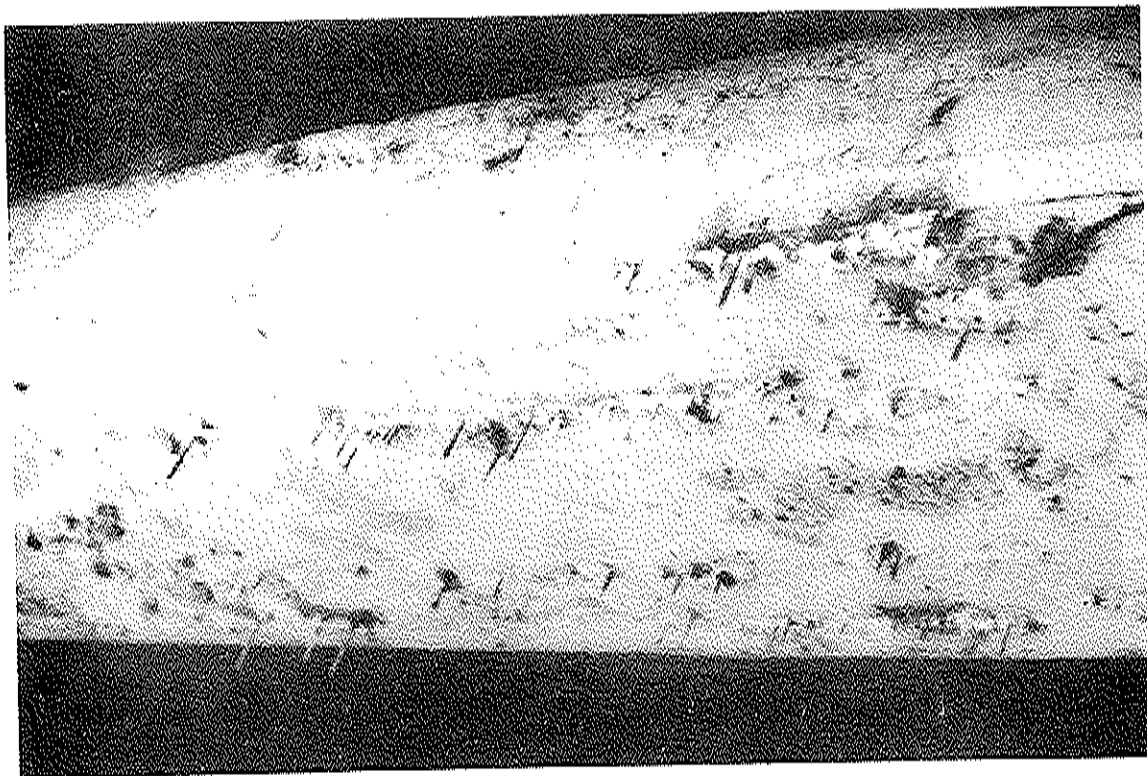
APPONTEMENT EN MAURITANIE

a) vue générale



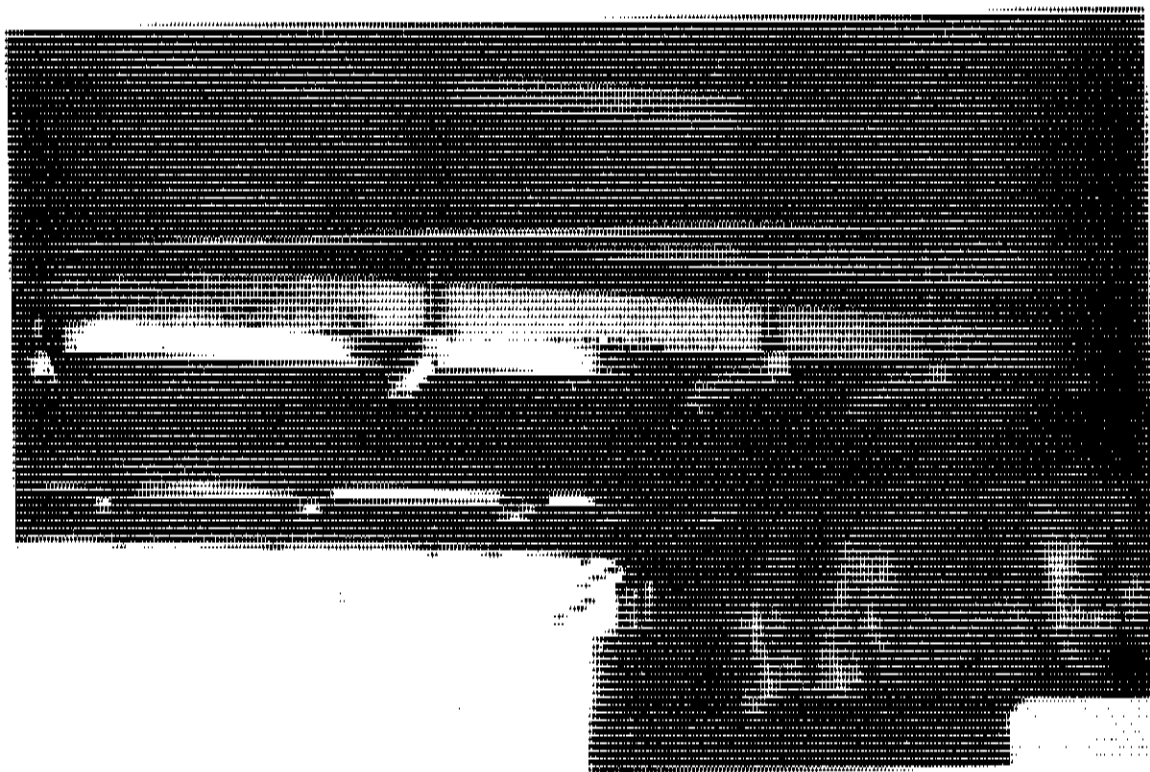
APPONTEMENT EN MAURITANIE

b) vue de dessous, avec plateforme de travail en place



APPONTEMENT EN MAURITANIE

c) vue de dessous — talon de poutre avant réparation



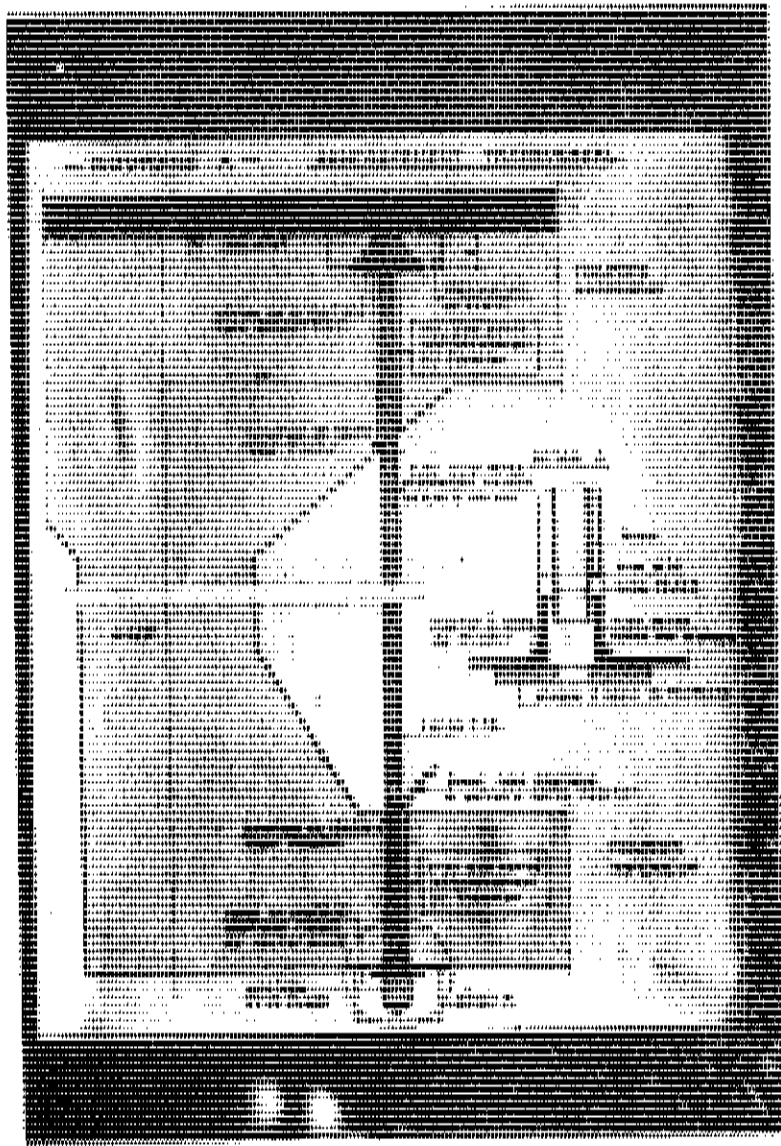
APPONTEMENT EN MAURITANIE

d) vue de dessous, précontrainte complémentaire

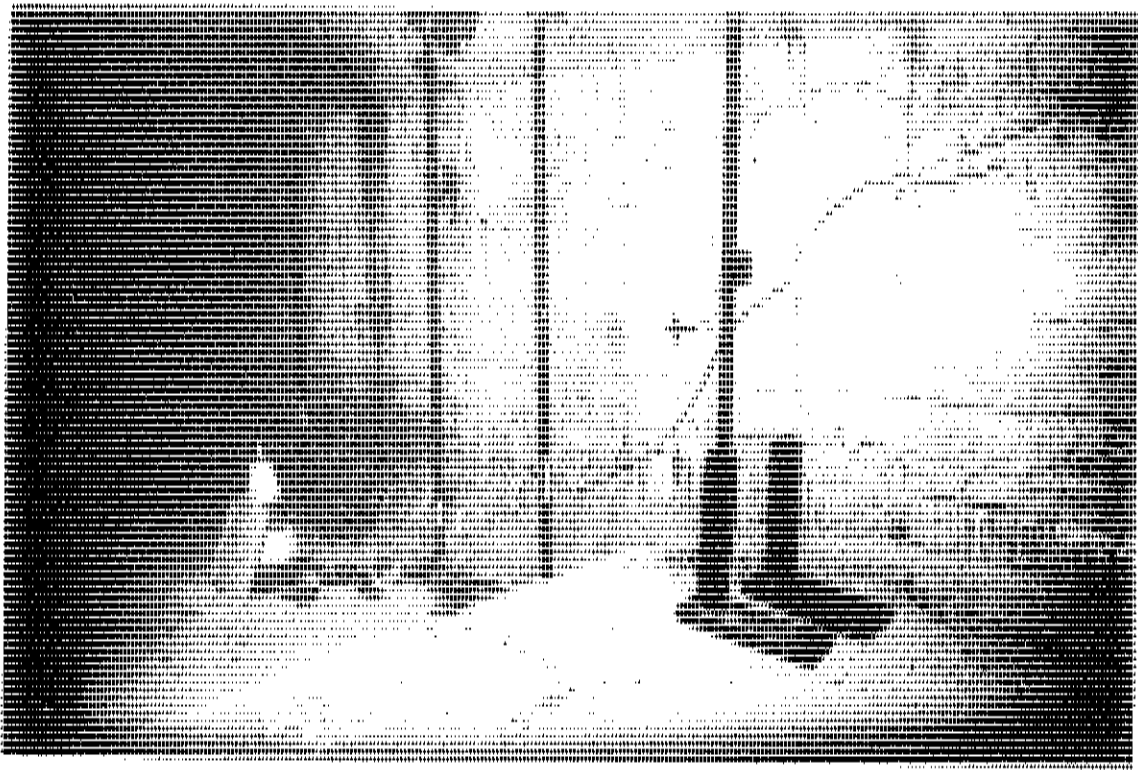




Massif d'ancrage fixé par précontrainte transversale



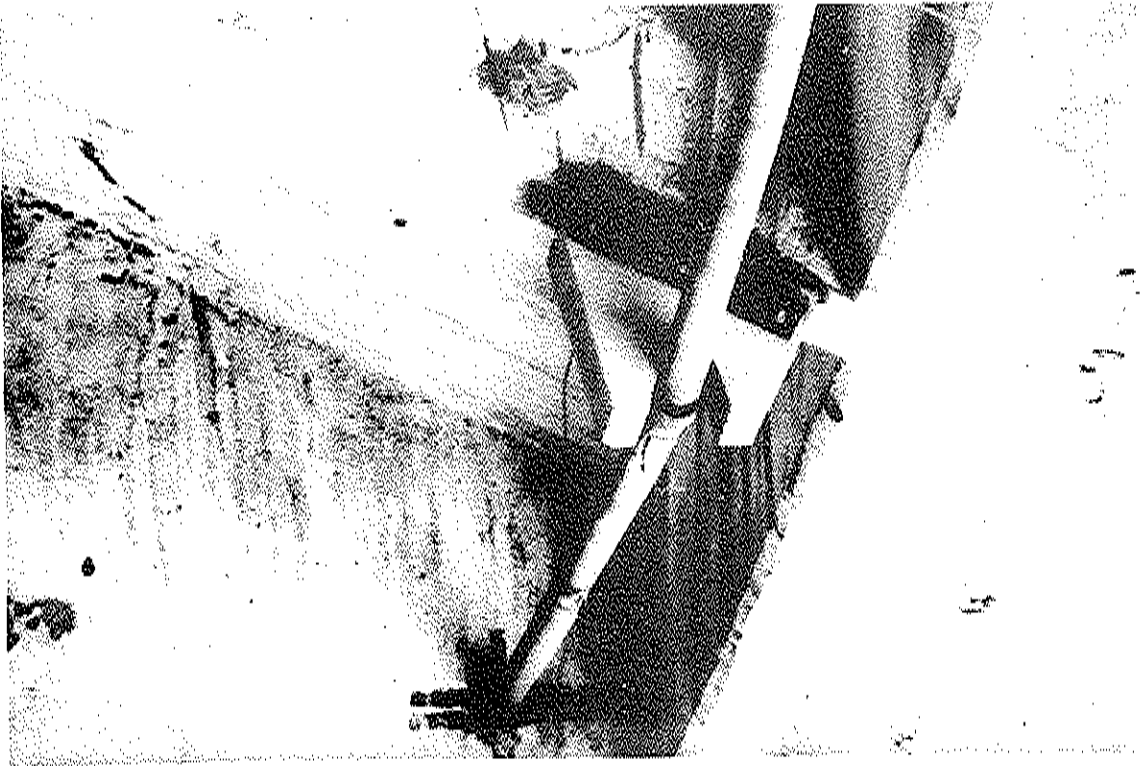
PONT D'AUREC — renforcement par précontrainte verticale  
a) coupe transversale



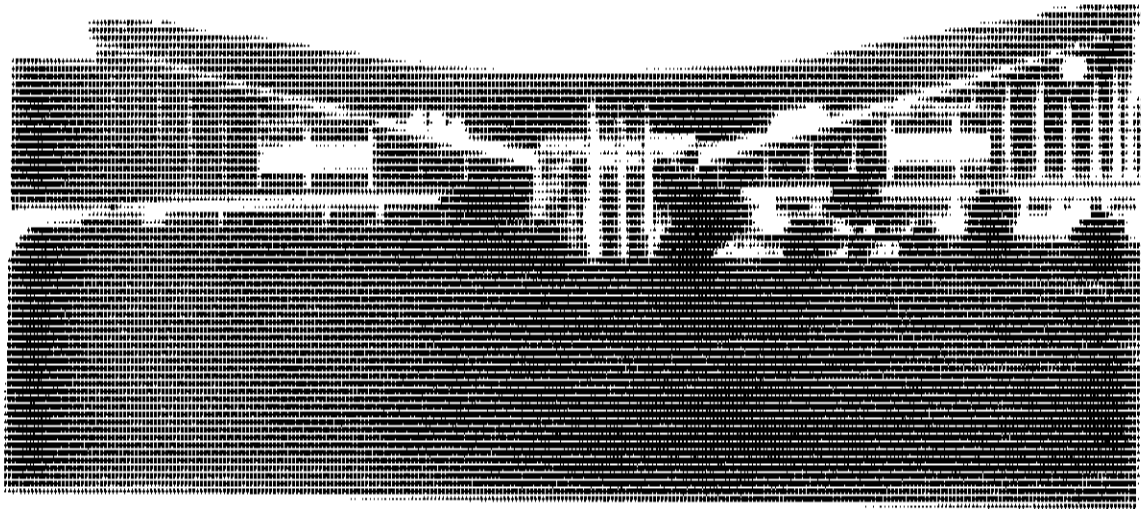
PONT D'AUREC -- renforcement par précontrainte verticale  
b) vue de dessous



PONT D'AUREC -- renforcement par précontrainte verticale  
c) vue intérieure du caisson



STAFE DE TEHERAN  
Déviateur de câble extérieur



## COUVERTURE D'EUROPE N.1

a) vue générale de la voûte



## COUVERTURE D'EUROPE N.1

b) état des câbles du voile de 7 cm avant réparation, au bout de 25 ans.

LINEE TEORICHE GENERALI ED APPLICAZIONI DELLA COAZIONE  
ALLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE: ESEMPI DI STRUTTURE DA PONTE

EMANUELE FILIBERTO RADOONA

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica  
Università di Roma*



## 1 CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

Scopo della presente relazione è quello di esaminare e discutere i problemi che si pongono nella progettazione degli interventi di riparazione e di consolidamento di ponti in c.a. ed in c.a.p., quando si adotta la tecnica degli stati di coazione, impressi al conglomerato cementizio per il tramite di cavi di acciaio da cemento armato precompresso, messi a contrasto con le strutture esistenti.

Ci si riferisce ai ponti a travata, i quali si trovano, di regola, sottoposti a prevalenti azioni flettenti e taglianti e sono esposti, quindi, al rischio di fenomeni di fessurazione e di deformazione eccessiva. In questi casi, la introduzione di stati di tensione artificiali, antagonisti a quelli indotti dai carichi esterni, consente di ridurre in modo sostanziale sia le ampiezze delle lesioni che l'entità degli abbassamenti.

Se l'obiettivo che si intende raggiungere è limitato al controllo della fessurazione oppure alla realizzazione di controfrecce, risultano ugualmente efficaci sia i cavi resi aderenti al conglomerato per mezzo di iniezioni di malta effettuate nelle guaine, sia i cavi definitivamente non aderenti (unbonded), perchè ingrassati e racchiusi in una guaina protettiva, di solito di cloruro di polivinile.

Questo è il caso che si presenta in quei ponti in c.a. precompresso nei quali si sono verificate cadute di tensione nell'acciaio presollecitato superiori a quelle previste in fase di progetto: diminuiscono le tensioni di compressione artificiale nel conglomerato, aumentano le tensioni risultanti di trazione, aumenta la probabilità che si formino lesioni, ma non diminuisce la capacità di prestazione della sezione per rapporto allo stato limite ultimo sotto carico statico.

Se però la riduzione della presollecitazione è conseguente alla corrosione dell'acciaio dei cavi preesistenti, allora risulta compromessa la sicurezza alla rottura della sezione: in questo caso è necessario fare assegnamento sull'aderenza al conglomerato dell'acciaio dei cavi integrativi, per poter ripristinare nella sezione deteriorata il comportamento e le capacità di prestazione allo stato limite ultimo che essa aveva in condizioni di integrità.

Per quanto riguarda i ponti in c.a. normale, l'impiego della precompressione aggiunta consente di risolvere non solo i problemi di controllo



della fessurazione e delle deformazioni, ma anche quello dell'adeguamento al transito di carichi di categoria superiore, controbilanciando una aliquota del carico permanente. I limiti di tale intervento sono determinati dalla entità delle tensioni di compressione risultanti, che deve essere compatibile con la resistenza del conglomerato, e dal valore del momento ultimo che la sezione può raggiungere in funzione delle armature rese effettivamente aderenti.

L'accoppiamento dei cavi post-tesi alle strutture esistenti di c.a. e di c.a.p. conduce dunque alla realizzazione di una molteplicità di sistemi costruttivi compositi, che possono rientrare nella categoria delle "travi armate", oppure in quella delle travi di c.a. migliorate dall'intervento di una pressione eccentrica additiva, di intensità e di segno opportuni, oppure ancora nella categoria della precompressione parziale con armatura mista, o, infine, nel cemento armato precompresso vero e proprio, così come è previsto dalle norme relative alle nuove costruzioni le quali prescrivono:

- resistenze caratteristiche del conglomerato non minori di  $300 \text{ kg/cm}^2$ ;
- cavi disposti in guaine interne al conglomerato e resi ad esse aderenti mediante iniezioni di malta;
- precompressione totale (assenza di trazioni) o precompressione limitata (trazioni ammesse fino al valore massimo di  $0,06 R_{bk}$ , parzializzazione esclusa dalle condizioni di servizio, ammessa solo nelle fasi intermedie e transitorie della costruzione).

Ai fini della valutazione della sicurezza non è inutile ricordare che la presenza di stati di tensione artificialmente impressi e, quindi, indipendenti dai carichi esterni, modifica, anche in campo lineare, la legge di dipendenza delle tensioni totali dai carichi applicati, che non è più del tipo:

$$a = bx \quad (\text{diretta proporzionalità fra carichi e tensioni}),$$

in cui  $a$  rappresenta il valore della tensione corrispondente alla intensità del carico  $x$ , ma diventa del tipo

$$a = bx + c \quad (\text{linearità, ma non proporzionalità}).$$

La presenza del termine additivo costante  $c$ , che tiene conto della coazione impressa artificialmente, esclude la diretta proporzionalità, anche se i legami costitutivi dei materiali sono lineari, se si resta nel cam

po delle piccole deformazioni e se i vincoli sono lisci e bilaterali: diventa quindi inapplicabile il metodo delle tensioni ammissibili, che trae il suo fondamento proprio dalla diretta proporzionalità fra i carichi agenti e le tensioni indotte. Quindi, in presenza di coazioni, le verifiche di resistenza devono basarsi sull'esame diretto dei fenomeni di collasso, considerati nel III stadio, confrontando fra loro non più le tensioni, bensì le caratteristiche delle sollecitazioni agenti e resistenti. Ciò è ovvio per le costruzioni in c.a.p., per le quali la normativa prescrive, anche nel capitolo relativo alle tensioni ammissibili, la verifica a rottura, sia pure limitatamente alla flessione e non al taglio- ciò che rappresenta una lacuna, che sarà, sperabilmente, eliminata quanto prima -, ma deve essere ugualmente tenuto presente che anche in quegli altri casi, in cui il sistema costruttivo, riparato con la introduzione di stati di coazione, non sembri rientrare formalmente nella categoria delle strutture in cemento armato precompresso.

Con queste precisazioni, il metodo di verifica che risulta più idoneo per i casi di strutture riparate o consolidate con l'impiego di cavi post-tesi integrativi è il metodo agli stati limite. I vantaggi che esso presenta sono i seguenti:

- prima di tutto viene fatta una sistematica elencazione degli stati limite, sia ultimi che di servizio, ciò che risulta particolarmente utile come guida allo studio del comportamento dei sistemi compositi, talvolta non convenzionali, a cui si perviene nel progetto di riparazione;
- poi si richiede esplicitamente la verifica a rottura, superando automaticamente le difficoltà osservate in precedenza nel metodo delle tensioni ammissibili;
- inoltre sono disponibili diversi coefficienti parziali di sicurezza, che consentono valutazioni più flessibili e meglio aderenti alle circostanze, tenuto conto che si opera su di una costruzione esistente, che può essere oggetto di esami accurati, in base ai quali si modifica il quadro delle incertezze che caratterizza il progetto delle nuove costruzioni.

Per quanto riguarda la previsione del comportamento nel tempo delle travi di cemento armato normale, alle quali vengono impressi stati di pre-sollecitazione adottivi, occorre tenere presente che le compressioni di lunga durata determinano una ridistribuzione delle tensioni fra il conglomerato cementizio e le armature ordinarie in esso contenute, a causa dello

scorrimento viscoso del conglomerato, che tende ad aumentare le tensioni di compressione nell'acciaio ad esso aderente e a ridurre quelle inizialmente presenti nel conglomerato.

In conseguenza di detta migrazione delle tensioni di compressione dal conglomerato all'acciaio, gli effetti favorevoli della presollecitazione nei confronti della sicurezza alla fessurazione del conglomerato si riducono, con il trascorrere del tempo.

Infine un altro aspetto caratteristico della adozione della tecnica della post-tensione nel campo delle riparazioni e del consolidamento è quello della presenza di rilevanti forze localizzate nel conglomerato cementizio in corrispondenza dei necessari dispositivi di ancoraggio. Ciò implica un fenomeno di diffusione delle tensioni, che genera trazioni nel conglomerato. Mentre nelle nuove costruzioni in precompresso è agevole prevedere adeguate armature di frettaggio nel conglomerato a tergo degli ancoraggi, nel caso della applicazione dei cavi alle strutture esistenti occorre procedere con cautela, controllando molto attentamente la situazione in cui viene a trovarsi il conglomerato nelle zone in cui si prevede di collocare gli ancoraggi dei cavi aggiunti in un secondo tempo, sia per quanto riguarda gli elevati valori della compressione che per quanto riguarda l'assorbimento delle trazioni trasversali.

Le considerazioni precedenti hanno cercato di evidenziare gli aspetti essenziali degli interventi di riparazione e di consolidamento di strutture in c.a. ed in c.a.p., quando si adotta la tecnica dei cavi post-tesi aggiuntivi. Può essere ora utile considerare due altre questioni, la prima, di carattere più generale, che riguarda le differenze fra i problemi che si pongono nella progettazione di interventi su costruzioni esistenti e quelli, più usuali, che riguardano la progettazione delle nuove costruzioni; la seconda più specifica, dedicata all'esame dei casi in cui l'impiego di cavi post-tesi fornisce soluzioni razionali ai problemi di riparazione e di rafforzamento. La relazione si conclude con una parte illustrativa, dedicata alla presentazione di alcuni esempi specifici, scelti nel campo delle strutture da ponte, con il criterio di rappresentare i casi tipici, nei quali l'uso dei cavi post-tesi aggiuntivi è risultato conveniente.

## 2 RICHIAMI SULLA METODOLOGIA DEL PROGETTO DI RIPARAZIONE DI UNA STRUTTURA DANNEGGIATA

Per quanto riguarda la metodologia del progetto di riparazione di una struttura danneggiata, notiamo subito le principali differenze che si hanno rispetto al caso in cui si progetta una nuova costruzione.

Queste differenze sono essenzialmente tre:

- a) la esistenza di una fase preliminare di indagine, dedicata alla individuazione delle cause del danneggiamento;
- b) la applicazione di procedure volte ad accertare le capacità residue di prestazione della struttura danneggiata nel suo stato attuale;
- c) la presenza di una serie di circostanze che pongono condizionamenti supplementari e che influiscono, pertanto, in modo decisivo sulle scelte progettuali dell'intervento di riparazione

Sofferamoci su questi vincoli particolari, di cui il Progettista deve tener conto. Essi dipendono da due ordini di circostanze: in primo luogo dalla tipologia dei fenomeni di danneggiamento, cioè dagli stati limite raggiunti (eccessiva deformazione, fessurazione, deterioramento dei materiali costitutivi, ecc).

In secondo luogo dalla morfologia della struttura in esame che può dare luogo ad una serie di condizionamenti:

- 1) limitazioni di spazio, derivanti dalle dimensioni assolute della struttura in rapporto alla sua forma (sezioni trasversali aperte, chiuse, esistenza o realizzabilità di passi d'uomo, spazio per il posizionamento di martinetti sia per il sollevamento che per la tesatura, spazio per gli ancoraggi di nuovi cavi, quote fisse di intradosso per sagome di ingombro di veicoli o natanti, quote fisse di estradosso per il posizionamento di macchine, binari, ecc., spazio per far passare i nuovi materiali, spazio per gli operatori, ecc);
- 2) limitazioni derivanti dall'ordine di grandezza del peso della struttura (possibilità di sollevamento, traslazione, raddrizzamento; possibilità di annullare temporaneamente l'effetto del peso proprio mediante il formamento di centine contro la struttura, ecc);
- 3) Sicurezza del lavoro, con particolare riguardo alle operazioni da eseguirsi:  
- in vicinanza di parti pericolanti;

- a grande altezza (intradosso travate su pile alte);
- sott'acqua;
- in sotterraneo;
- in presenza di polvere, specialmente nella rimozione di zone di calcstruzzo danneggiato e nella scalpellatura necessaria per rendere scabre le superfici di ripresa, specialmente in ambienti chiusi;
- in presenza di sostanze nocive nella manipolazione e per la respirazione;
- limitazioni derivanti da particolari esigenze della messa in opera di materiali (eventuale preriscaldamento o preraffreddamento dei materiali, raggiungimento di temperature ottimali per le reazioni chimiche inerenti ai materiali ed ai processi adottati, ecc.);
- limitazioni derivanti dall'esercizio della costruzione (interruzione del transito veicolare, possibilità di deviazione, rallentamento, sospensione dell'erogazione di acqua o di energia elettrica attraverso condutture adiacenti alle zone di intervento, ecc.).

In generale le condizioni più restrittive ai fini della scelta del procedimento di riparazione sono quelle derivanti dalla mancanza di spazio e quelle derivanti dalla necessità di non interferire con le condizioni di utilizzazione.

Passiamo ora ad elencare le varie fasi in cui si articola il progetto di una riparazione, una volta che sia stato espletato l'accertamento delle cause del dissesto e che sia stata effettuata la determinazione delle capacità residue.

1. scelta del tipo di intervento di riparazione;
2. scelta del procedimento esecutivo, compatibile con i vincoli derivanti dalla morfologia della opera, dalla accessibilità ai luoghi, dai mezzi d'opera disponibili;
3. prescrizioni sulla qualità dei materiali e sulle modalità di applicazione;
4. analisi dei meccanismi di trasferimento degli sforzi fra i vari componenti del sistema costruttivo composito, che deriva dal tipo di intervento prescelto;
5. scelta del modello di calcolo, inteso come insieme dello schema geometrico della struttura, del modello delle azioni e dei legami costitutivi dei materiali impiegati, ai fini della previsione della risposta strut-

turale alle azioni future, tenuto conto delle variazioni volumetriche e dello scorrimento viscoso del calcestruzzo e del rilassamento degli acciai presollecitati;

6. scelta del metodo da adottare per la verifica della sicurezza, con particolare riguardo alla presenza di stati di coazione.

Su quest'ultimo punto si sono già svolte in precedenza alcune considerazioni intese a chiarire i termini della questione. Data la indiscutibile rilevanza del problema della verifica della sicurezza, vale la pena di formulare a questo punto una ulteriore osservazione. Essa riguarda la possibilità di eseguire la verifica allo stato limite ultimo di collasso statico della sezione con un modello di calcolo più aderente alla realtà fisica di quanto non sia quello previsto nella attuale formulazione del metodo agli stati limite.

E' ben noto che la normativa italiana, oltre a riconoscere ufficialmente il metodo delle tensioni ammissibili e quello agli stati limite, ponendoli su di un piano paritetico, ammette altresì l'uso di altri metodi comprovati scientificamente: fra questi è senza dubbio da considerare il calcolo a rottura delle sezioni.

Come è noto le differenze fra il calcolo allo stato limite ultimo, nella versione attuale della normativa italiana, ed il calcolo a rottura classico sono due

- il calcolo allo S.L.U. impone la limitazione del 10 o/oo agli allungamenti specifici dell'acciaio
- il calcolo allo S.L.U. impone di applicare i coefficienti parziali di sicurezza divisorii delle resistenze caratteristiche, prima di valutare le risultanti N ed M

Il calcolo a rottura della sezione è esente da entrambe le suddette limitazioni e risulta per questo più idoneo a simulare il comportamento effettivo dei componenti strutturali, specialmente quando essi siano inclusi in sistemi iperstatici.

In questo caso lo stato di sollecitazione dipende dall'evolversi delle deformazioni e della fessurazione: modificare artificialmente la evoluzione dei fenomeni, bloccando l'allungamento specifico dell'acciaio in fase plastica ad un valore prefissato, e ridurre in partenza le caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi in modo differenziato, influenzando la posizione dell'asse neutro ed i valori delle curvature, significa alterare la

capacità di simulazione del modello di calcolo.

Un esempio concreto dell'applicazione del calcolo a rottura della sezione, senza limitazioni suddette, è fornito dalle norme dell'American Concrete Institute (A.C.I.) alle quali si rinvia per ulteriori informazioni.

### 3 CONSIDERAZIONI SULL'IMPIEGO RAZIONALE DEI CAVI POST-TESI NELLE RIPARAZIONI E NEL CONSOLIDAMENTO

Passiamo ora ad esaminare in modo più specifico la utilizzazione dei cavi post-tesi nell'ambito delle riparazioni e del rafforzamento. Tale utilizzazione appare razionale in presenza di danneggiamenti derivati dal raggiungimento dello stato limite di eccessiva deformazione, di fessurazione ed anche nei casi in cui si debba aumentare la resistenza di sezioni di cemento armato o di cemento armato precompresso, che risultino armate in modo insufficiente o per difetto di progettazione o di esecuzione ovvero nella previsione di un cambiamento di destinazione, che comporti un aumento dei carichi, come avviene, per esempio, nel caso del passaggio di un ponte dalla II alla I categoria.

La nozione del sistema dei carichi equivalenti alla precompressione consente di visualizzare in modo molto semplice il ruolo dei cavi post-tesi ad andamento curvilineo. Ad essi corrisponde, oltre che a forze normali ed a coppie localizzate nelle sezioni di ancoraggio, anche un carico ripartito, direttamente proporzionale alla intensità della forza di trazione nel cavo ed inversamente proporzionale al raggio di curvatura del cavo. Tale carico risulta, nella maggioranza dei casi usuali, diretto verso l'alto, ed esplica così un'azione antagonista rispetto ai carichi verticali dovuti alla interazione delle masse con il campo delle accelerazioni di gravità, cioè ai pesi propri ed ai pesi dei sovraccarichi.

Tale effetto giova sia alla riduzione delle deformazioni che a quella della fessurazione. Nei confronti di quest'ultima va considerato l'ulteriore effetto favorevole della forza assiale di compressione.

Tutto ciò va bene per quanto riguarda le condizioni di servizio.

Va notato in proposito che ai fini suddetti non è rilevante l'aderenza fra l'acciaio dei cavi ed il conglomerato.

Invece nei confronti dello stato limite ultimo di resistenza, i cavi sono efficaci in quanto forniscono alla sezione acciaio integrativo aderente, così che si possa considerare valida l'ipotesi della conservazione delle sezioni piane per la sezione composita, ciò che richiede, appunto, la solidarietà fra le fibre dei vari materiali costitutivi.

Da queste considerazioni scaturiscono diverse modalità di impiego dei cavi post-tesi.

Essi possono essere utilizzati

- per realizzare i tiranti di travi armate
- per realizzare una sollecitazione integrativa di pressione eccentrica in elementi di cemento armato
- per realizzare sezioni a precompressione parziale, nelle quali, cioè, è ammessa la parzializzazione del conglomerato teso per una frazione del carico accidentale, mentre è richiesta la precompressione totale per il carico permanente e la residua frazione del carico accidentale
- per realizzare sezioni a precompressione limitata, nelle quali è ammesso il conglomerato teso, ma non fessurato
- per realizzare sezioni a precompressione totale nelle quali non sono ammesse trazioni.

Il problema delle verifiche agli stati limite di servizio ed a quelli ultimi è stato già preso in esame in precedenza. A questo punto può essere opportuno dare soltanto qualche indicazione integrativa sulle verifiche nel caso di sezioni di cemento armato parzialmente precompresso ad armatura mista.

Per quanto riguarda la verifica allo stato limite ultimo per collasso statico non c'è nulla da dire, perchè è uguale a quella delle sezioni di cemento armato precompresso previste dalle norme vigenti (precompressione totale e precompressione limitata).

Per quanto riguarda le condizioni di servizio occorre eseguire tre verifiche:

- la prima consiste nell'accertare che la sezione risulta completamente compressa sotto l'azione del carico permanente ed, eventualmente, di quella frazione dei carichi accidentali che si realizza con molta frequenza; lo scopo di questa verifica è quello di garantire la durabilità della sezione, evitando la esposizione prolungata delle armature dell'ambiente esterno, esposizione che sarebbe resa possibile da lesioni prodotte dai ca-



ricchi permanenti;

- la seconda consiste nel controllo dell'ampiezza delle lesioni, che deve risultare non superiore ai valori delle ampiezze considerate ammissibili in relazione alla sensibilità degli acciai alla corrosione (maggiore negli acciai da precompressione rispetto agli acciai ordinari) ed alle condizioni ambientali;
- la terza consiste nella verifica agli stati limite ultimi di fatica. Come è noto si tratta di uno stato limite ultimo atipico, perchè si manifesta in presenza dei carichi di servizio, ad un livello di intensità che è proprio degli stati limite di utilizzazione.

A titolo indicativo si osserva che la verifica a fatica è generalmente soddisfatta, quando è verificata la condizione, relativa all'ampiezza delle lesioni, che l'ampiezza massima risulta non maggiore di un decimo di millimetro.

Attualmente la precompressione parziale non è esplicitamente menzionata dalla normativa italiana, pur essendo implicitamente compresa nella procedura del metodo agli stati limite, ma è allo studio degli organismi competenti una proposta dell'AICAP, intesa ad un riconoscimento ufficiale della precompressione parziale, al pari di altre norme nazionali.

Infine, va fatto un cenno sull'impiego dei cavi non aderenti. Nell'ambito delle riparazioni è possibile utilizzarli, purchè vengano realizzate due precise condizioni:

- che ne sia garantita la protezione contro la corrosione, cosa che avviene nel caso di trefoli ingrassati e racchiusi in una guaina di vipla;
- che sia garantita la realizzazione di un meccanismo di rottura duttile della sezione, in virtù di una adeguata percentuale di armatura ordinaria disposta all'interno del conglomerato.

Le precedenti considerazioni mostrano che nel caso dei ponti a travata, talora soggetti a fenomeni di deformazione eccessiva o di eccessiva fessurazione, l'impiego di cavi aggiunti post-tesi può fornire una adeguata soluzione ai fini della mitigazione o della eliminazione degli inconvenienti.

Anche nel caso del rafforzamento, i cavi aggiuntivi, resi aderenti, possono dare un utile contributo alla soluzione del problema.

#### 4 ESEMPI DI APPLICAZIONI DELLA TECNICA DEI CAVI POST-TESI ALLE RIPARAZIONI ED AL CONSOLIDAMENTO DI PONTI IN C.A. ED IN C.A.P.

Le considerazioni precedenti si sono rivolte, in sostanza, alla "teoria" dell'impiego di cavi post-tesi nel campo delle riparazioni, se al termine "teoria" si attribuisce il significato della parola greca originaria, che è quello di "osservazioni", "esame", "meditazione". A questo punto giova prendere in considerazione alcuni esempi di intervento di riparazione e/o di rinforzo, con particolare riguardo al caso dei ponti.

In alcuni casi si è trattato di compensare cadute di tensione eccessive, tali da indurre lesioni in sezioni che erano state previste, invece, in precompressione limitata, in altri casi si è reso necessario ridurre deformazioni eccessive o ampiezze di lesioni incompatibili con i requisiti di durabilità.

Viene anche illustrato il caso del rafforzamento di un ponte, per il quale era stato previsto il passaggio dalla II alla I categoria.

I primi quattro esempi sono tratti dalla comunicazione del Prof. Ing. Dobrosav Jevtic (del Centro delle Ricerche sulle Costruzioni I.E.M. di Belgrado dal titolo "Utilisation de la précontrainte et des résines de synthèse pour le renforcement des ouvrages en béton", presentata al Convegno Interassociazioni che si è tenuto a Liegi nel 1975 sul tema "Il comportamento in servizio delle costruzioni in calcestruzzo". Questo Convegno costituisce un riferimento d'obbligo per la completezza degli argomenti trattati per l'interesse delle memorie presentate e per la risonanza che esso ha dato al problema della durabilità delle costruzioni).

Gli altri tre esempi riguardano alcune realizzazioni effettuate in Italia, in parte pubblicate su riviste, in parte tratte dall'archivio dello Autore.

##### 1° Esempio<sup>(1)</sup> (figure 1 e 2)

Ponte in c.a. armato normale a trave continua solidale con i piedritti, luce 20,48 m + 40,90 m + 20,48 m. L'impalcato, largo 8 metri circa, è costituito da due travi principali longitudinali, collegate da traversi e soletta. Il difetto riscontrato si era manifestato con una lesione accentuata nella sezione di mezzeria della campata centrale. Nel corso di una prova di ca

(1) - da D.Jevtic, Atti Congresso Liegi 1975 vol.III pp.1109-1119

rico si sono misurati spostamenti verticali crescenti nel tempo e così anche per l'ampiezza delle lesioni in mezzzeria. Ulteriori accertamenti hanno permesso di individuare la causa del dissesto nella insufficienza dell'armatura disposta nella campata centrale, risultata pari a circa la metà di quella necessaria

Il metodo di riparazione prescelto è consistito nell'inserimento di 12 cavi, composti ciascuno da 6 fili da 7 mm, disposti ai lati interni delle due travi longitudinali. I cavi, provenienti dalla campata centrale, sono stati ancorati dietro i traversi della campata di riva, previa apposita perforazione. Dopo la messa in tensione della armatura aggiuntiva si è rilevata una controfreccia di 12 mm.

### 2° Esempio (1) (figura n.3)

Ponte in c.a. a trave continua solidale con i piedritti: luci: 15.78 m + 63.12 m + 15.78 m. L'altezza della sezione di mezzzeria era pari a  $H/l = \frac{1.35}{63.12} = \frac{1}{47}$  della luce.

I difetti riscontrati sono stati di due tipi: abbassamento in mezzzeria eccessivo e fenomeni di fessurazione verticale nella campata centrale ed anche leggermente obliqua in prossimità degli appoggi intermedi.

Anche per questo caso è stato previsto un intervento basato sull'impiego di cavi post-tesi.

### 3° Esempio (1) (figura n.3 )

Tre ponti ferroviari uguali, costruiti subito dopo la Prima Guerra Mondiale, con schema a telaio con tre luci di 9.15 m + 11.70 m + 9.15 m.

I difetti si sono manifestati con lesioni di grande ampiezza, dovute in parte all'aumento dei carichi ed in parte all'ostacolo opposto alle deformazioni termiche dalle pile relativamente rigide. In questo caso, per non ostacolare il traffico ferroviario, si sono realizzate due nuove travi in c.a.p. affiancate esternamente alla struttura preesistente. Lo schema statico dei nuovi elementi è quello di trave continua, rinunciando alla solidarietà con i piedritti.

La precompressione con cavi post-tesi ha avuto due scopi: quello di collegare i conci prefabbricati con i quali sono state realizzate le due travi laterali; quello di forzare le travi suddette contro il telaio da riparare.

4° Esempio (1) (figura n. 4)

Travi di copertura in c.a. ed in c.a.p.

Il rinforzo è stato frequentemente eseguito con l'aggiunta di cavi, disposti secondo un tracciato parabolico. In questo caso l'impiego della precompressione è risultato conveniente anche in relazione alla notevole incidenza del carico permanente su quello totale.

La protezione dei cavi aggiunti è stata ottenuta a volte inserendo i cavi in un getto integrativo di conglomerato, a volte disponendo i cavi in tubi rigidi iniettati di malta.

5° e 6° Esempio (figure n. 5,6,7,8)

Due travi da ponte in c.a.p., semplicemente appoggiate, rispettivamente di m 40.50 e di m 37.50 di luce.

In entrambi i casi il difetto è consistito nel raggiungimento dello stato limite di fessurazione (formazione delle lesioni) in corrispondenza della combinazione dei carichi di servizio, per la quale era stata esclusa la parzializzazione del conglomerato teso, in conformità alle norme sulla precompressione limitata (ammesse le trazioni, ma non le lesioni).

L'innesco delle lesioni in una trave in c.a.p. può dipendere, in generale, da quattro circostanze:

- a) il raggiungimento di valori del momento flettente superiori a quelli previsti nel progetto;
- b) la realizzazione di una resistenza a trazione per flessione del conglomerato inferiore a quella di progetto;
- c) la realizzazione di una forza di presollecitazione inferiore a quella di progetto;
- d) limitatamente al caso di strutture realizzate in più fasi, la imperfetta solidarizzazione delle varie parti, con conseguenti valori del momento di inerzia della sezione trasversale minori di quello preventivato nei calcoli.

Per quanto riguarda il punto b), va tenuto presente che le norme, prima del D.M. 26.3.80, consentivano di valutare la resistenza a trazione per flessione come il doppio di quella a trazione pura, mentre, a partire dall'entrata in vigore del D.M. suddetto il coefficiente di conversione dalla resistenza a trazione pura alla resistenza a trazione per flessione è stato ridotto da 2 a 1,2.

Quando si è accertato che il quantitativo di acciaio di progetto è suf-  
ficiente e che si possono escludere rotture nelle armature di presollecita-  
zione, la sicurezza allo stato limite ultimo per collasso statico risulta  
garantita dalle armature presenti anche in presenza di fessure in servizio.  
Tuttavia la fessurazione di ampiezza non controllata può risultare perico-  
losa sia per la durabilità che per la sicurezza allo stato limite ultimo di  
fatica.

Inoltre la fessurazione comporta un aumento di deformabilità che, in  
certi casi, può interferire con le condizioni di normale utilizzazione della  
struttura.

Nei casi in esame, dopo una serie di controlli sul progetto e sulle mo-  
dalità esecutive e di indagini in situ, è risultato che la fessurazione è  
stata la conseguenza di cadute di tensione maggiori di quelle previste; il  
provvedimento correttivo si è quindi limitato a dare una "ricarica" alla pre-  
compressione, mediante trefoli aggiuntivi, disposti all'interno delle sezioni  
scatolari. Poiché i momenti interni ultimi delle sezioni non sono risultati ri-  
dotti, sono stati adottati trefoli non aderenti  $\varnothing 0,6"$ , dotati di ancoraggi in  
dividuali. In questo modo si sono ottenute la massima diffusione delle forze  
aggiuntive e la massima limitazione delle azioni localizzate. I trefoli sono  
stati in parte ancorati nella soletta superiore ed in parte in getti integrati  
vi di conglomerato, realizzato in prossimità delle testate ad una distanza tale  
da poter compiere agevolmente le operazioni di tesatura all'interno della sezio-  
ne scatolare.

Ciascun getto integrativo in sezione trasversale presenta la forma di una  
C; i due elementi a C di ciascuna testata sono mutuamente collegati da lastre  
orizzontali sia superiori che inferiori, a contatto, rispettivamente, con la  
soletta o con la controsoletta della sezione a cassone. Facendo variare la lun-  
ghezza degli elementi integrativi nella direzione dell'asse della campata è pos-  
sibile limitare convenientemente il valore della tensione tangenziale di aderen-  
za fra i nuovi getti e quelli esistenti e favorire la regolare diffusione della  
precompressione aggiuntiva nelle strutture esistenti.

Comunque l'efficace collegamento fra vecchi e nuovi getti è oggi notevol-  
mente facilitato dai progressi della Scienza dei Materiali, ed ha messo a punto  
additivi in grado di ridurre i difetti conseguenti al ritiro ed al bleeding  
delle malte e dei conglomerati normali ed a migliorarne al tempo stesso  
la lavorabilità, pur mantenendo il rapporto acqua/cemento in limiti molto

bassi.

Una serie di prove di carico, alternate con la messa in tensione frazionata dei trefoli aggiuntivi, ha chiaramente evidenziato la efficacia del provvedimento ora descritto ai fini della chiusura delle lesioni e della conseguente riduzione degli spostamenti verticali indotti dai carichi di prova. Per misura precauzionale, un certo numero di trefoli è stato collocato in opera, ma non tesato, in previsione di correzioni future. Facendo variare la intensità della forza di precompressione aggiuntiva è possibile far lavorare l'opera in regime di precompressione totale ovvero di precompressione parziale. Non è possibile invece ripristinare le condizioni di precompressione limitata (conglomerato teso non fessurato), perchè la resistenza a trazione del conglomerato non è più reintegrabile, una volta che sia avvenuta la fessurazione.

7° esempio (figure 9,10,11,12,13,14,15,16)

Rafforzamento di un ponte in c.a. di II categoria per l'adeguamento alla I categoria.

Si tratta del ponte del Grillo, che attraversa il Tevere in vicinanza di Monte Rotondo (Roma) e che collega la via Tiberina con la via Salaria. Lo schema statico è quello di una trave Gerber a tre campate, di luci m. 34.80 + m 43.95 + m 34.80, con sbalzi terminali verso riva di m 8.00 ciascuno. La larghezza della soletta è pari a m 8.70. Il ponte è stato costruito nel 1949 su progetto del Prof. R. Morandi. Secondo le norme vigenti all'epoca (normale n. 1 del 9 giugno 1945 del Ministero dei Lavori Pubblici), i carichi accidentali da considerare erano soltanto quelli civili e, precisamente, la colonna indefinita di autocarri da 12 t (schema I), il rullo compressore da 18 t (schema II), la folla compatta sui marciapiedi. Soltanto otto anni dopo, con la circolare n. 820 del 15 marzo 1953, emanata dall'Ispettorato Tecnico dell'ANAS, venivano introdotti i carichi militari (treno indefinito di un trattore con rimorchio da 61.5 tonnellate, una colonna di veicoli da 32 tonnellate, un trattore con rimorchio da 74.5 tonnellate) e veniva introdotta la distinzione fra strade di I e di II categoria, le prime abilitate al transito di carichi civili e militari, le seconde soltanto a quelli civili. Tale distinzione ripristinava, sostanzialmente, quanto disposto dalla normale n. 8 del 15 settembre 1933 del Ministero dei Lavori Pubblici, che considerava strade di grande, medio e piccolo traffico e che prevedeva solo per le strade di grande traffico oltre alla colonna di autocarri da 12 tonnellate ed un rullo

La tendenza verso una più prudente valutazione della resistenza a trazione per flessione si nota anche nel Model Code 78 al punto 2.4. Tale cautela risulta particolarmente appropriata per le sezioni scatolari, nelle quali la soletta inferiore risulta tesa da un diagramma di tensioni pressochè uniforme e, quindi, abbastanza simile a quello della trazione pura.

Delle quattro cause precedenti, la terza (insufficiente coazione preventiva) può derivare, a sua volta, da molteplici circostanze, fra le quali:

- c1) perdite di tensione immediate superiori a quelle previste nel progetto, conseguenti, eventualmente, al maggiore attrito tra fili (trefoli) e guaine a causa di presenza di ruggine sulla superficie di contatto, ovvero allo scorrimento dei fili (trefoli) nei dispositivi di bloccaggio, di entità maggiore di quella prevista per condizioni regolari di impiego, ovvero ad una valutazione per difetto delle perdite per effetto mutuo fra i cavi;
- c2) imperfetta operazione di "consenso", eseguita nella testata opposta a quella di tesatura;
- c3) cadute di tensione differite superiori a quelle di progetto;
- c4) rottura di un certo numero di fili (trefoli) all'atto della tesatura, ovvero in un secondo tempo, per fenomeni di corrosione;
- c5) penetrazione di malta cementizia all'interno delle guaine prima della tesatura, con conseguente bloccaggio dei fili a riduzione del tratto di cavo deformato elasticamente.

Anche per il punto c3) si possono fare considerazioni integrative, in merito alle cause che possono determinare cadute di tensione effettive maggiori di quelle teoriche. Si ricordano, in particolare:

- c3.1) modulo elastico del conglomerato che all'atto della tesatura presenta un valore inferiore a quello stimato nel progetto; ne deriva un incremento delle deformazioni istantanee effettive e, quindi, anche di quelle differite, rispetto a quelle previste;
- c3.2) valutazione per difetto del coefficiente di creep;
- c3.3) valutazione per difetto della percentuale di rilassamento degli acciai presolleccitati, ciò che può avvenire nel caso di maturazione a vapore del conglomerato, quando si trascuri di tener conto che la entità del rilassamento aumenta molto rapidamente con l'aumento della temperatura e che i dati sperimentali delle cadute di tensione dell'acciaio per rilassamento sono normalmente riferiti alla temperatura di 20°C.

compressore da 18 tonnellate un trattore con rimorchio pre compressive 92 tonnellate su una lunghezza di m. 18.20.

Alla luce della circolare del 1953 il ponte del Grillo è risultato quindi incluso nella II categoria, fino a che l'Amministrazione Provinciale di Roma ne ha deciso l'adeguamento alla I categoria, in relazione alle mutate esigenze del traffico, affidandone il progetto ai Professori C. Cestelli Guidi e G. Croci. Il problema dell'aumento della capacità portante del ponte, conseguente alla maggiorazione dei sovraccarichi, è stato risolto con lo impiego di una precompressione integrativa, realizzata con cavi post-tesi. Adottando un tracciato dei cavi affine a quello dei momenti flettenti del carico permanente si è realizzato un sistema di carichi "equivalente" alla precompressione, di segno contrario rispetto a quello del permanente. La riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti, risultanti dalla combinazione di carico "permanente + precompressione aggiunta", ha permesso, quindi, di aumentare il carico accidentale.

Interventi di questo tipo richiedono, peraltro, indagini preliminari molto accurate sulle caratteristiche meccaniche del conglomerato e dello acciaio in opera. Nel caso in esame, durante tali accertamenti sono state rilevate manifestazioni di degradazione del conglomerato, limitatamente agli spessori di copriferro delle armature longitudinali e trasversali, alla soletta dell'impalcato e dei marciapiedi a sbalzo, ai giunti a seggiola. La valutazione della resistenza del conglomerato è stata effettuata con un metodo combinato, utilizzando sia prove distruttive che di auscultazione, eseguite con la tecnica degli ultrasuoni e con prove di rimbalzo con lo sclerometro. L'esame comparativo dei risultati dei tre tipi di prove ha fornito le necessarie informazioni sulla distribuzione delle resistenze del conglomerato e sulle relative dispersioni.

Prove di trazione sono state altresì eseguite su alcune barre di armatura, prelevate dalle zone dove il ripristino del conglomerato ammalorato richiedeva di mettere allo scoperto le armature.

In definitiva gli interventi di adeguamento e di ripristino sono stati i seguenti:

- inserimento in ciascuna delle tre travi longitudinali di quattro cavi TESTE da 8 Trefoli  $\varnothing 0,6"$ ; nella travata centrale appoggiata di piccola luce i cavi sono stati due per nervatura, composti da 6 trefoli  $\varnothing 0,6"$ ;
- inserimento di armature ordinarie addizionali ad aderenza migliorata sia longitudinali che trasversali;



- esecuzione di nuovi getti di conglomerato additivato con Rheomac 877, per inglobare le armature aggiuntive, sia pretese che ordinarie. Le superfici di ripresa sono state trattate con malta premiscelata EMACO S 83;
- risanamento delle zone ammalorate del conglomerato;
- demolizione e ricostruzione delle seggiole Gerber e sostituzione degli appoggi;
- impermeabilizzazione dell'impalcato, previo getto di una soletta di 10 cm di spessore, realizzata in conglomerato leggero strutturale e sistemazione degli scarichi dell'acqua piovana.

Per quanto riguarda le modalità esecutive, va segnalato un interessante procedimento realizzato dall'Empresa A.C.R. I.E. (Gruppo Federici), che ha consentito di demolire le seggiole Gerber senza sollevare le tre travi della campata centrale, semplicemente appoggiata. Ciò è stato possibile, intervenendo sulle seggiole di una nervatura alla volta ed affidando il peso di questa alle due nervature parallele mediante travi trasversali metalliche e tiranti. La correzione delle quote delle nervature è stata effettuata con martinetti piatti. Durante gli interventi sulle nervature laterali si è fatto uso di una zavorra integrativa.

Le prove di carico hanno confermato la perfetta riuscita dell'intervento di adeguamento del ponte alla I categoria.

##### 5) Osservazioni conclusive

Gli esempi esaminati, anche se in numero limitato, confermano, da una parte, l'utilità dell'impiego degli stati di coazione artificiali nei problemi di riparazione e di adeguamento ed illustrano, dall'altra, le difficoltà che caratterizzano la progettazione e la realizzazione degli interventi statici sulle costruzioni esistenti.

Queste difficoltà sono dovute, in sostanza, alla interferenza di condizionamenti supplementari, che mancano nelle nuove costruzioni.

I progressi delle tecnologie hanno svolto e continuano a svolgere un ruolo primario nell'affrontare e superare tali difficoltà. Per quanto riguarda le modalità di applicazione degli stati di coazione alle strutture esistenti, il cavo post-teso fornisce uno strumento altamente versatile, presente in tutte le applicazioni che abbiamo visto prima. Il cavo post-teso, ancorato al conglomerato con gli apparecchi tronco-conici terminali, è stato messo a punto dal Freyssinet nel 1939. Come lo stesso Freyssinet ha

scritto, questo sistema di ancoraggio rappresenta il più grande progresso conseguito nella attuazione della idea di precompressione.

A quarantacinque anni dalla ideazione del cavo post-teso con ancoraggi a cuneo, possiamo constatare che esso occupa una posizione di notevole rilievo non solo nelle nuove costruzioni, come aveva preconizzato il Freysinnet, ma anche negli interventi nelle costruzioni esistenti. Oggi il progettista ha a disposizione una vasta gamma di opzioni, fili, barre, trefoli isolati, gruppi di trefoli, ancoraggi singoli o multipli, martinetti idonei a tendere gli elementi individualmente o a gruppi parziali o tutti insieme. Sono inoltre disponibili i trefoli "unbonded", che trovano utili impieghi, quando sia assicurato il controllo dell'apertura delle lesioni e la sicurezza alla rottura mediante apposite armature aderenti al conglomerato, per non parlare della presollecitazione delle strutture di acciaio, nelle quali non è richiesta la aderenza.

Per quanto riguarda la realizzazione di getti integrativi di conglomerato, in aderenza ad elementi di conglomerato indurito ed in spazi spesso limitati o difficilmente accessibili, le esigenze di una buona lavorabilità e di una efficace adesione trovano adeguata risposta nella messa a punto di additivi, sia organici che inorganici, atti a conferire le richieste proprietà delle malte ed ai conglomerati.

La alta specializzazione dei prodotti e delle tecniche di applicazione richiede, parallelamente, la introduzione anche, nelle costruzioni civili, di procedure di controllo di qualità, atte a ridurre il rischio di errori umani.

Per quanto riguarda la valutazione della capacità portante residua delle costruzioni danneggiate, sono di ausilio indispensabile vari metodi sperimentali, sia distruttivi che non distruttivi. Allo stato attuale delle conoscenze l'impiego di metodi combinati è quello che incontra il maggior favore da parte dei tecnici.

Lo studio delle riparazioni si avvale anche dei progressi conseguiti in altri campi. Per quanto riguarda l'analisi della sicurezza, la procedura sistematica offerta dal metodo agli stati limite, unitamente all'impiego di coefficienti parziali di ponderazione, appare particolarmente adatta nei casi di riparazione con l'uso di cavi post-tesi. Da questo specifico campo di applicazione emerge anche un rinnovato interesse per la precompressione parziale, che potrebbe stimolare verso una normativa unitaria,

che consideri in modo organico tutto lo spettro dei vari comportamenti com presi tra il cemento armato normale ed il cemento armato precompresso.

Sono evidenti le molteplici interazioni tra le applicazioni, la ricerca, lo sviluppo tecnologico, la normativa tecnica, che richiedono una continua circolazione di informazioni ed un costante sforzo di armonizzazione.

In questo quadro evolutivo è dunque auspicabile che le esperienze sui lavori di riparazione eseguiti vengano adeguatamente divulgate e discusse, per individuare, col tempo, le tecniche più idonee ed affidabili e per metterle a disposizione di tutti.



FIGURE 1

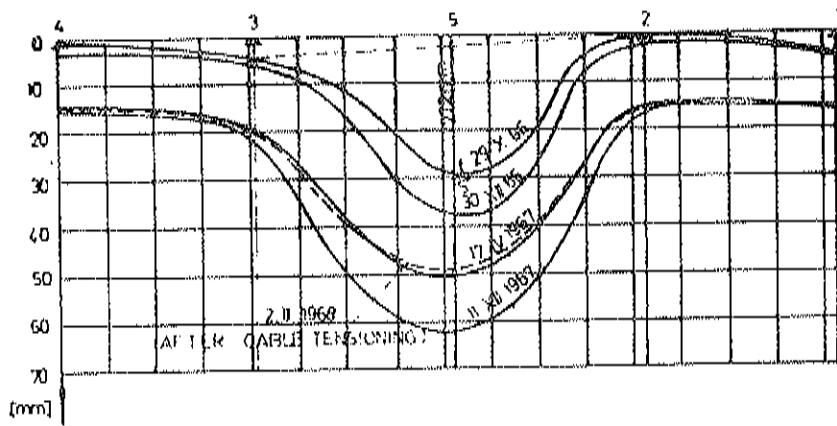


FIGURE 2

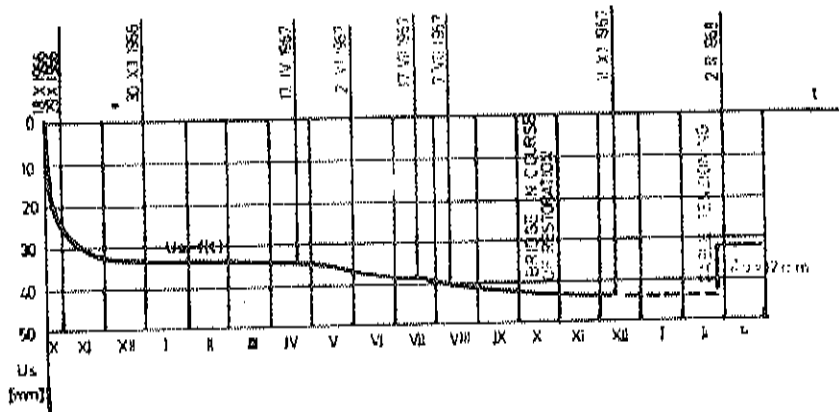


FIGURE 3

Fig. 1

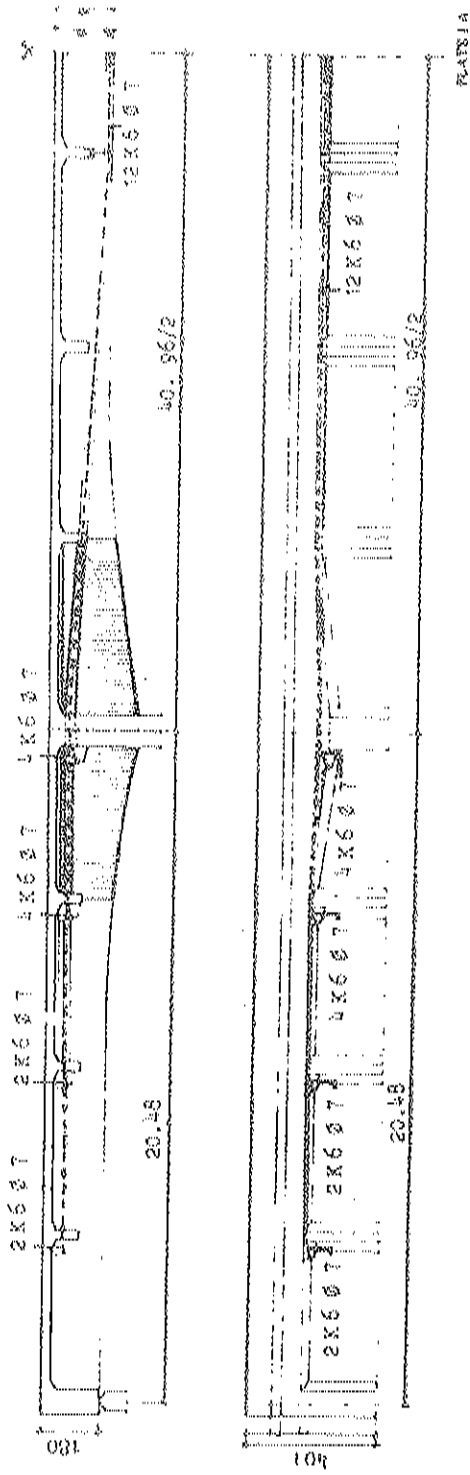


FIGURE 4

FIG. 2

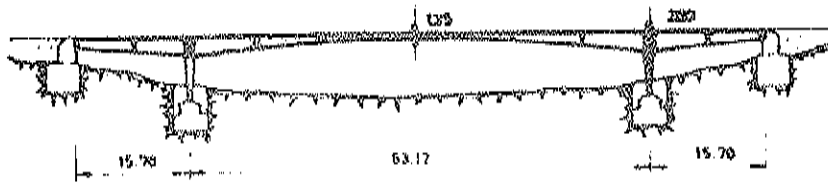


FIGURE 5

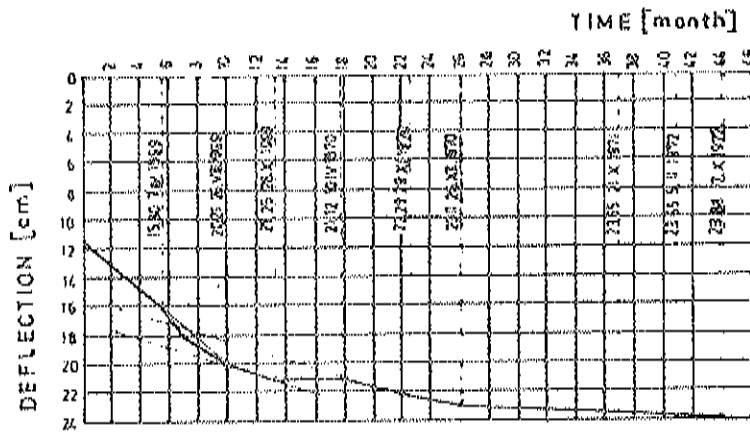


FIGURE 6

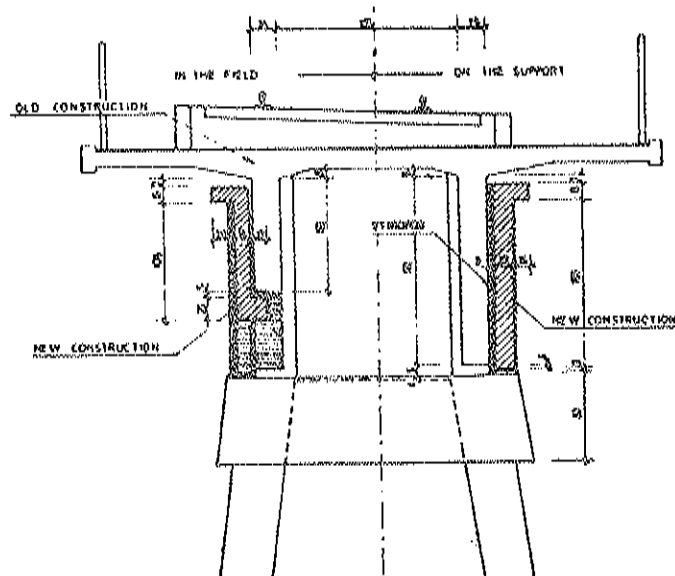


Fig.3

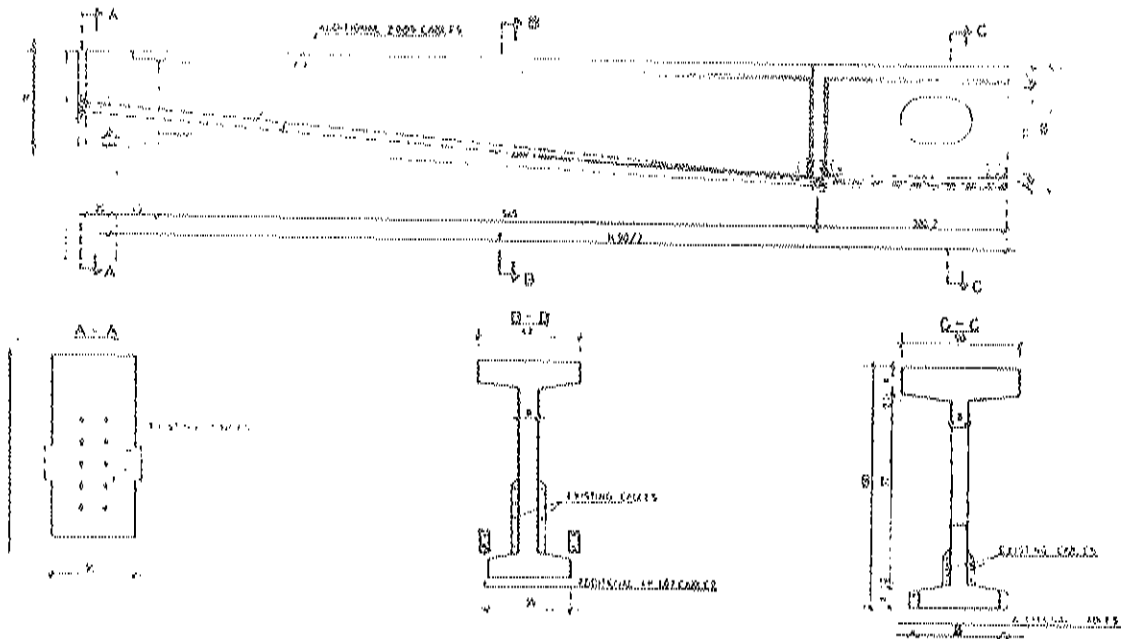


FIGURE 8

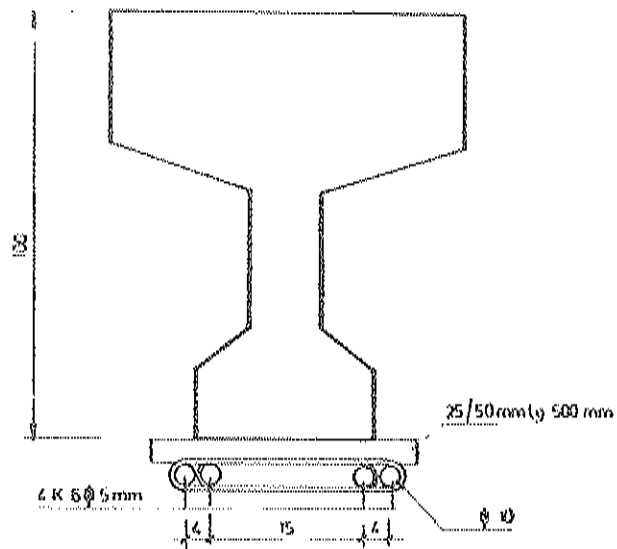
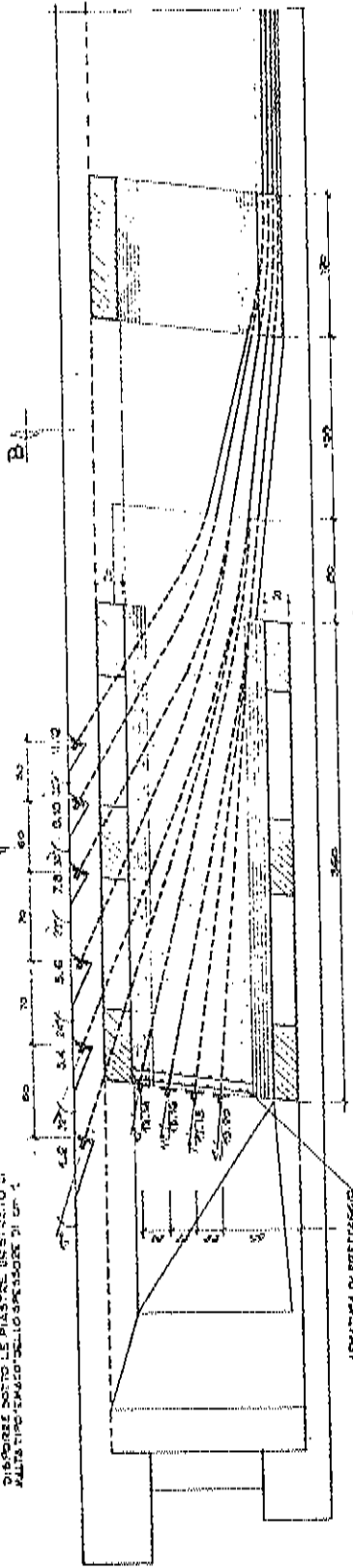


FIGURE 9

Fig. 4

SEZIONE LONGITUDINALE (TRAMITE)

US. PER LINEE 1, 2, 3, 4, 5, 16, 10, 11, 12  
E 13, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000



PIANTA

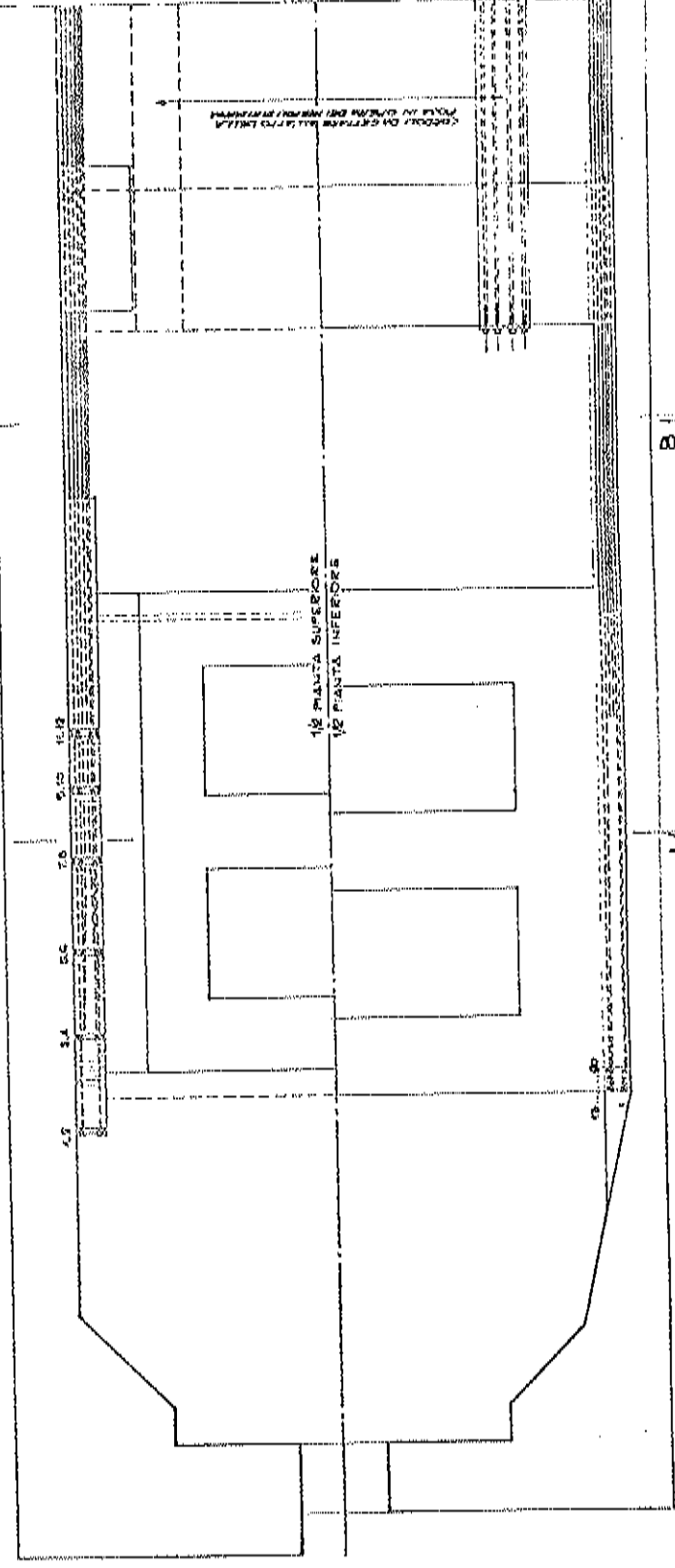
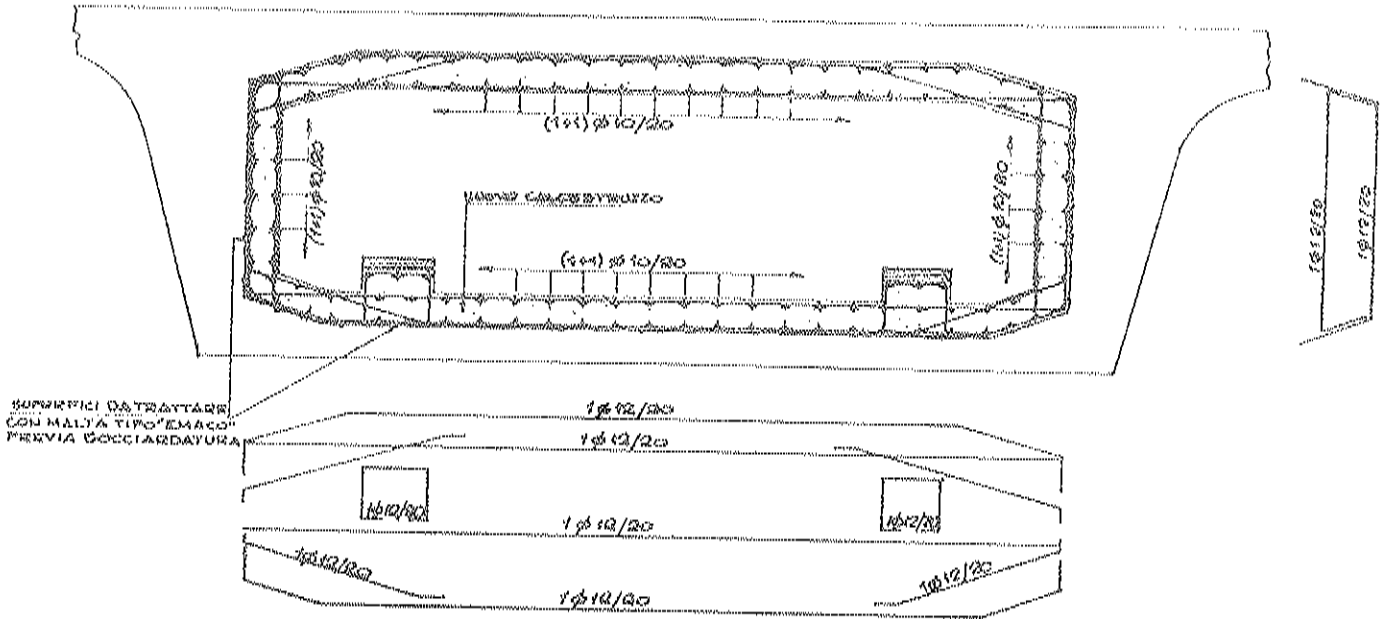


FIG. 5



SEZIONE: A.A (TRAVE 1)



SEZIONE: B.B (TRAVE 1)

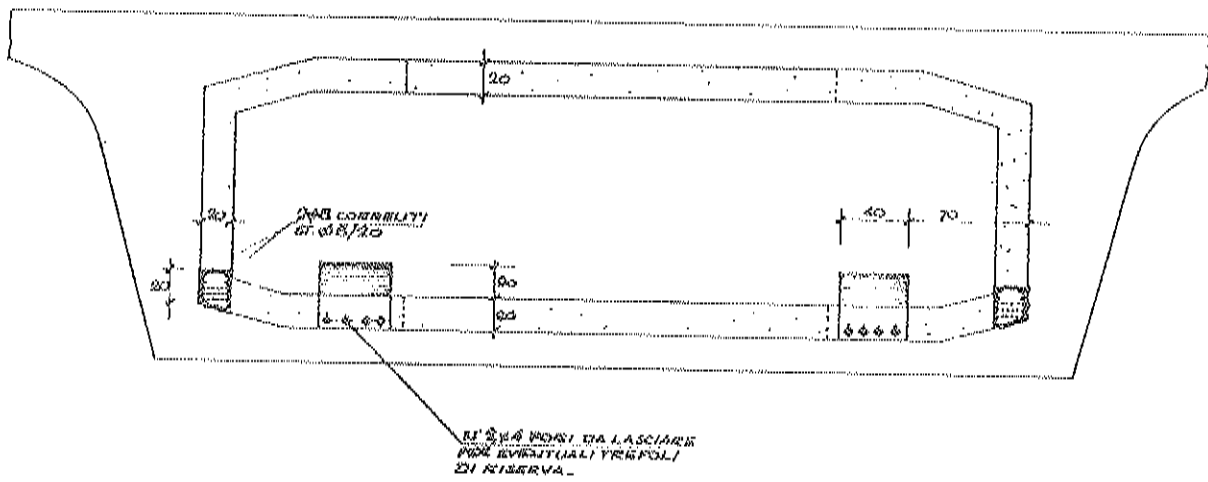


Fig. 6

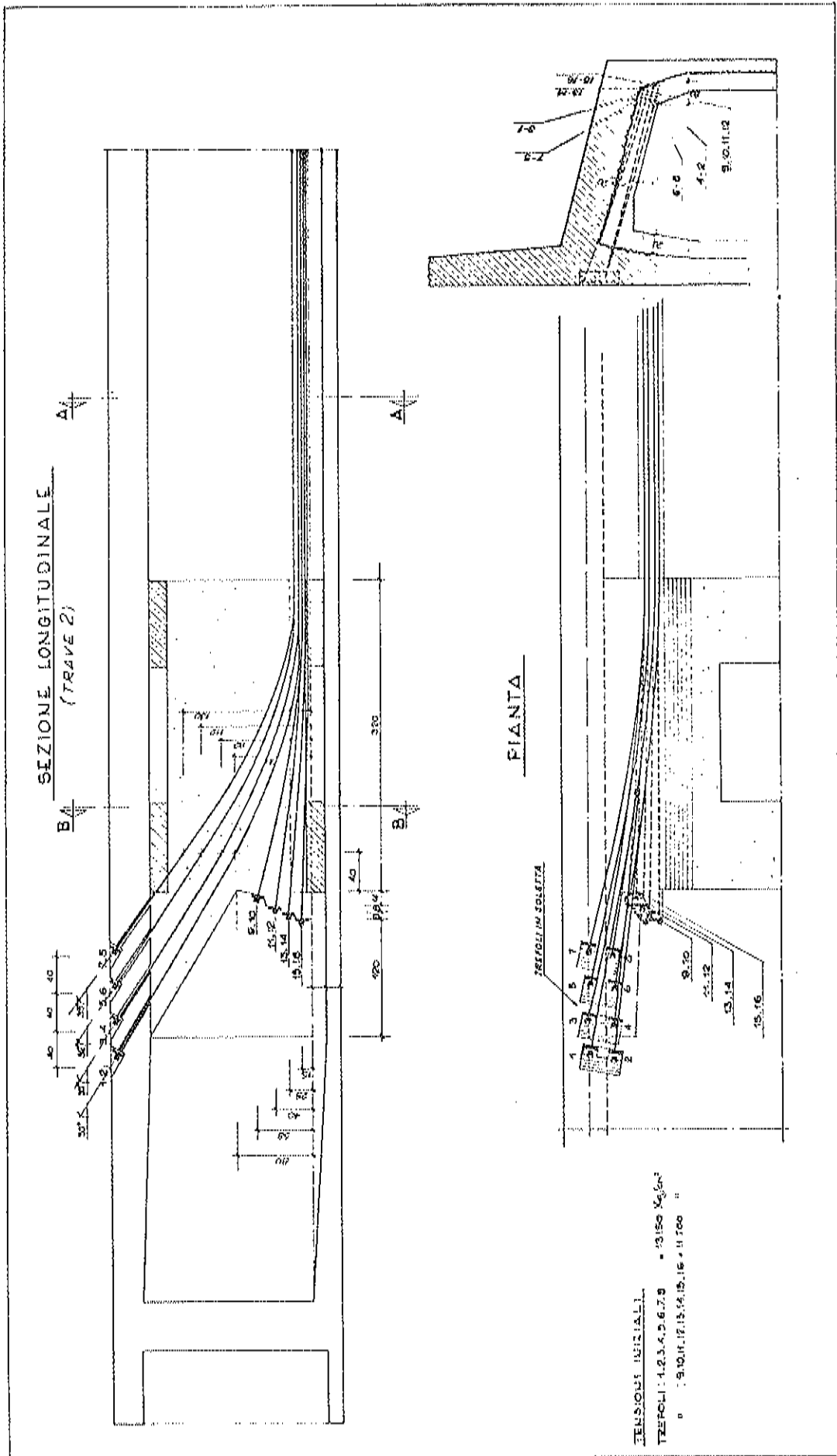
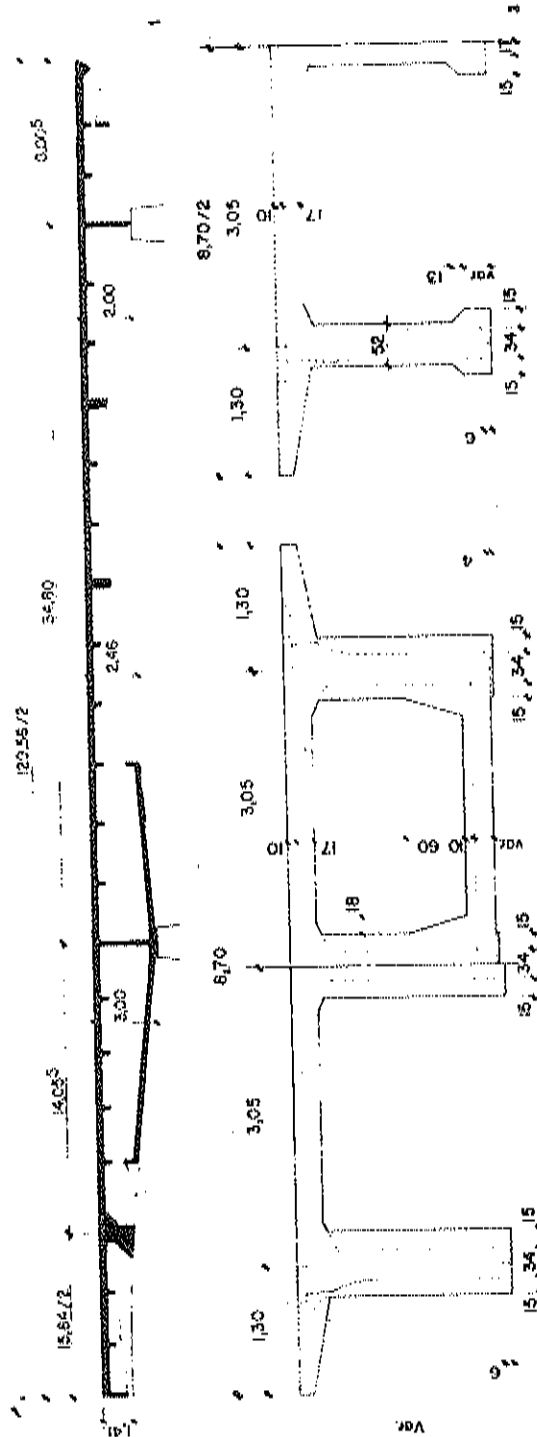


FIG. 7



Progetto:  
 Prof. Ing. Carlo Castelli Guidi, Prof. Ing. Giorgio Croci  
 Design:  
 Prof. Ing. Carlo Castelli Guidi, Prof. Ing. Giorgio Croci  
 Design calculations and construction details:  
 Prof. Ing. Emanuele F. Radogna

Calcoli e particolari esecutivi:  
 Prof. Ing. Emanuele F. Radogna



1 - Sezione longitudinale di metà del ponte dopo il rafforzamento: 2 - Sezione trasversale del ponte (in tratteggio la parte relativa al rafforzamento): a sinistra, in mezzetta della campata laterale; a destra, in prossimità della pia; 3 - Sezione trasversale parziale sulle mezzette della trave centrale appoggiata (in tratteggio la parte relativa al rafforzamento).

Fig. 9

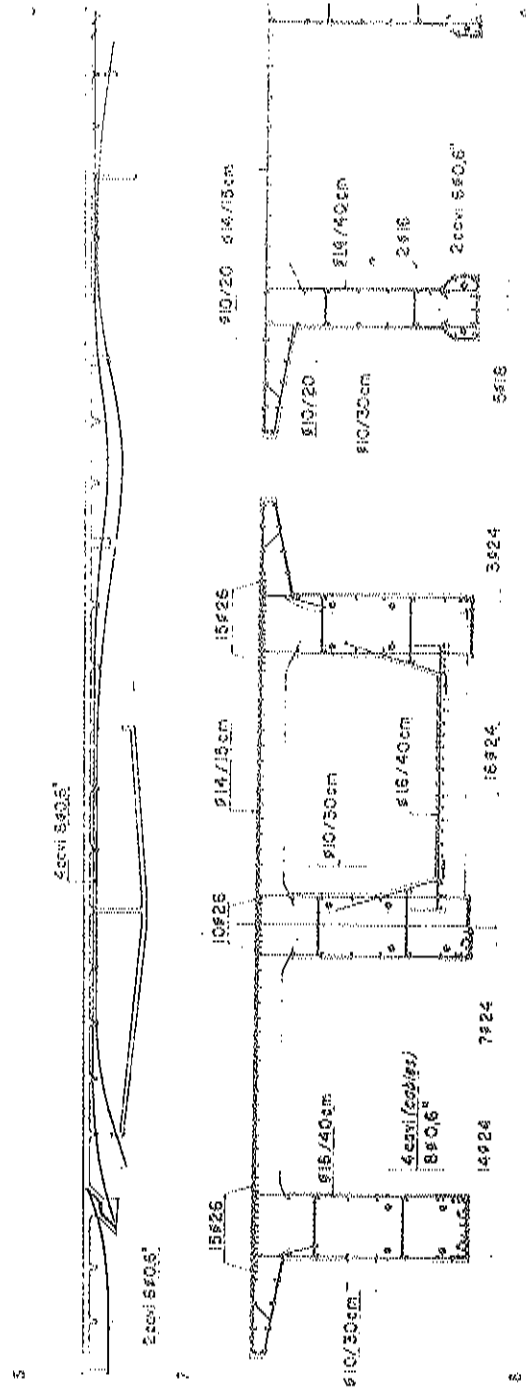


Fig. 10

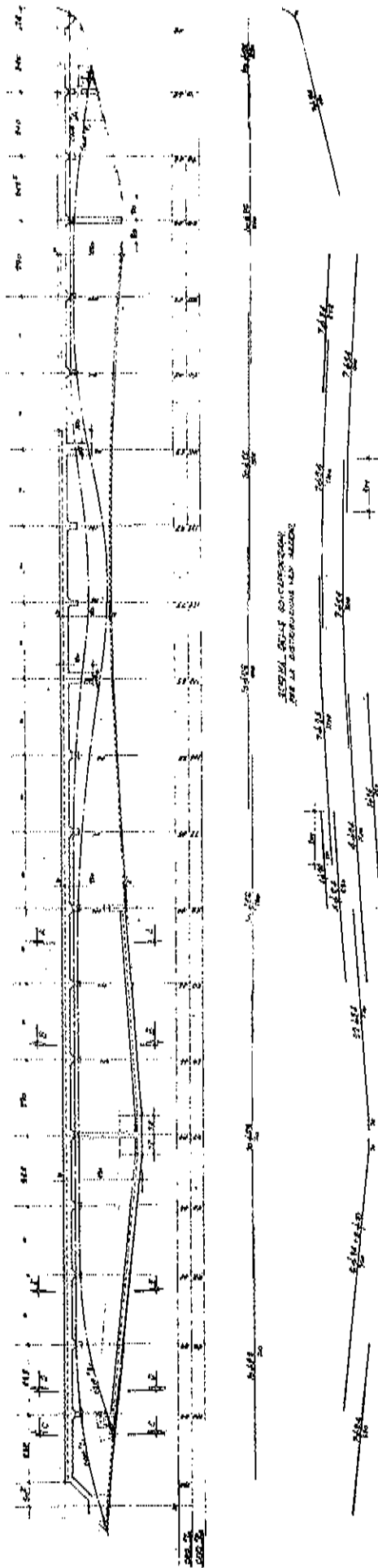
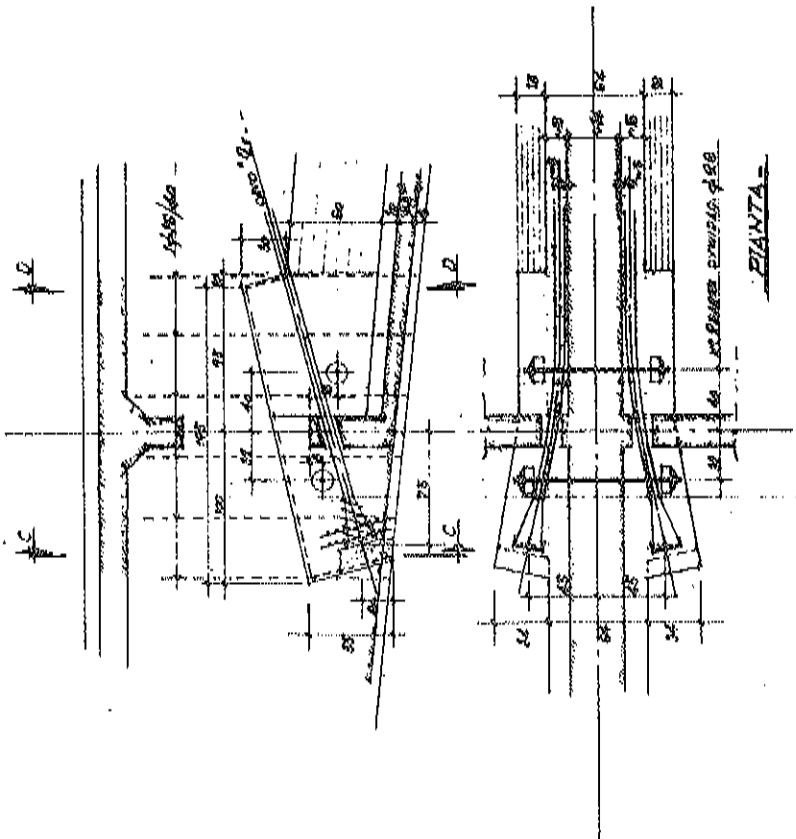


FIG. 11

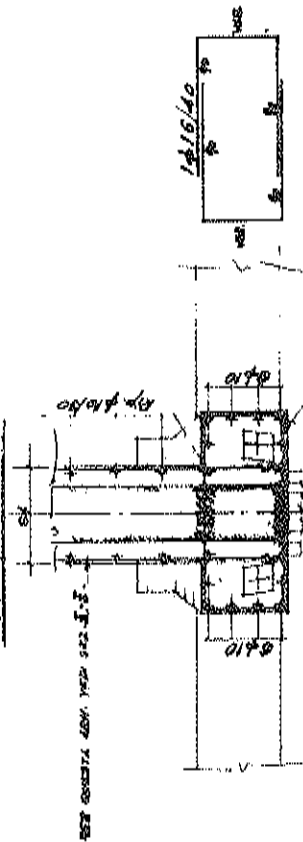


PARTICOLARE ANCORAGGIO CAVO "2" LATO SINISTRO.

SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE C-C



SEZIONE D-D

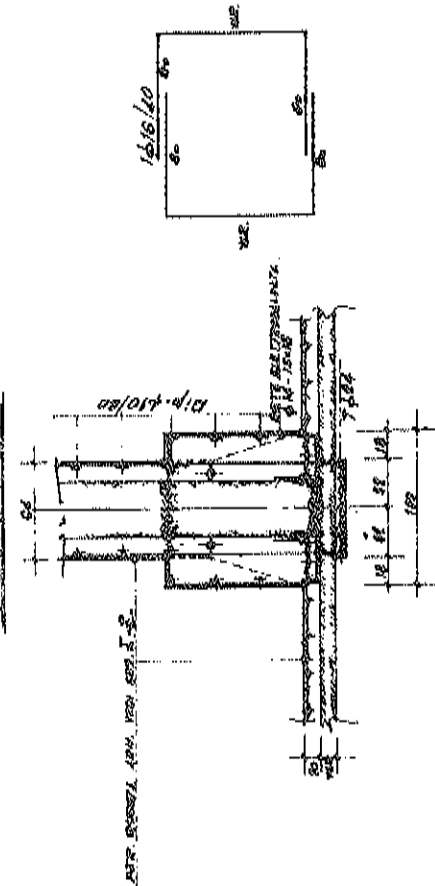


Fig. 13



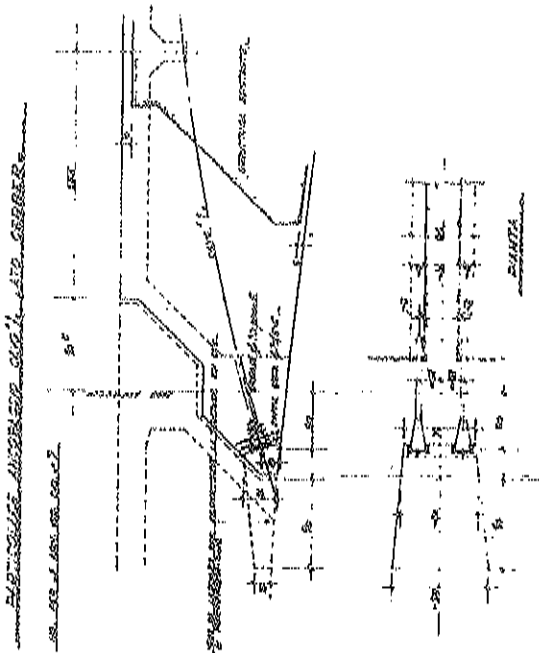
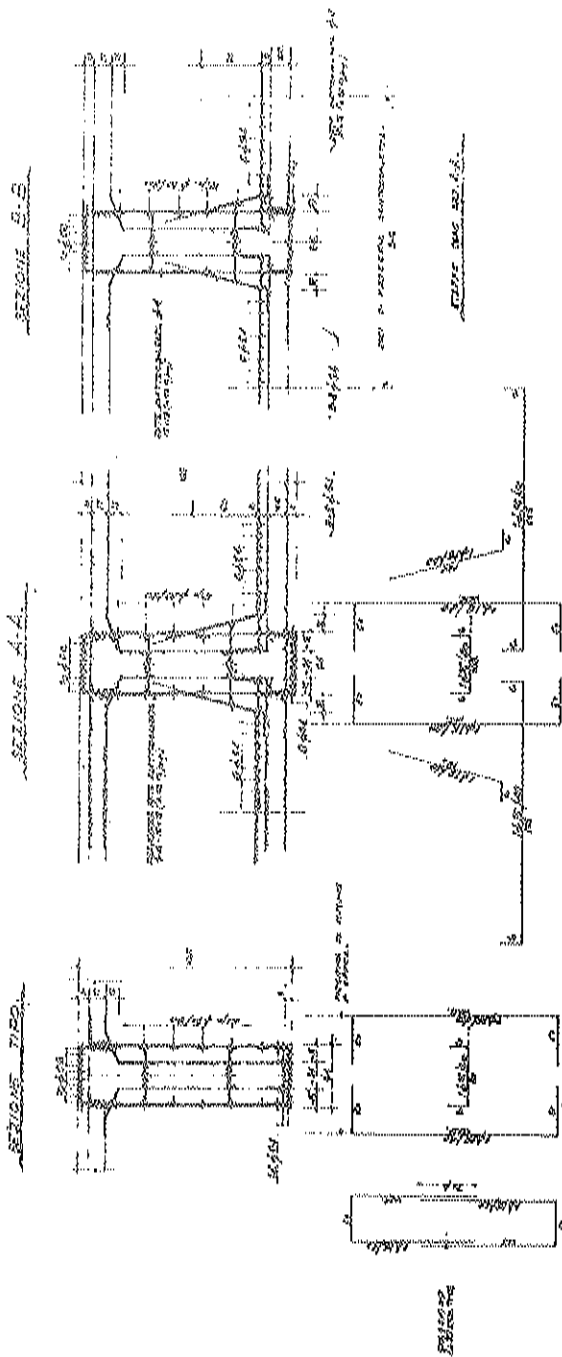


FIG. 14





L'IMPIEGO DELLA PROVA CON MARTINETTI PIATTI  
PER L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO MECCANICO DELLE MURATURE

PIER PAOLO ROSSI

*Responsabile della Divisione Geomeccanica dell'ISMES  
Bergamo*



## 1. PREMESSA

Ogni intervento di restauro statico su vecchi edifici richiede una conoscenza approfondita delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura.

Il problema della determinazione dei parametri necessari per la stesura del progetto di restauro si presenta particolarmente difficile nel caso di murature in laterizio o pietra le quali presentano una marcata eterogeneità essendo costituite da materiali dotati di elevate caratteristiche meccaniche alternati a strati di malta con caratteristiche decisamente più scadenti.

L'approccio più semplice a disposizione del progettista per risolvere il problema della caratterizzazione del materiale è costituito dalle prove meccaniche di tipo distruttivo, eseguite su campioni, il più possibile indisturbati, prelevati dalla struttura. Questi campioni devono essere, come noto, sufficientemente rappresentativi del comportamento medio globale della struttura, per cui ci si trova sovente nella

necessità di sottoporre a prove meccaniche campioni di muratura di grandi dimensioni che non sempre possono essere prelevati dalle strutture murarie. Nel caso di edifici di interesse storico e monumentale è addirittura impossibile il prelievo anche di campioni di piccole dimensioni.

L'esigenza di caratterizzare in modo corretto la muratura attraverso prove meccaniche di tipo distruttivo su campioni rappresentativi di grande dimensione, trova quindi un ostacolo spesso insuperabile nella difficoltà di prelievo dalla struttura di campioni richiesti. Occorre inoltre rilevare che le scadenti caratteristiche della malta presente nelle vecchie murature non permette nella maggior parte dei casi di prelevare campioni indisturbati se non adottando tecniche di prelievo particolarmente sofisticate e onerose.

I risultati di prove meccaniche eseguite su campioni di muratura alterati durante la fase di prelievo sono di scarsa attendibilità e possono condurre a vistose sottostime delle caratteristiche meccaniche.

Le enormi difficoltà connesse col prelievo di campioni rappresentativi dalle strutture murarie possono essere evitate facendo ricorso a tecniche di prova di tipo non-distruttivo. In questo ambito si dimostrano particolarmente utili le indagini soniche le quali si basano sullo studio delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche nel mezzo in esame.

Come noto però, queste misure possono essere influenzate dalle discontinuità presenti all'interno della struttura per cui i risultati che ne conseguono forniscono solo una valutazione qualitativa del comportamento fisico-meccanico della muratura. Notevoli errori possono essere compiuti qualora si pretenda di utilizzare le sole misure geofisiche per una valutazione anche quantitativa dei parametri meccanici.

Per questo motivo è indispensabile che, in parallelo a questa utilissima metodologia di indagine, vengano messe a punto prove meccaniche "non-distruttive" che permettano una determinazione diretta dei parametri necessari a definire il comportamento meccanico della muratura.

Una speciale tecnica di prova, basata sull'impiego di martinetti

piatti, è stata messa a punto dallo scrivente per determinare "in situ" le caratteristiche di deformabilità di campioni di muratura di grandi dimensioni senza l'estrazione o l'alterazione del campione. Questa tecnica di prova permette inoltre, in una prima fase, di acquisire un'altra importantissima informazione sul comportamento meccanico della struttura: la misura dello stato di sollecitazione nel punto di prova.

## 2. PROVA MECCANICA DI TIPO NON-DISTRUTTIVO MEDIANTE MARTINETTI PIATTI

Come osservato al paragrafo 1, le notevoli difficoltà connesse col prelievo di campioni rappresentativi di grandi dimensioni dalle strutture murarie degli edifici di interesse storico e monumentale, hanno consigliato di ideare e mettere a punto tecniche di indagine alternative di tipo non-distruttivo.

In questo ambito, particolarmente interessante si presenta una metodologia di prova, basata sull'impiego di martinetti piatti, già ampiamente collaudata nel campo della meccanica delle rocce per la determinazione dello stato di sollecitazione naturale di un ammasso roccioso. La prova si articola in due fasi distinte.

### 2.1 Fase 1 - Misura dello stato di sollecitazione

Questa misura è basata sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura per effetto di un taglio piano eseguito in direzione normale alla superficie. Il rilascio delle tensioni provoca una chiusura del taglio che può essere rilevata attraverso misure di convergenza fra due punti in posizione simmetrica rispetto al taglio.

Uno speciale martinetto piatto viene inserito all'interno del taglio e la pressione viene gradualmente aumentata fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione



all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura a meno di una costante che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto di carico e quella del taglio.

In Fig. 1 è indicato lo schema della prova.

Nelle strutture in muratura di mattoni il taglio per l'inserimento del martinetto può essere eseguito con relativa facilità in corrispondenza dei corsi di malta mediante speciali seghe con utensili al widia oppure mediante una serie di fori affiancati. Le dimensioni del taglio possono essere variabili in funzione delle dimensioni degli elementi costituenti la muratura. Per murature in laterizio vengono normalmente adottati martinetti piatti aventi le seguenti dimensioni: 400x200x10 mm e 240x120x10 mm.

Le misure di convergenza sono eseguite in modo altrettanto semplice mediante l'impiego di estensimetro meccanico di tipo rimovibile (Figura 2) con una serie di basi di misura realizzate mediante l'incollaggio sulla superficie della muratura di piastrine metalliche di diametro 5 mm.

Al termine della prova il martinetto piatto può essere estratto e lo spessore di malta ripristinato in modo da riportare la muratura alle condizioni originarie.

## 2.2 Fase 2 - Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

Nel caso di mezzi omogenei e isotropi la prima fase di prova descritta al punto 2.1 viene di norma usata anche per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità.

Nel caso di strutture in muratura o in genere di mezzi eterogenei è preferibile apportare una modifica allo schema di prova introducendo un secondo martinetto piatto parallelo al primo ed avente le stesse dimensioni.

I due martinetti paralleli delimitano in tal modo un campione di muratura di dimensioni apprezzabili (40x50x20cm) sul quale viene

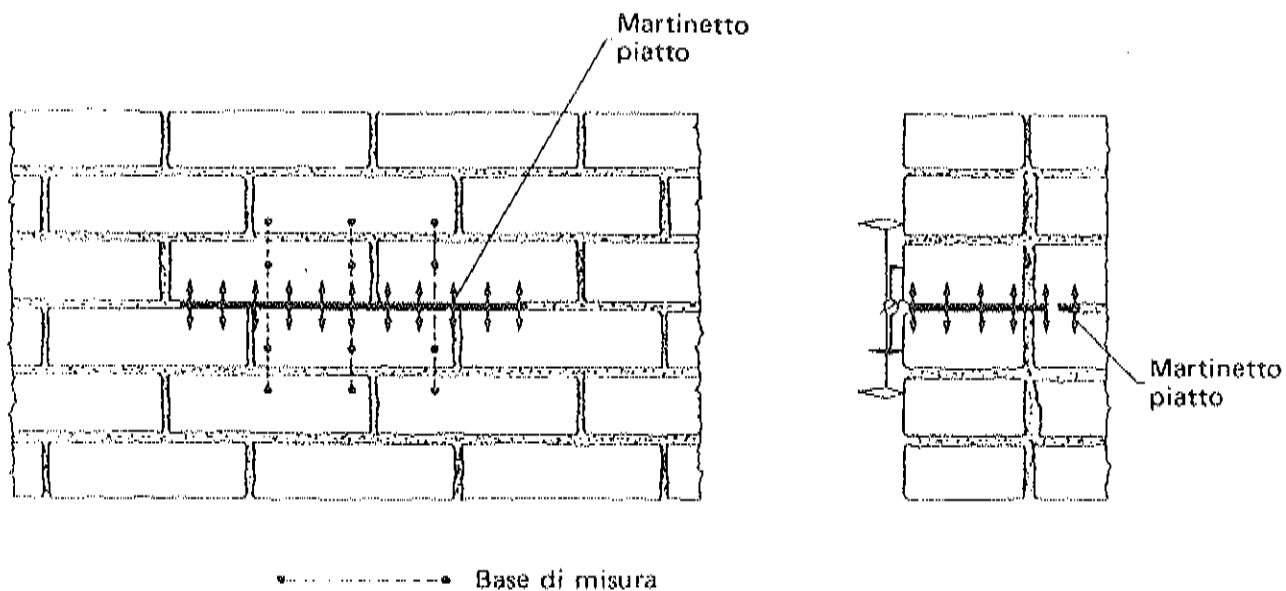


Fig. 1 Prova con martinetto piatto:  
1<sup>a</sup> fase - Determinazione dello stato di sollecitazione

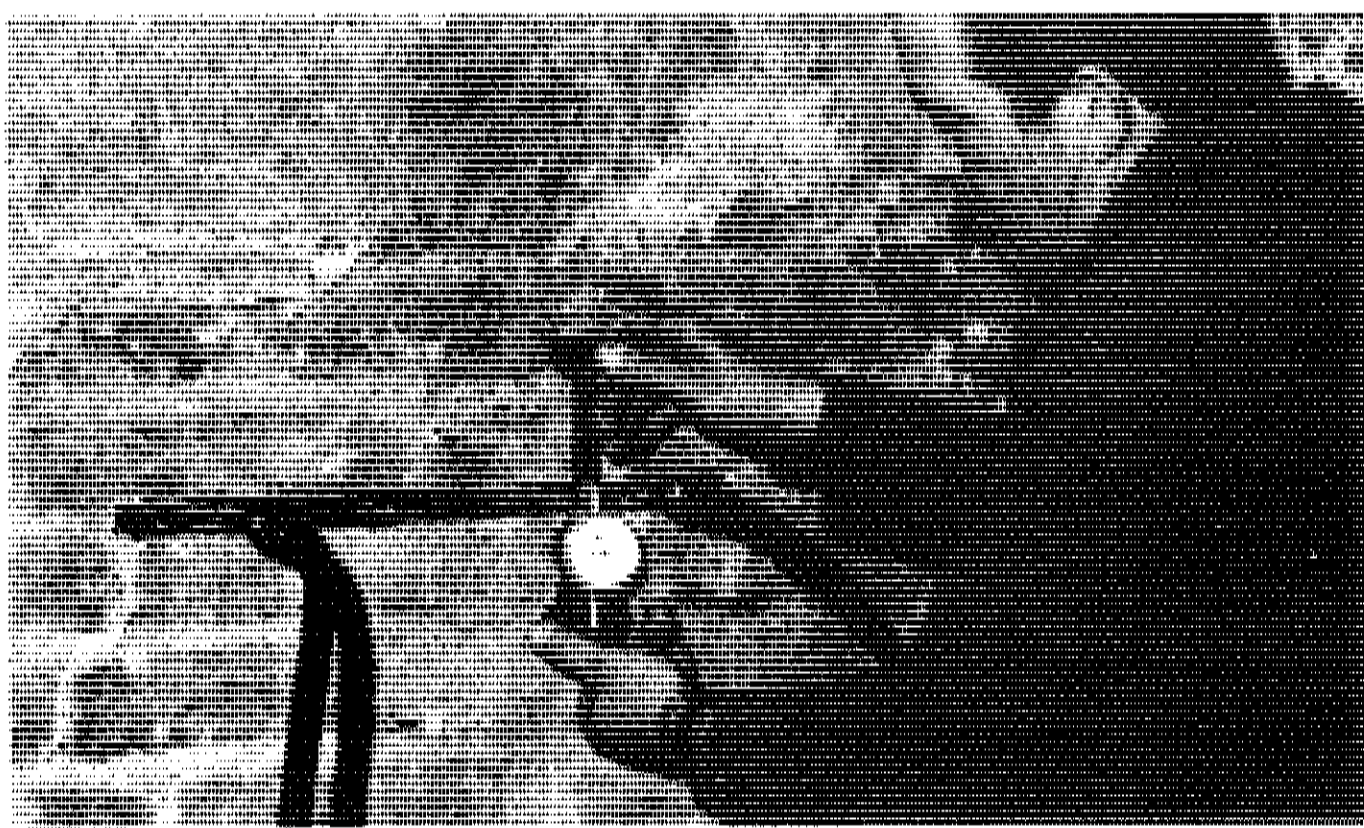


Fig. 2 fase di carico per la determinazione dello stato di sollecitazione. Misura delle deformazioni con estensimetro rimovibile di base 200 mm

eseguita una prova di compressione monoassiale in direzione normale al piano di posa dei mattoni senza l'asportazione del campione (Fig. 3).

Numerose basi di misura per estensimetro rimovibile, installate sulla faccia libera del campione, permettono di ottenere un quadro completo del comportamento deformativo del campione in direzione assiale e trasversale (Fig. 4).

### 3. PRINCIPALI VANTAGGI DELLA PROVA CON MARTINETTI PIATTI

La tecnica messa a punto dall'ISMES può certamente definirsi non-distruttiva in quanto, al termine della prova, i martinetti piatti inseriti entro la muratura possono essere rimossi con estrema facilità e gli strati di malta possono essere facilmente reintegrati in modo da riportare la muratura alle sue condizioni originarie. Anche le basi di misura incollate sulla superficie della muratura possono essere rimosse rapidamente e con grande facilità.

I risultati forniti dalla prova sono di sicura affidabilità poichè le caratteristiche di deformabilità sono misurate su campione certamente indisturbato e di dimensioni tali da risultare sicuramente rappresentativo del comportamento medio globale della struttura.

Sia la strumentazione di misura che le attrezzature di carico sono estremamente semplici e la loro rapida installazione permette di eseguire una prova completa (1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> fase) in circa 8 ore. Questa prova risulta quindi decisamente meno onerosa rispetto ad una prova di tipo distruttivo eseguita su un campione di analoghe dimensioni.

Quest'ultima richiede infatti un tempo non inferiore a 25-30 ore per il completamento delle fasi di prelievo, preparazione del campione e prova di laboratorio.

I martinetti piatti utilizzati per la prova sono dispositivi di carico dotati di elevata deformabilità e sono quindi particolarmente idonei ad applicare uno schema di carico uniformemente distribuito.

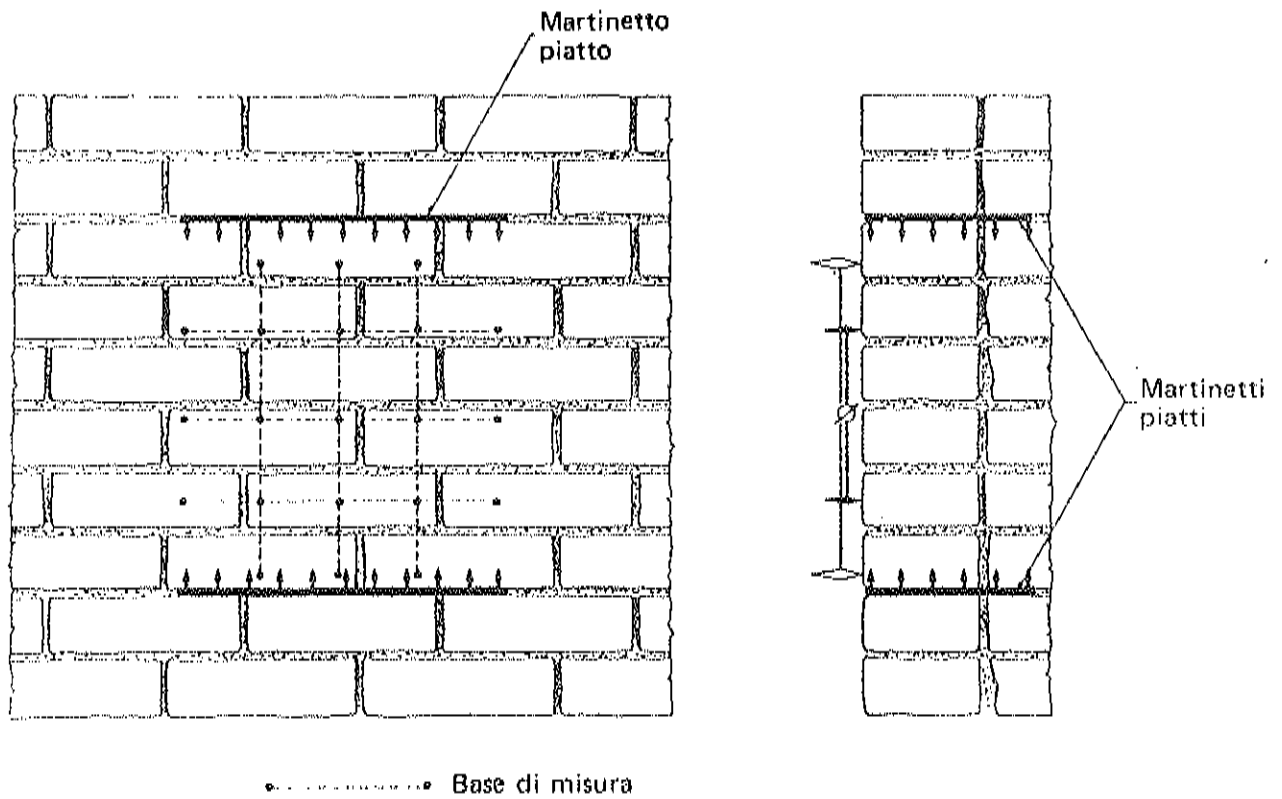


Fig. 3 Schema della 2<sup>a</sup> fase di prova per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità con due martinetti piani paralleli

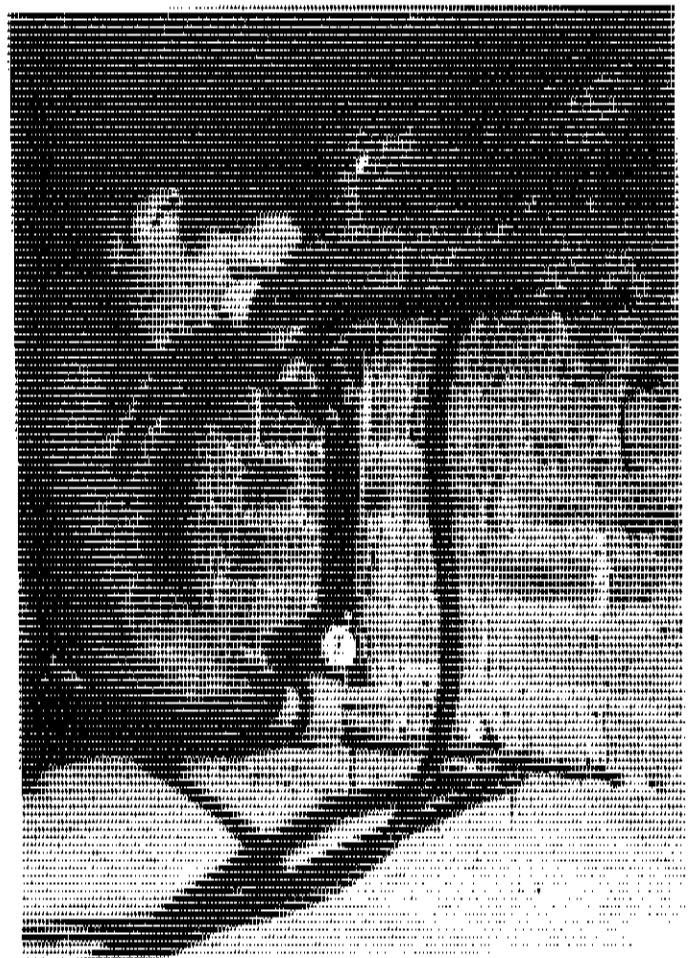


Fig. 4 Fase di prova con due martinetti piatti di dimensioni 400 x 200 mm per la misura del modulo di deformabilità della muratura

La prova proposta può fornire anche una stima della resistenza a compressione della muratura. E' possibile, con opportune cautele, avvicinarsi al limite di rottura della muratura attraverso progressivi incrementi del carico applicato dai martinetti piatti e valutare la resistenza a compressione mediante estrapolazione della curva carichi-deformazioni.

Ultimo, non trascurabile vantaggio di questa tecnica di prova è costituito dalla possibilità di lasciare i martinetti piatti entro la muratura durante gli interventi di restauro in modo tale che funzionino come celle di pressione. E' possibile così rilevare tempestivamente eventuali improvvisi sovraccarichi indotti sulle strutture murarie dagli interventi di restauro.

#### 4. TARATURA DELLA PROVA MEDIANTE MODELLO FISICO

Il campione di muratura sul quale viene eseguita la prova di carico mediante martinetti piatti presenta una sola faccia laterale libera mentre su tre lati è vincolato alla muratura circostante. Poiché le condizioni di vincolo del campione sono diverse da quelle della prova di compressione monoassiale di tipo convenzionale, più difficile risulta l'interpretazione dei risultati. Per questo motivo si è ritenuto indispensabile eseguire una taratura del metodo di prova proposto mediante un modello fisico (Fig. 5). Questo studio, iniziato alcuni mesi fa e non ancora completato, si propone fra l'altro di verificare l'effetto sui risultati della prova delle dimensioni del martinetto e degli spessori dei corsi di mattoni e di malta che compongono la muratura.

Una prima prova di taratura è stata eseguita utilizzando una parete campione appositamente costruita, di dimensioni 140x140x60 cm. Per la confezione del campione è stata utilizzata una malta con scadenti caratteristiche meccaniche in strati di spessore 25 mm alternati a corsi

di mattoni di spessore 50 mm. Mediante una grande pressa idraulica è stata applicata alla parete campione una sollecitazione monoassiale pari a 1,0 MPa e, dopo aver eseguito alcuni cicli di carico di assestamento, sono state determinate le caratteristiche di deformabilità della muratura. Il valore medio delle misure di deformazione eseguite su base 40 cm sulle due facce opposte della parete campione ha permesso di ricavare i seguenti valori del modulo di deformabilità delle muratura:

INTERVALLI DI SOLLECITAZIONE (MPa)	MODULO DI DEFORMABILITA' (MPa)
0 - 0,5	2450
0,5 - 1,0	3400

Mantenendo applicata al campione la sollecitazione di 1,0 MPa si è proceduto all'esecuzione delle due fasi di prova con martinetti piatti nella zona centrale della parete per determinare sia lo stato di sollecitazione che le caratteristiche di deformabilità.

Nel corso della prima fase, la prova con un solo martinetto piatto ha fornito il seguente valore dello stato di sollecitazione applicato (Fig. 6):

$$\sigma' = 1,15 \text{ MPa}$$

Il valore dello stato di sollecitazione misurato nel corso di questa prima prova è risultato superiore del 15% rispetto a quello imposto al campione di muratura. Questa differenza può essere imputabile a una non uniforme distribuzione delle sollecitazioni nella sezione tra-

aversale del campione legata ad un maggiore indurimento della malta in corrispondenza dello strato corticale della muratura che è proprio quello più direttamente interessato dalla prova.

Dopo aver inserito il 2° martinetto piatto, si è proceduto all'esecuzione della 2<sup>a</sup> fase di prova per la determinazione del modulo di deformabilità ( $E_a$ ) della muratura (Fig. 7). I risultati della prova sono riassunti nella tabella allegata ove con  $E_c$  sono indicati i valori dei moduli di deformabilità determinati sulla parete campione mediante prova di compressione monoassiale convenzionale e con  $E_a$  i valori dei moduli ottenuti mediante la prova con martinetti piatti. Sono stati presi in esame due diversi intervalli della sollecitazione ( $\Delta \sigma_m$ ) applicata mediante i martinetti piatti.

I valori di  $E_a$  sono stati determinati nella fase di carico dopo aver eseguito alcuni cicli di assestamento con le stesse modalità adottate per il calcolo di  $E_c$ .

---

$\Delta \sigma_m$	$E_a / E_c$
0 - 0,5 MPa	0,98
0,5 - 1,0 MPa	1,10

---

Si può osservare che nell'intervallo di sollecitazione 0 - 0,5 MPa esiste un buon accordo fra il modulo di deformabilità fornito dalla prova e quello misurato sulla muratura con prova di compressione di tipo convenzionale.

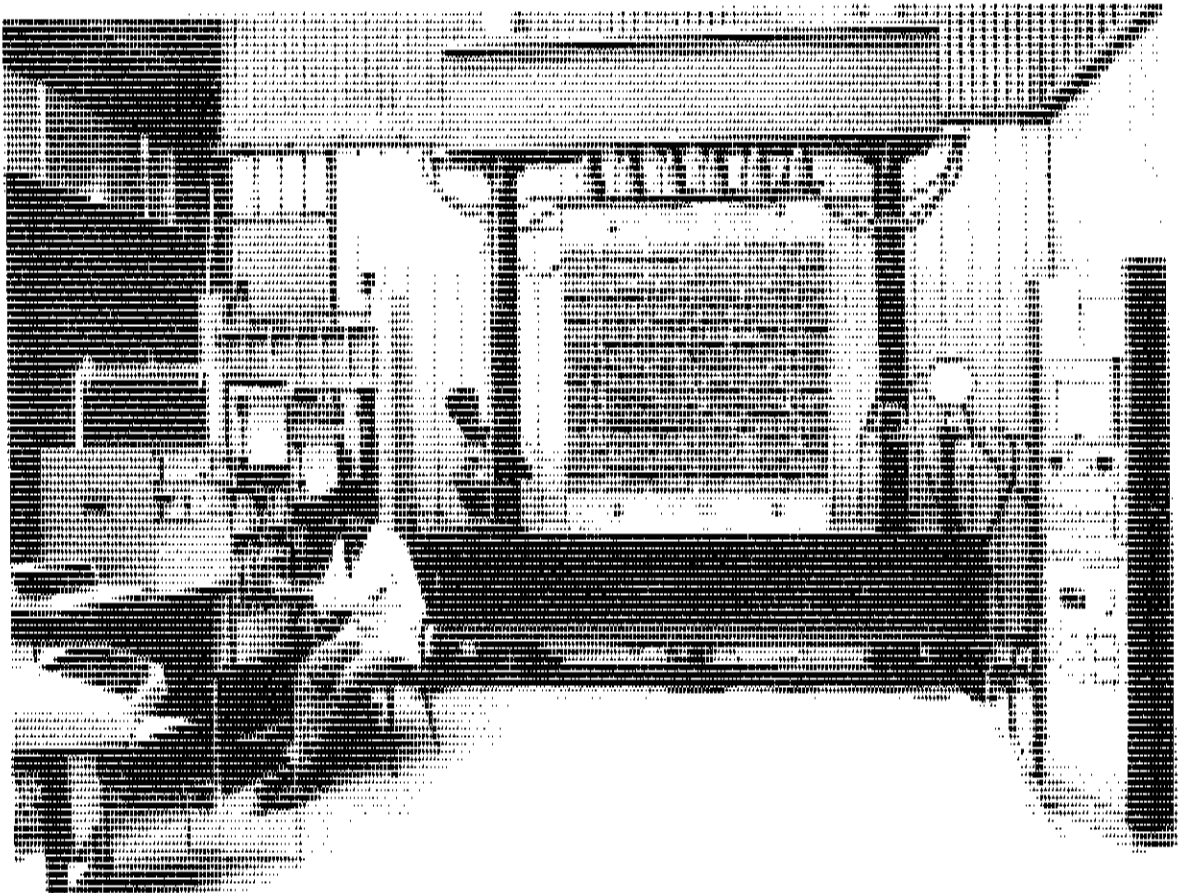


Fig. 5 Attrezzature di carico e di misura per la taratura della tecnica di prova con martinetto piatto

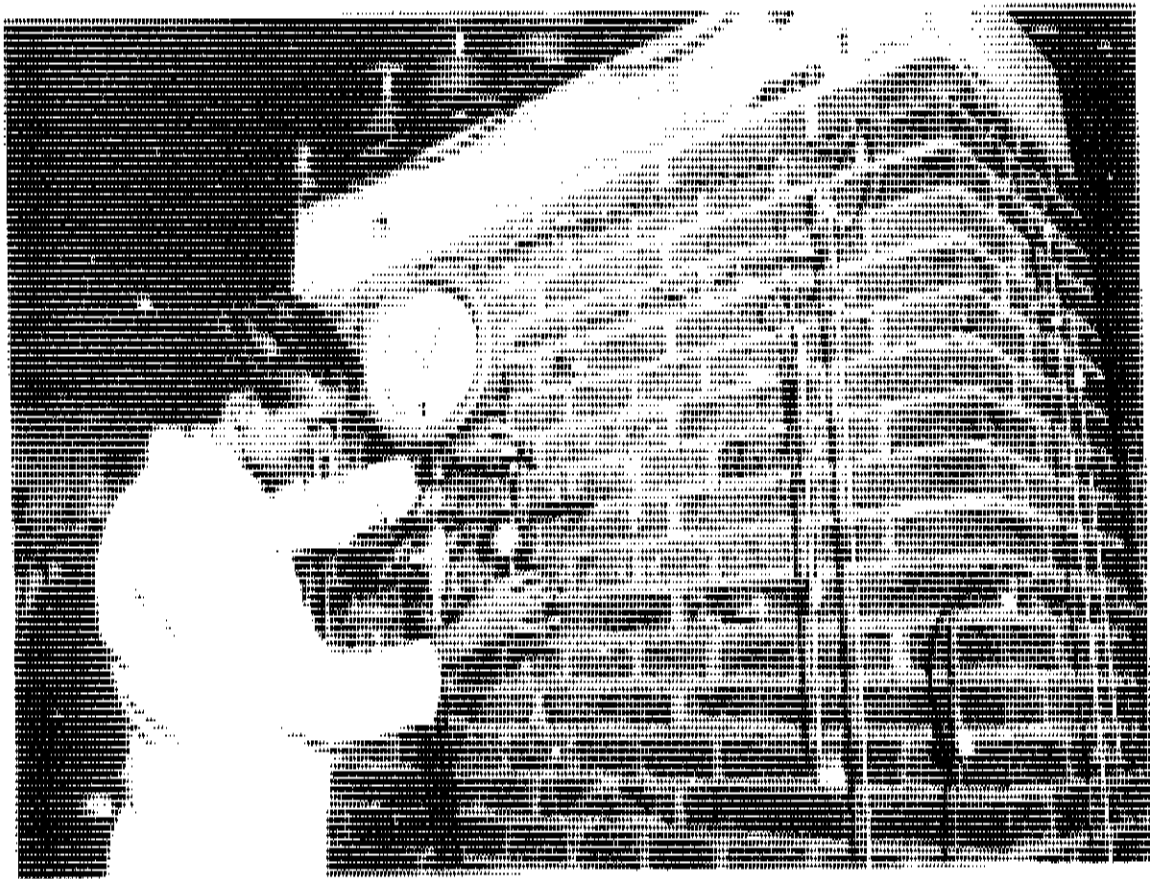


Fig. 6 Taratura su modello fisico della 1<sup>a</sup> fase di prova



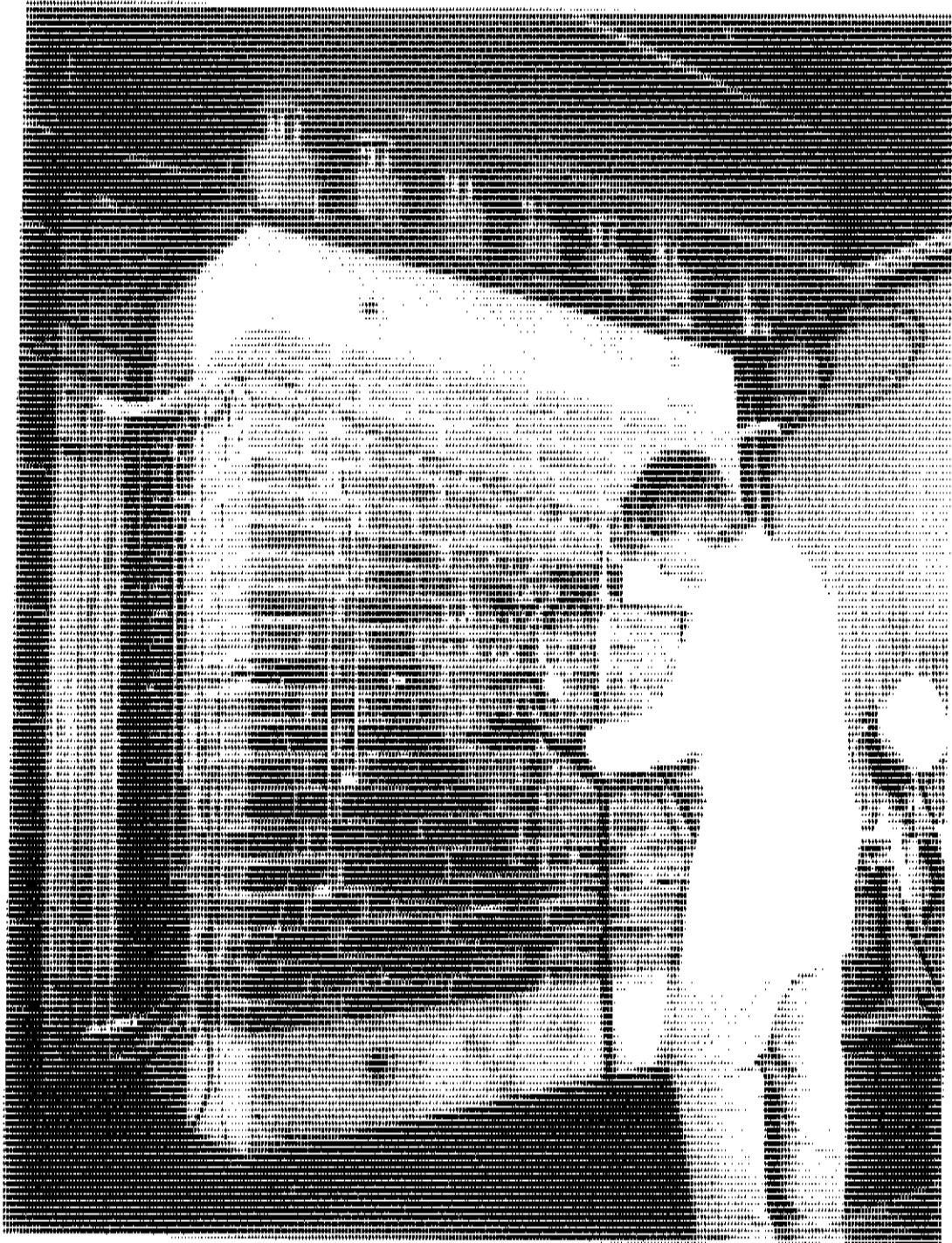


Fig. 7 Taratura su modello fisico della 2<sup>a</sup> fase di prova

Incrementando la pressione comincia a divenire più sensibile l'effetto del contenimento laterale del campione di muratura delimitato dai due martinetti piatti. Nell'intervallo di sollecitazione 0,5 - 1,0 MPa si osserva infatti che il valore del modulo  $E_a$  è superiore del 10% rispetto al valore ottenuto mediante prova di compressione monoassiale convenzionale.

Appare chiaro che una sola prova non è sufficiente a fornire una taratura completa del metodo proposto in quanto il comportamento deformativo della muratura è legato allo schema geometrico, alle caratteristiche dei materiali componenti e alla sollecitazione applicata. Sarà quindi necessario prendere in esame diversi valori dei parametri in gioco verificando anche nel contempo l'effetto delle dimensioni del martinetto piatto rispetto agli spessori dei materiali componenti la muratura.

##### 5. CONFRONTO FRA I RISULTATI DI PROVE DISTRUTTIVE E NON-DISTRUTTIVE ESEGUITE SULLA STESSA MURATURA

Nel corso delle indagini sperimentali eseguite per conto del Comune di Milano per la caratterizzazione meccanica delle murature dello stabile sito in Piazzale Dateo, si è presentata l'opportunità di eseguire in parallelo prove in sito non-distruttive mediante martinetti piatti e prove in laboratorio di tipo distruttivo su campioni aventi le stesse dimensioni (40x50x20 cm).

In laboratorio sono state eseguite prove di compressione monoassiale su n. 5 campioni estratti mediante la tecnica illustrata in Fig. 8. La sollecitazione è stata incrementata fino a rottura fornendo i legami sforzi-deformazioni riportati in Fig. 9. Nel diagramma di Fig. 10 è riportata la correlazione fra il modulo di deformabilità e la resistenza a compressione monoassiale. Per diversi intervalli di carico ( $\Delta \sigma$ ) si sono calcolati i valori medi del modulo di deformabilità ( $E_{lab}$ ) riporta-

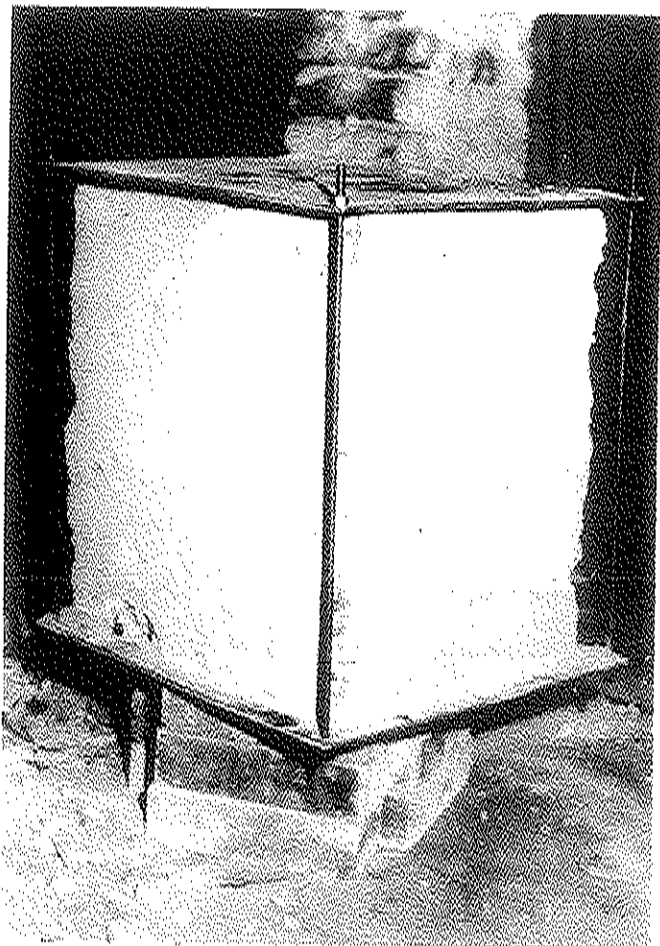
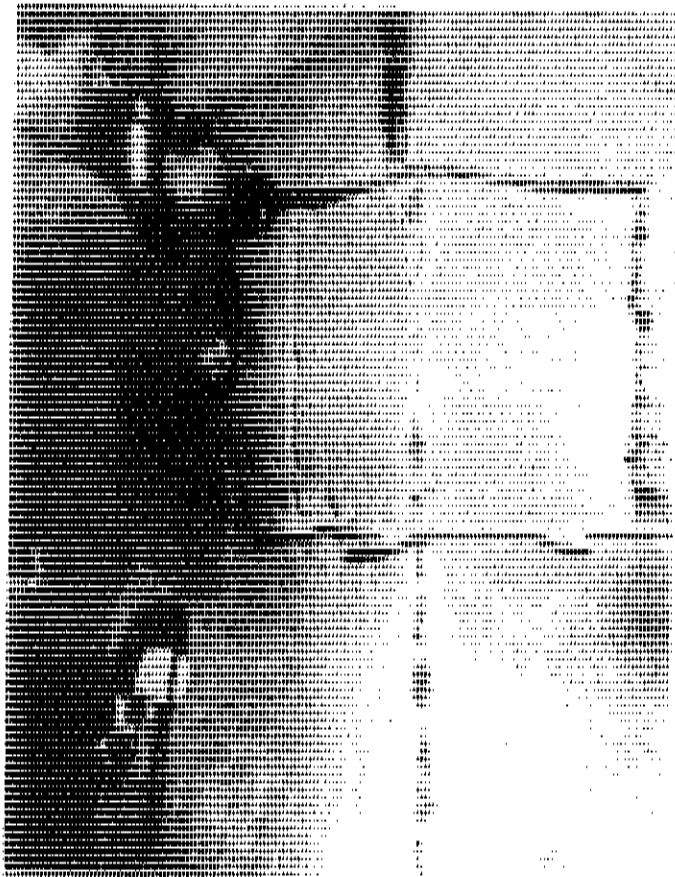


Fig. 8  
Fasi di prelievo di un campione  
di muratura di dimensioni  
50 x 50 x 60 cm

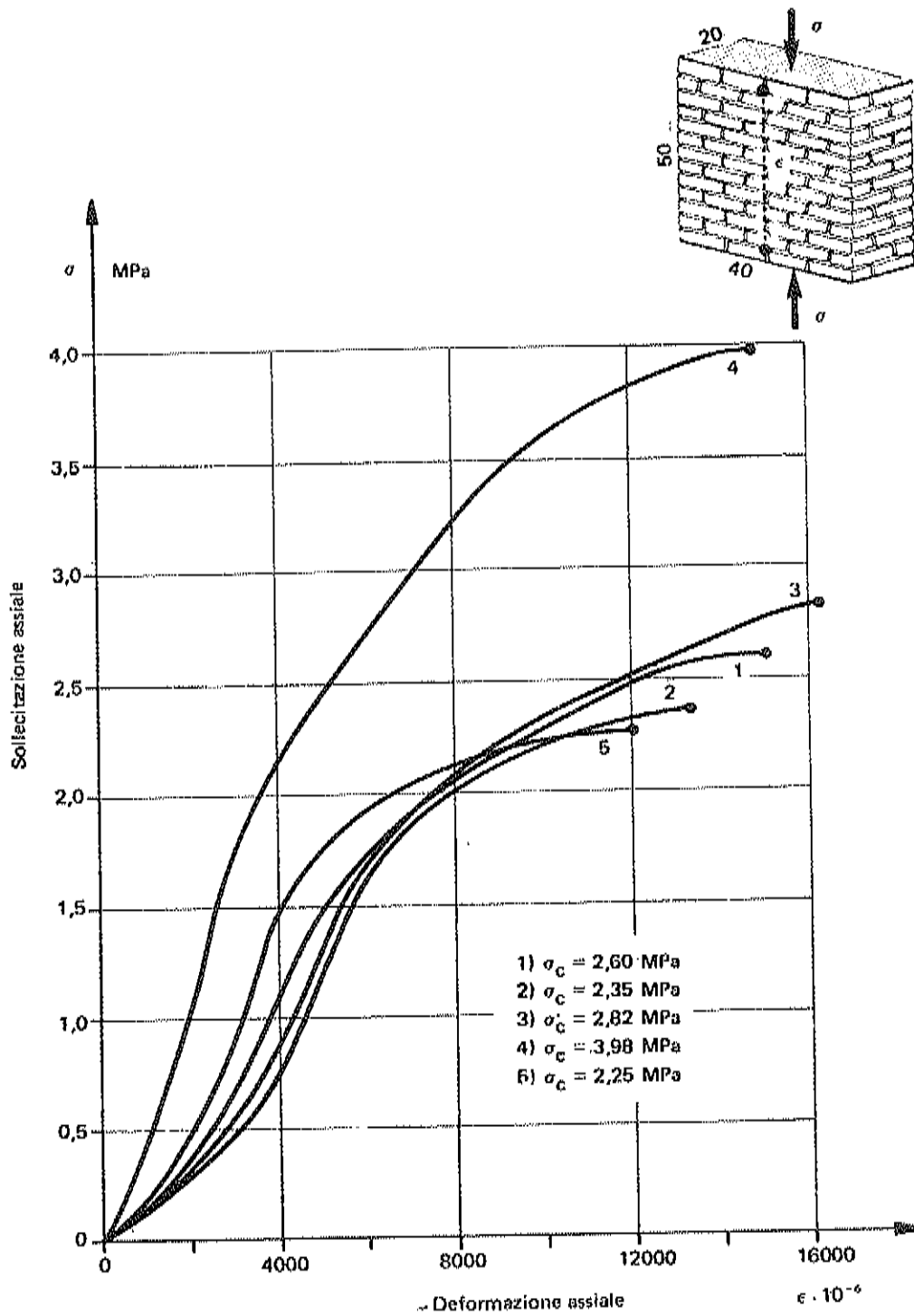


Fig. 9 Prova di compressione monoassiale su campioni di grandi dimensioni prelevati dalle murature di un edificio in Milano. Curve complete sforzi-deformazioni fino a rottura

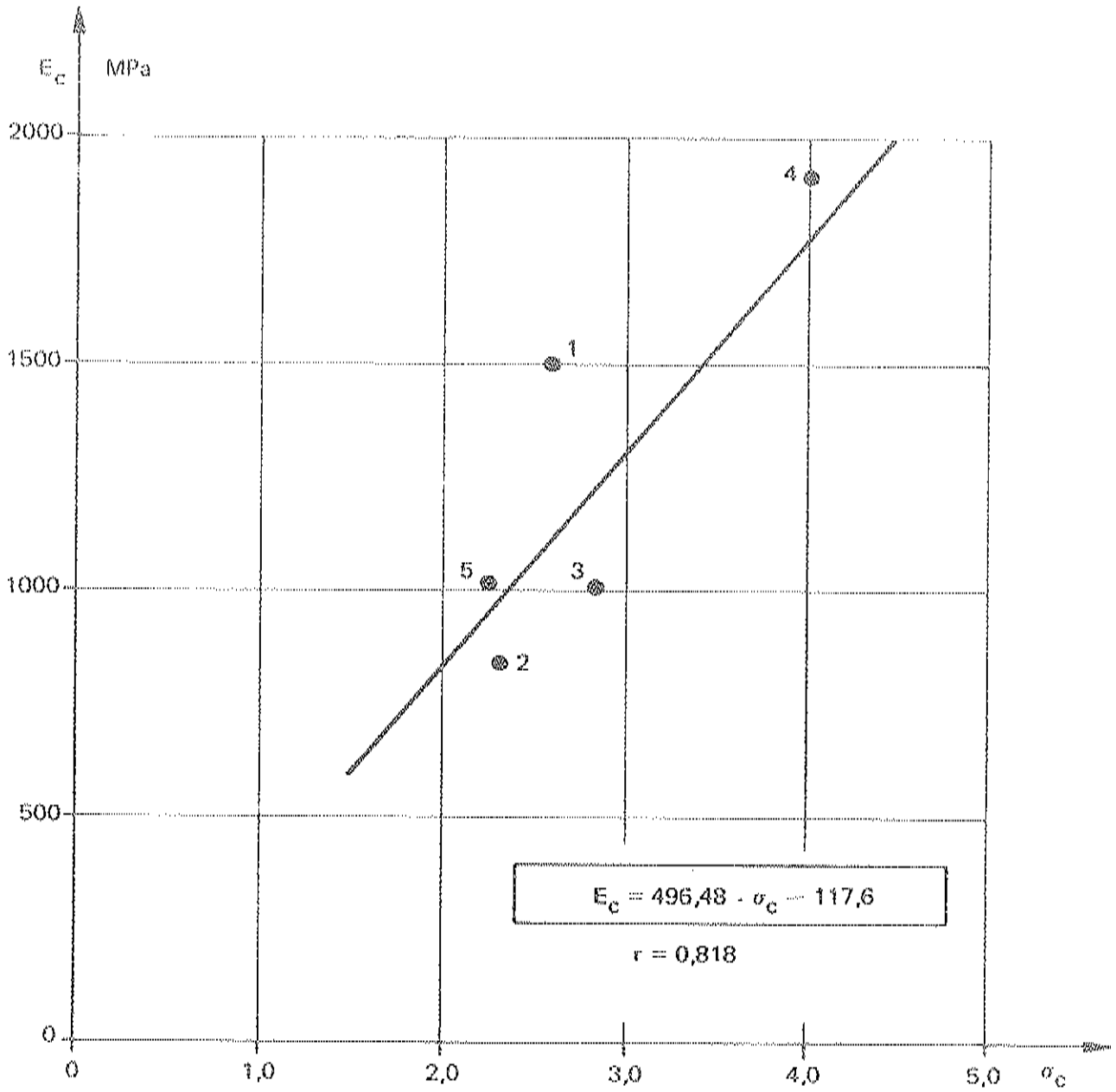


Fig. 10 Correlazione fra il modulo di deformabilità e la resistenza a compressione monoassiale dei 5 campioni prelevati dalle murature di un edificio in Milano

ti nella tabella allegata:

$\Delta \sigma$ (MPa)	$E_{lab}$ (MPa)	Deviazione standard (MPa)
0 - 0,4	728,4	= 179,6
0,4 - 0,8	1143,7	= 381,1
0,8 - 1,2	1558,3	= 156,7

In considerazione dei valori dello stato di sollecitazione agente sulle strutture murarie in esame, l'attenzione verrà posta in particolare sull'intervallo di carico 0,8 - 1,2 MPa.

Le prove non-distruttive mediante martinetti piatti sono state eseguite in 10 diversi punti delle strutture murarie portanti.

Relativamente all'intervallo di carico 0,8 - 1,2 MPa, la media generale dei valori dei moduli di deformabilità assiale rilevati in sito ( $E_{\text{sito}}$ ) è risultata:

$$E_{\text{sito}} = (2585,9 \pm 238,4) \text{ MPa}$$

Il rapporto tra i valori medi dei moduli di deformabilità calcolati mediante i due tipi di prova risulta:

$$\beta = \frac{E_{\text{sito}}}{E_{\text{lab}}} = 1,66$$

Questo rapporto risulta molto più elevato rispetto al valore determinato mediante la prova di taratura su modello fisico di cui al punto

4. Ciò porta a ritenere che i campioni estratti dalla muratura abbiano subito durante il prelievo, pur eseguito con le dovute cautele, alterazioni tali da ridurre in modo sensibile le caratteristiche meccaniche. Sulla base di questa osservazione il valore del rapporto sopra determinato deve intendersi come un valore decisamente cautelativo.

Si è quindi portati a ritenere che una caratterizzazione meccanica basata unicamente su prove di laboratorio di tipo distruttivo, anche se eseguite su campioni di grandi dimensioni, possa indurre a sottostimare il modulo di deformabilità della muratura in misura tanto più sensibile quanto più elevato è il grado di alterazione subito dai campioni di fase di prelievo.

## 6. ESEMPI DI IMPIEGO DELLA TECNICA DI PROVA CON MARTINETTI PIATTI

Di recente la tecnica di prova non-distruttiva con martinetti piatti è stata utilizzata con successo per la soluzione di problemi di restauro statico di alcuni edifici di interesse storico e monumentale.

Sono stati scelti tre esempi che illustrano tre diverse tipologie di intervento di restauro statico:

- restauro statico conservativo;
- restauro statico con modificazione delle strutture portanti;
- recupero edilizio di vecchi edifici a scopo abitativo.

### 6.1 Palazzo della Ragione - Milano (Restauro statico conservativo)

Il palazzo, che risale al XIII secolo, subì profonde modificazioni strutturali ed architettoniche nel XVIII secolo a seguito degli interventi di ampliamento del salone destinato ad Archivio Notarile. Il notevole appesantimento delle strutture causato dal sopralzo e dall'Archivio provocò cedimenti delle fondazioni accompagnati dall'apertura di lesioni

sulle strutture murarie. La maggior parte delle lesioni è presente nelle pareti del XIII secolo ma talune di esse proseguono interessando anche il sopralzo. Per conto del Comune di Milano si è eseguita una vasta campagna di indagini sperimentali allo scopo di accertare le condizioni statiche dell'edificio e diagnosticare le cause del degrado in previsione di un intervento di restauro statico conservativo.

Nell'ambito di questa campagna di indagini vennero eseguite 6 prove non-distruttive con martinetti piatti in diversi punti delle strutture murarie sia per determinare le caratteristiche meccaniche dei due diversi tipi di muratura sia per misurare l'attuale stato di sollecitazione dell'edificio (Fig. 11).

Lo stato di sollecitazione misurato nei diversi punti di prova risultò compreso fra 0,4 e 0,7 MPa.

I cicli di carico per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità vennero spinti fino a livelli di sollecitazione pari a 1,6 MPa. In Fig. 12 sono riportati a titolo di esempio i diagrammi tipo delle deformazioni assiali e trasversali misurate per diversi livelli di carico sulla muratura del XIII secolo. Si può rilevare che, all'aumentare del livello di sollecitazione applicato al campione, si verifica un sensibile incremento delle deformazioni di tipo plastico e viscoso in corrispondenza dei corsi di malta. Come già osservato, incrementando progressivamente il carico, si può portare il campione in condizioni molto prossime alla rottura per cui dal diagramma sforzi-deformazioni si può ottenere per estrapolazione una indicazione, se pur approssimata, del limite di rottura della muratura nelle condizioni di confinamento laterale caratteristiche della prova in esame.

## 6.2 Biblioteca Classense - Ravenna (Restauro statico modificativo)

In questo importante edificio del XVI secolo è stato eseguito un delicato intervento di restauro statico che non si è limitato unicamente al consolidamento delle strutture esistenti, ma ha indotto alcune mo-



Fig. 11  
Palazzo della Ragione (Milano)  
Vista di una punto di prova sulla  
muratura del XIII secolo

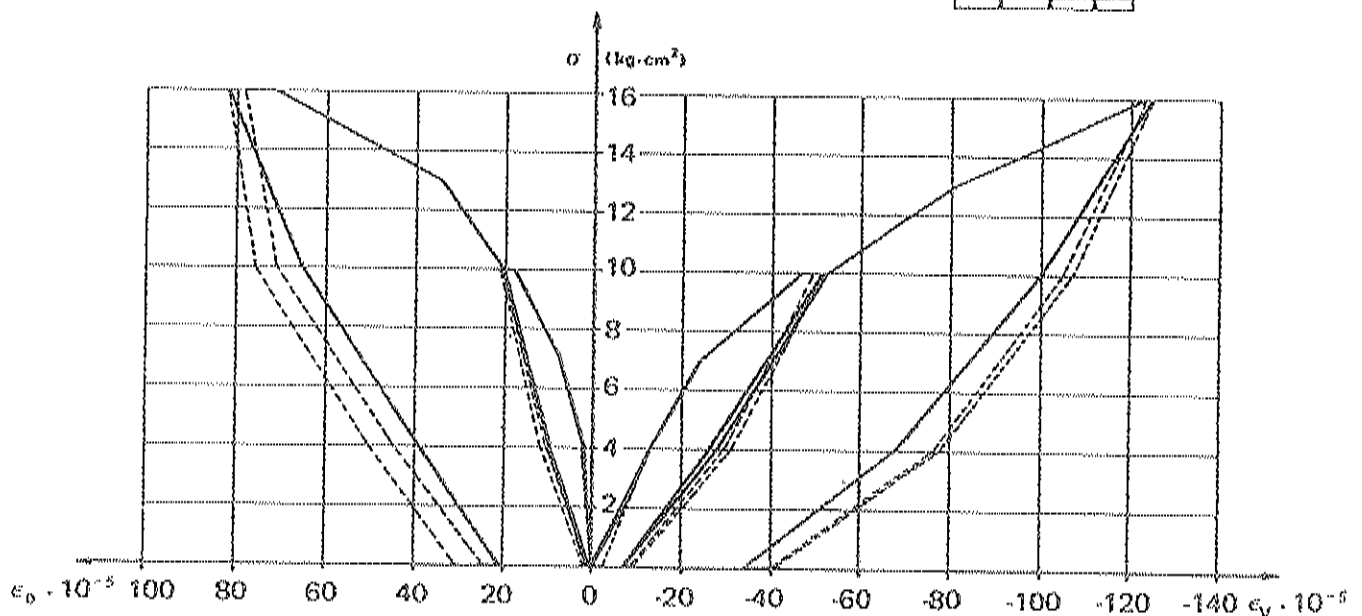
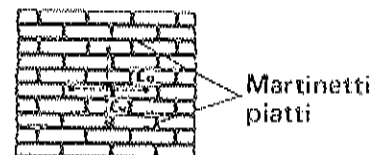
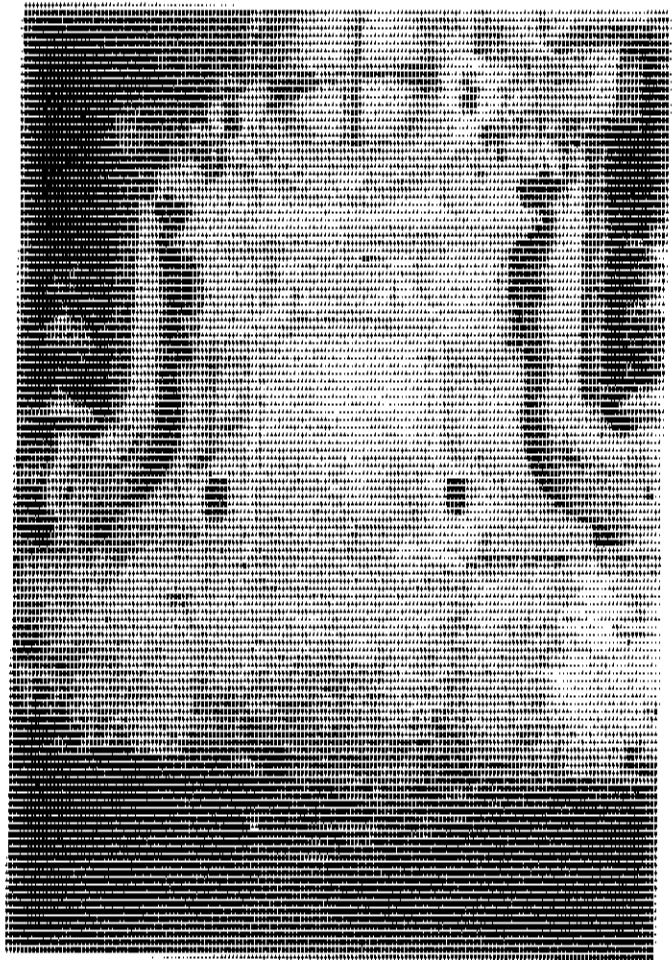


Fig. 12 Diagramma tipo delle deformazioni assiali e trasversali rilevate mediante prova con martinetti piatti sulle strutture murarie del Palazzo della Ragione (Milano)

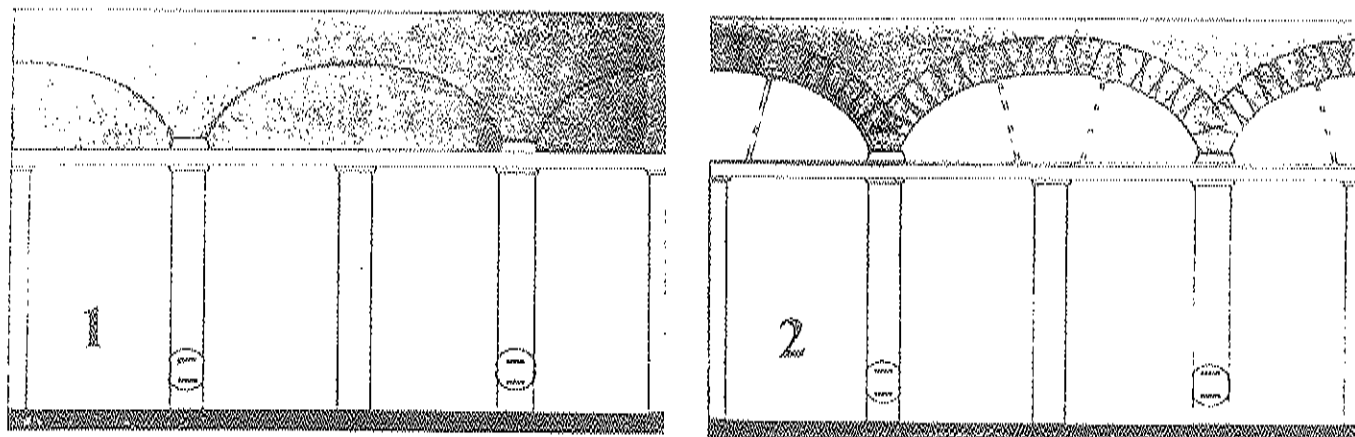
difiche nelle strutture portanti dell'edificio. Queste modifiche hanno interessato in particolare un tratto di muratura portante sostenuta da una serie di pilastri, nella quale sono stati aperti alcuni archi secondo lo schema indicato in Fig. 13. Si è eseguito in primo luogo il consolidamento delle fondazioni dei pilastri in muratura che sostengono la parete in esame e, prima di procedere all'apertura degli archi, si è misurato mediante martinetti piatti lo stato di sollecitazione in corrispondenza di due pilastri determinando nel contempo il modulo di deformabilità della muratura (Fig. 14). Il valore massimo dello stato di sollecitazione misurato nei pilastri è risultato pari a 2,0 MPa.

### 6.3 Recupero edilizio di un vecchio stabile in Milano

Il comune di Milano ha inserito nel piano di recupero del patrimonio edilizio degradato un vecchio stabile a pianta quadrata di vaste dimensioni costruito nel 1905 a Piazzale Dateo (Fig. 15). Prima di dare l'avvio al progetto di recupero edilizio dello stabile, il Comune ha affidato all'ISMES una vasta campagna di indagini diagnostiche volte a determinare le caratteristiche fisico-meccaniche delle strutture e dei terreni di fondazione per una valutazione il più possibile completa delle condizioni statiche dell'edificio.

Nell'ambito di queste indagini sono state eseguite 10 prove in sito con martinetti piatti (Fig. 16) e 5 prove di laboratorio su campioni di grandi dimensioni nonché numerose misure di velocità sonica in vari punti delle strutture murarie. Questa vasta indagine sperimentale ha permesso di eseguire interessanti analisi di raffronto fra i risultati forniti dai diversi tipi di prova. Alcuni dei risultati più interessanti relativi alle caratteristiche di deformabilità e resistenza sono riportati nel paragrafo 5.

Interessante risulta anche il confronto fra i valori dello stato di sollecitazione misurati in sito sui muri dello scantinato e del piano terreno e quelli forniti dall'analisi dei carichi.




 PUNTO DI PROVA

Fig. 13 Biblioteca Classense (Ravenna) - Schema dell'intervento di apertura degli archi in una delle murature portanti dell'edificio.



Fig. 14  
Prova con martinetti piatti su uno  
dei pilastri in muratura della Biblio-  
teca Classense (Ravenna)

Fig. 15  
Stabile di Piazzale Dateo (Milano)  
Esempio di indagini diagnostiche finalizzate a problema di recupero edilizio



Fig. 16  
Misura dello stato di sollecitazione su una delle murature portanti dell'edificio

Quest'ultima è stata eseguita nell'ipotesi che la copertura sia priva di sovraccarico accidentale, il sottotetto ed i solai siano interessati da  $100 \text{ Kg/m}^2$  di carico accidentale ed i balconi ne siano privi. Ciò al fine di interpretare la situazione di carico in atto durante le prove sperimentali, per poter effettuare confronti su basi realistiche. Nell'analisi dei carichi si è tenuto conto inoltre degli eventuali effetti flessionali locali legati alla non perfetta verticalità delle murature, ciò soprattutto in considerazione del fatto che la prova sperimentale interessa solo lo strato corticale di muratura e può quindi essere notevolmente influenzata da effetti flessionali.

Il valore medio della sollecitazione calcolata ( $\bar{\sigma}_{\text{cal}}$ ) è in buon accordo col valore medio delle sollecitazioni misurate sperimentalmente ( $\bar{\sigma}_{\text{sp}}$ ).

Risulta infatti:

$$\bar{\sigma}_{\text{cal}} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sp}} = 0,61 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda i muri di scantinato suddivisi tra muro d'ambito interno, muro di spina, sono possibili i seguenti raffronti:

$$\bar{\sigma}_{\text{cal}} = 0,45 \text{ MPa}$$

- muro d'ambito interno

$$\bar{\sigma}_{\text{sp}} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{cal}} = 0,43 \text{ MPa}$$

- muro d'ambito esterno

$$\bar{\sigma}_{\text{sp}} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{cal}} = 0,71 \text{ MPa}$$

- muro di spina

$$\bar{\sigma}_{\text{sp}} = 0,81 \text{ MPa}$$

Il buon accordo riscontrato fra i dati calcolati e quelli determinati sperimentalmente conferma pienamente la validità della tecnica di prova proposta e ne garantisce l'affidabilità. In questo particolare tipo di fabbricato l'analisi dei carichi può ritenersi infatti un valido strumento di verifica delle misure sperimentali sia per la semplicità dello schema strutturale dell'edificio che per l'assenza di lesioni significative legate a cedimenti differenziali delle deformazioni.



IL RUOLO DELLE RIGIDEZZE E DEGLI STATI DI COAZIONE  
NEL RIVESTIMENTO DELLE GALLERIE A CONCI PREFABBRICATI

GIORGIO CROCI

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica  
Università di Roma*





## 1. PREMESSA

L'impiego di sistemi industrializzati nello scavo delle gallerie e nella posa in opera del rivestimento prefabbricato ha avuto un notevole sviluppo per gli indubbi vantaggi, specie nell'organizzazione del cantiere; le figure 1-3 mostrano uno di questi sistemi.

Tali procedure esecutive presentano diversi ordini di problemi che occorre accuratamente studiare per avere una buona riuscita dell'opera.

### a) Problemi relativi all'esecuzione

- a1) Per assicurare il posizionamento dei conci si possono impiegare delle barre pretese (fig. 3), in modo da "allargare" la sagoma e facilitare l'inserimento del concio di "chiave"; tali barre devono poi essere rimosse dopo la chiusura dell'anello.
- a2) Ogni anello in opera risulta sostanzialmente "labile" in quanto le sezioni di contatto tra concio e concio possono sopportare un momento assai modesto. La stabilità è assicurata soprattutto dalla distribuzione delle pressioni che deve essere resa il più possibile uniforme; a tal fine giocano un ruolo assai importante le iniezioni a tergo del rivestimento che possono in una prima fase essere costituite da materiale arido (imbottitura) per riempire i vuoti (specie quando la natura del suolo richieda l'uso di esplosivi) e quindi in una seconda fase da miscela cementizia con una funzione legante; nel caso che nei conci prefabbricati siano inseriti dei martinetti piatti, sulla cui utilità torneremo in seguito, questa seconda fase è preceduta da un controllo e regolarizzazione nella distribuzione delle pressioni ad opera dei martinetti stessi.
- a3) La continuità strutturale in senso longitudinale è assicurata da barre orizzontali via via inserire e pretese.
- a4) L'avanzamento dello scudo avviene per contrasto, mediante martinetti che agiscono sul bordo dell'ultimo anello posto in opera; questa operazione può risultare gravosa, con trasmissione di tensioni assai elevate, causa frequente di rottura negli spigoli dei conci prefabbricati (figg. 4-5); una sensibile riduzione della concentrazione delle tensioni può aversi inserendo delle strisce di neoprene sia tra anello ed anello che tra i conci di uno stesso anello, su quest'ultimo aspetto torneremo in seguito.

b) Problemi relativi al comportamento in opera

Il comportamento del rivestimento in opera, in termini spingenti, e quindi nel tempo, dipende dalla sua resistenza e rigidezza cioè dalla capacità di far deformare il terreno circostante il foro; questa possibilità, che nell'esecuzione tradizionale è fornita dall'assostamento del legname e delle centine, in un rivestimento "rigido" come quello in esame, può essere assicurata solo inserendo opportuni elementi con grande deformabilità (neoprene, figg. 6+7), od in grado di regolare spostamenti relativi tra conci adiacenti (martinetti piatti, ...); su questi criteri e scelte progettuali torneremo in seguito.

2. TENSIONI E DEFORMAZIONI INTORNO AL FORO E CURVE CARATTERISTICHE

Si assume, per l'ammasso roccioso, una legge di comportamento elastoplastica fragile con caduta immediata della resistenza; il dominio di rottura della roccia è univocamente determinato, assumendo il criterio di Mohr-Coulomb, della doppia coppia di parametri coesione e angolo di attrito di picco e residui ( $C_P, \phi_P, C_R, \phi_R$ , fig. 8).

Le caratteristiche di resistenza della roccia si determinano mediante i seguenti parametri:

$$N_{\phi}^P = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi^P}{2} \right) \sigma_f^P = 2C_P \sqrt{N_{\phi}^P}$$
$$N_{\phi}^R = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi^R}{2} \right) \sigma_f^R = 2C_R \sqrt{N_{\phi}^R}$$

Il parametro adimensionale  $N_{\phi}$ , funzione dell'angolo di attrito, coincide con quello che nella Meccanica delle Terre si definisce coefficiente di spinta passiva, mentre  $\sigma_f^P$  e  $\sigma_f^R$  sono rispettivamente il valore di picco e residuo della resistenza a compressione uniaassiale della roccia (punti A, B, fig. 8).

Per definire lo stato tensionale all'intorno di un foro circolare in un semispazio omogeneo, con il quale si schematizza l'ammasso roccioso circostante la galleria, è necessario risolvere le due equazioni differenziali (fig. 9):

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} - \frac{\sigma_{\theta} - \sigma_r}{r} + \gamma = 0; \quad \left( -\frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) (\sigma_r + \sigma_{\theta}) = 0$$

con  $\gamma$  forza di volume nell'ammasso. Per semplificare la risoluzione analitica dell'equazione, si ammette, pur non limitando le generalità del modello, che le sollecitazioni indotte dal peso proprio della roccia, anzichè uniformemente distribuite, siano applicate all'infinito: in tal modo il problema gode di simmetria assiale ed è staticamente determinato; l'andamento delle sollecitazioni  $\sigma_r$  e  $\sigma_\theta$  (sollecitazioni principali) che si ottiene, in presenza di una pressione  $p$  agente all'interno della galleria, è del tipo di quello di fig. 9, che corrisponde al comportamento indefinitamente elastico della roccia. In congruenza con le ipotesi assunte per il comportamento del materiale, esisterà invece una zona per la quale non è rispettato il criterio di rottura adottato, cioè si verificherà:

$$\sigma_\theta - \sigma_r^r > N_\phi^p \cdot \sigma_r$$

Pertanto si formerà una zona di roccia plastica nella quale la resistenza del materiale raggiungerà i valori residui. L'ampiezza di tale zona si determina imponendo l'equilibrio e il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite (resistenza di picco) in corrispondenza del limite esterno dell'anello di roccia plastica. Si ottiene, espresse analiticamente tali condizioni, la seguente formula per il raggio dell'anello plastico:

$$\frac{r_p}{a} = \left[ \frac{\frac{2S}{N_\phi^p + 1} - \frac{\sigma_f^p}{N_\phi^p + 1} + \frac{\sigma_f^r}{N_\phi^r - 1}}{p + \frac{\sigma_f^r}{N_\phi^r - 1}} \right] \frac{1}{N_\phi^r - 1} \quad [1]$$

essendo  $a$  il raggio della galleria e  $p$  la pressione esercitata dal rivestimento sull'ammasso roccioso. Risulterà  $r_p = a$  quando:

$$p = p^* = \frac{2S - \sigma_f^p}{N_\phi^p + 1}$$

Per valori di pressione maggiori di  $p$  tutta la roccia resterà in campo

elastico e le uniche deformazioni che si verificheranno saranno solo elastiche. Tali deformazioni in realtà si svilupperanno, come mostra la fig. 10, per la maggior parte durante le fasi di scavo del foro della galleria.

La curva caratteristica ovvero il legame costitutivo della roccia nella fase plastica si determina per punti sulla base delle relazioni che danno la deformazione della parete del foro, noti i parametri geotecnici, in funzione dello spessore dell'anello plastico e della pressione applicata dal rivestimento e il valore del raggio plastico in funzione della pressione stessa:

$$\frac{\delta}{a} = \frac{0,72}{E_{p1}} \left[ \left( S + \frac{c_r}{\text{tg}\phi_r} \right) \left( \left( \frac{r_p}{a} \right)^2 + 1 \right) \left( p + \frac{c_r}{\text{tg}\phi_r} \right) \cdot \left( 1 + \left( \frac{r_p}{a} \right)^2 \right)^{N_p} + 1 \right] \quad [2]$$

con  $E_{p1}$  modulo di Young della roccia plasticizzata;

Per i vari valori di  $p$ , minori di  $p^*$ , determinato con la [1] il valore di  $\frac{r_p}{a}$ , si valuta la deformazione con la [2].

Per tener conto degli effetti viscosi si dovrà prevedere che le curve caratteristiche ruotino verso l'alto nel piano  $\delta(p)$ , in quanto, al diminuire dei valori dei moduli elastici e plastici apparenti, nel tempo si avranno deformazioni, a parità di pressioni applicate via via maggiori (fig. 11).

### 3. INTERAZIONE TERRENO-RIVESTIMENTO

#### 3.1 Criteri progettuali e valutazione delle pressioni agenti

Per valutare completamente le sollecitazioni su qualsiasi struttura costituente il rivestimento di una galleria, è necessario conoscerne le caratteristiche elastiche, elasto-plastiche e viscosi.

Una volta definite le proprietà reologiche della formazione con cui esso viene a contatto, secondo quanto espresso nel paragrafo precedente, tracciata la curva caratteristica del rivestimento sul piano  $p-\delta$ , risulta nota la pressione agente sul rivestimento istante per istante. Al variare del tempo è inoltre possibile simulare, con grado di approssimazione dipendente dall'accuratezza della definizione dei parametri reologici del rivestimento e della roccia, l'andamento nel tempo sia delle pressioni, sia del

le deformazioni.

Agendo con stati di coazione esterni attraverso l'interposizione di martinetti piatti, tesature di barre o alterazioni delle rigidzze equivalenti del terreno o del rivestimento, è possibile valutare per via quantitativa gli effetti conseguenti a tali interventi sullo stesso piano  $p-\delta$ , ovvero nello spazio  $p-\delta-t$ .

Un esempio tipico dell'analisi di interazione in assenza di stati di coazione applicati è riportato nella fig. 12.

Allo scopo di ridurre le pressioni finali agenti sul rivestimento a lungo termine si può prevedere di mettere in opera i martinetti piatti tra i conci dell'anello di rivestimento già a fondo corsa, e di scaricarli poi man mano che evolvono i processi di deformazione dell'ammasso roccioso.

In tal modo si otterrebbe un anello di rivestimento con diametro iniziale pari a quello di progetto, ma che via via si riduce nel tempo, seppur di modeste entità, consentendo lo sviluppo delle deformazioni plastico-viscose della roccia.

Eseguendo tale operazione comunque a breve distanza dal fronte dello scavo e agendo contemporaneamente sui martinetti di un gruppo di 4-5 anelli, onde limitare gli effetti di contenimento trasversale degli anelli adiacenti, si ha ugualmente la possibilità di permettere riduzioni di diametro del rivestimento, controllando, attraverso la misura della pressione nei martinetti, lo stato di sollecitazione nel calcestruzzo dei conci.

Al progredire delle deformazioni e della mobilitazione della portanza del rivestimento, si agisce successivamente sui martinetti, riducendo la pressione ogni qualvolta questa tenda a superare, per effetto della compressione esercitata dalla roccia, un valore soglia prefissato. In tal modo, oltre ad avere costanti informazioni sull'effettivo stato tensionale del rivestimento, si può consentire all'ammasso roccioso di rigonfiare e di produrre deformazioni con un processo controllato, anche dopo la posa in opera del rivestimento definitivo.

Dal punto di vista qualitativo il meccanismo di funzionamento dell'insieme terreno-rivestimento è mostrato in fig. 13.

Nella fig. 14 è riportato un diagramma sperimentale delle pressioni rilevate ai martinetti piatti tra i conci di un rivestimento prefabbricato realizzato secondo il criterio suddetto.

Con materiali di caratteristiche particolarmente scadenti, il rivesti-

mento deve essere progettato per assolvere ad una duplice funzione. Da un lato esso deve consentire lo sviluppo di parte delle deformazioni conseguenti al rilassamento della formazione per effetto dello scavo e dall'altro deve resistere alle pressioni corrispondenti alla frazione di rigonfiamento impedita e alle sollecitazioni che si originano in esercizio per effetto dei sovraccarichi.

Non potendosi accettare lo sviluppo della totalità delle deformazioni di rilassamento derivanti dal completamento dello scavo che richiederebbe periodi di tempo alquanto lunghi rispetto a quelli richiesti dalle fasi di montaggio del rivestimento e non potendo ricorrere a prerivestimenti deformabili, deve prevedersi, nella progettazione del rivestimento finale, uno stato di coazione residuo indotto dalle deformazioni impedita alla roccia.

Tale rivestimento finale può essere costituito in alcuni casi dai conci prefabbricati integrati da un getto in opera armato con centine metalliche.

In tal caso il rivestimento progettato prevede l'utilizzo dei conci di rivestimento prefabbricati con il concio di piedritto, e tra questi e conci di arco rovescio, dei cuscini di neoprene deformabile che, sotto l'azione delle spinte trasmesse dall'ammasso roccioso, tende a schiacciarsi consentendo lo sfogo delle pressioni di rilassamento (figg. 6,7).

In parallelo agli elementi di neoprene è previsto un dispositivo di fondo corsa in acciaio zincato che permette di ripristinare la continuità strutturale una volta che il neoprene abbia assolto alla sua funzione. In tal modo si realizzano, temporaneamente, all'interno dell'anello di rivestimento delle zone particolarmente deformabili che consentono, nella fase iniziale dei processi di rilassamento della roccia successivi allo scavo, quando cioè la velocità di deformazione è massima, riduzioni di diametro del foro, compatibili con i franchi a disposizione, e nella quasi totale assenza di stati di coazione nel calcestruzzo.

Il rivestimento in conci prefabbricati sarà integrato da un getto di calcestruzzo armato con centine metalliche, da effettuarsi solo dopo che si siano sviluppate, per una congrua entità, le deformazioni previste per il rilassamento della roccia. Tale getto integrativo avrà la funzione di assorbire le ulteriori pressioni determinate dalla quota parte di deformazione visco-plastica non sviluppatasi nell'ammasso, nonché le sollecitazioni derivanti dall'applicazione dei sovraccarichi permanenti e accidentali in e-

servizio.

Per meglio controllare il decorso dei processi di rilassamento della roccia si può prevedere di accoppiare a tale rivestimento la messa in pressione, nel periodo antecedente il completamento del rivestimento, dei martinetti piatti interposti tra i conci per la valutazione delle pressioni agenti sull'anello.

Pompato l'olio nei martinetti fino ad un valore limite, ovvero fino al raggiungimento del fondo corsa, si controllerà nel tempo l'andamento delle pressioni, riducendole quando queste superino i valori soglia prefissati. Agendo in tal modo si ottiene anche un incremento delle possibili deformazioni da compensare nelle fasi iniziali di rilassamento della roccia. Un altro dispositivo di controllo del processo di interazione ammasso-rivestimento può essere costituito da strumenti di misura di spostamenti (flessimetri o comparatori) da prevedere in corrispondenza dei giunti tra conci prefabbricati, allo scopo di osservare e seguire nel tempo lo stato di deformazione dei cuscini di neoprene.

### 3.2 Applicazione numerica

Si riporta un'applicazione dei metodi di calcolo sopra illustrati, riferita ad una galleria circolare in argillite alterata, con elevati valori di copertura della formazione.

Il dimensionamento e le verifiche del rivestimento progettato si basano sull'applicazione del metodo delle caratteristiche, avendo effettuato la determinazione dei parametri geotecnici caratteristici della formazione mediante back analysis fondate su dati sperimentali disponibili. In particolare si sono utilizzati risultati delle prove di laboratorio e misure di convergenza acquisite in un cunicolo di avanzamento avente diametro metà di quello della galleria.

Sulla base della valutazione sperimentale della velocità di deformazione delle pareti del cunicolo di avanzamento, e del suo andamento nel tempo, non avendo dati attendibili sui valori di chiusura complessiva del foro, si è costruito un modello di comportamento reologico dell'ammasso roccioso, le cui risultanze sono state verificate con altri riscontri di natura sperimentale.

Per la completa caratterizzazione della formazione rocciosa è necessario



determinare sia i parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito di picco e residui,  $c'_p, \phi'_p, c'_r, \phi'_r$ ) sia i parametri di deformabilità.

Per i primi si assume, per i parametri di picco:

$$c'_p = 1000 \text{ t/m}^2 \quad \phi'_p = 40^\circ$$

Per i valori residui si fa riferimento alle citate prove di laboratorio che sono state realizzate su campioni parzialmente rimaneggiati prelevati in corrispondenza delle pareti del cunicolo; risulta ragionevole infatti attribuire ai parametri ottenuti con tali prove (fig. 15) il significato di parametri di resistenza in condizioni residue. Risulta:

$$c'_r = 9.5 \text{ t/m}^2 \quad \phi'_r = 32^\circ$$

Per la determinazione dei parametri di deformabilità, ha significato valutare il modulo di deformabilità al taglio ritardato, ovvero quello corrispondente alle deformazioni plastico-viscose, differite, le quali costituiscono i contributi della deformazione totale che presentano maggiore interesse ai fini della previsione dello stato di sollecitazione sul rivestimento. Può ritenersi ragionevolmente trascurabile l'effetto della deformazione elastica dell'ammasso roccioso, che, avvenendo in maniera immediata, si sviluppa praticamente prima della posa in opera del rivestimento.

Per la determinazione del modulo  $G_r$  si adotta un modello reologico del tipo di Pointing-Thomas (fig. 16), nel quale figurano le due incognite rappresentate da  $G_r$  e dal coefficiente di viscosità  $K$ .

La legge di deformazione del modello è, trascurando il contributo elastico, del tipo:

$$\delta = \delta_\omega (1 - e^{-kt})$$

La velocità di deformazione risulta avere in tali ipotesi un andamento nel tempo:

$$\frac{d\delta}{dt} = K \cdot \delta_\omega \cdot e^{-kt}$$

dove  $\delta_\omega$  rappresenta la deformazione viscoso-plastica che si ottiene a tempo infinito.

Per determinare il parametro K si utilizzano i dati delle misure di convergenza effettuate nel cunicolo di avanzamento in due successive campagne di indagini.

Dalla prima campagna di misure, localizzabile cronologicamente dopo circa 5 mesi dallo scavo del cunicolo, emergono valori di velocità di deformazione radiale (variazione di diametro) di circa 7 cm/mese. Dalla seconda campagna, viceversa, emerge che tale velocità risulta dall'ordine di 1 cm/mese.

Imponendo la congruenza di queste due coppie di dati, estrapolate dalle misure sperimentali, al modello reologico adottato, che peraltro risulta sufficientemente rappresentativo del comportamento di deformazioni cristalline o scistose incrudenti negativamente, si ottengono i due parametri K e  $\delta_{\infty}$  rappresentativi del fenomeno. Si ha in particolare (fig. 17):

$$t = 5 \text{ mesi} \quad \frac{d\delta}{dt} = 6.7 \text{ cm/mese}$$

$$t = 19 \text{ mesi} \quad \frac{d\delta}{dt} = 0.9 \text{ cm/mese}$$

$$\frac{e^{-5.k}}{e^{-k.19}} = \frac{6.7}{0.9}$$

$$e^{14.k} = 7.4$$

$$K = \frac{\ln 7.4}{14} = 0.143 \text{ mesi}^{-1}$$

Si ha pertanto:

$$6.7 = 0.143 \cdot \delta_{\infty} \cdot e^{-0.143 \cdot 5}$$

$$\delta_{\infty} = \frac{6.7}{0.143 \cdot e^{-5 \cdot 0.143}} = 96 \text{ cm}$$

Tale valore risulta peraltro congruente con le chiusure del foro registrate in alcune progressive (vedi foto 18-19).

Sulla base delle precedenti assunzioni, la legge di variazione del diametro del cunicolo nel tempo risulta così descritta (fig. 20):

$$\delta(t) = 9.6 \cdot (1 - e^{-0.143 t})$$

Si deduce che il 95% della deformazione indotta dallo scavo si è esaurita per:

$$t = \frac{\ln(1 - 0.95)}{0.143} = 21 \text{ mesi}$$

Il parametro di deformabilità del modello reologico si determina dalla relazione:

$$\delta_{\infty} = \frac{S a}{2 G_r}$$

dove S è lo stato di sollecitazione applicato all'infinito alla roccia, pari cioè alla pressione litostatica agente alla quota del cunicolo, mentre a è il diametro del cunicolo stesso. Risulta:

$$G_r = \frac{S a}{\delta_{\infty}} = \frac{2.6 \cdot 800 \cdot 3.6}{0.96} = 4000 \text{ t/m}^2$$

Tale valore assume significato di modulo fittizio in quanto rappresenta un modulo di taglio "elastico equivalente" da attribuire a tutto il semispazio per ottenere, in condizioni elastiche, la deformazione data.

In realtà, come si vedrà più avanti, si può determinare a posteriori, con significato fisico più evidente, il modulo di deformabilità dell'anello di roccia plasticizzata intorno al foro.

Sulla base dei dati ottenuti è possibile costruire completamente la curva caratteristica della roccia a partire dallo stato attuale per finire allo stato corrispondente alla sezione allargata. Infatti un allargamento di diametro pari al diametro attuale, è descritto, nel modello adottato, dagli stessi fenomeni occorsi per effetto dello scavo del cunicolo. In altre parole dovremmo aspettarci, in assenza di rivestimento (ovvero con un rivestimento assai deformabile), lo stesso comportamento presentato dalla formazione rocciosa in occasione dello scavo effettuato per la costruzione del cunicolo di avanzamento.

La pressione necessaria da applicare alle pareti della galleria per evitare l'insorgere di plasticizzazioni nella roccia è:

$$p^{**} = \frac{2S - \sigma_f^P}{N_{\phi}^P + 1}$$

dove

$$N_{\phi}^P = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_P}{2} \right) = 4.6$$

$$\sigma_f^P = 2C_P \sqrt{N_{\phi}^P} = 429 \text{ t/m}^2$$

Risulta

$$p^{**} = \frac{2080 - 429}{4.6 + 1} = 666 \text{ t/m}^2$$

La curva caratteristica della roccia nella fase plastica si determina per punti sulla base delle relazioni (1) e (2).

Per i vari valori di  $p$ , minori di  $p^{**}$ , determinato con la (1) il valore di  $\frac{r}{a}$ , si valuta la deformazione con la (2). Il valore del modulo  $E_{pl}$  si determina imponendo nella (2) che per  $p=0$ , si abbia  $\delta=0.96$  m. Si ottiene, con i parametri geotecnici assunti:

$$\frac{\delta}{a} \cdot E_{pl} = 186.000$$

$$E_{pl} = \frac{186.000 \cdot 3.5}{0.96} = 680.000 \text{ t/m}^2$$

Si ottengono pertanto i valori riportati in tabella 1.

La curva caratteristica della roccia nella zona plasticizzata è rappresentata nella fig. 21.

Il rivestimento progettato è tale da consentire, in assenza o quasi di stati di sollecitazione significativi sulla sezione dei conci prefabbricati, una deformazione radiale alla roccia corrispondente ad una riduzione di diametro di:

$$\Delta d = \frac{4.3}{3.14} = 3.8 \text{ cm}$$

Tale deformazione si sviluppa nella roccia, per quanto detto sopra, in un tempo:

$$t = -\frac{1}{k} \ln \left(1 - \frac{\delta}{\delta_{\infty}}\right) = -\frac{1}{0.143} \left(1 - \frac{3.8}{96}\right) = 0.3 \text{ mesi}$$

Se il rivestimento restasse in tali condizioni in opera, lo stato di sollecitazione su di esso gravante a tempo infinito sarebbe dato dal punto di intersezione della retta caratteristica dell'anello nei conci prefabbricati con la curva caratteristica della roccia.

Essendo la rigidezza dell'anello pari a:

$$R = \frac{E c s}{a} = \frac{3.4 \cdot 10^6 \cdot 0.01 \cdot 0.45}{2 \cdot 3.81^2} = 527 \text{ t/m}^2$$

la pressione risultante è di  $150 \text{ t/m}^2$ .

Supponendo che la legge di variazione della pressione esercitata dalla roccia sia dello stesso tipo di quella delle deformazioni, si ottiene che, ipotizzando che il rivestimento si completi dopo 2.5 mesi dalla posa in opera degli anelli in conci prefabbricati, su questi graverà a quell'istante una pressione pari a:

$$p_1 = 150 (1 - e^{-0.143 \cdot 2.5}) = 45 \text{ t/m}^2$$

La restante spinta ( $p_2 = 150 - 45 = 105 \text{ t/m}^2$ ) si sviluppa sul rivestimento completato.

In complesso le verifiche sulla sezione del rivestimento si conducono nel modo seguente.

Rivestimento in conci prefabbricati:

$$A_1 = 0.45 \text{ m}^2 \quad \sigma = \left(\frac{P_1}{A_1} + \frac{P_2}{A_2}\right) \cdot a = \left(\frac{45}{0.45} + \frac{105}{0.904}\right) \cdot 3.68 = 79 \text{ Kg/cm}^2$$

Rivestimento completo:

$$(A_a = 4 \cdot 0.0034 = 0.0136 \text{ m}^2) \quad A_2 = 0.7 + 15 \cdot 0.0136 = 0.904 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P_2}{A_2} \cdot a = \frac{105}{0.904} \cdot 3.68 = 43 \text{ kg/cm}^2$$

#### 4. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI RIVESTIMENTI DISSESTATI MEDIANTE STATI DI COAZIONE IMPRESSI

##### 4.1 Criteri di intervento

Quando per le modalità esecutive o comunque per cause connesse alla posa in opera dei conci di rivestimento questi risultassero dissestati presentando sbeccature, splaccature, deformazioni o svergolamenti dei ferri di armatura, i margini di sicurezza nei confronti della rottura possono essere alquanto ridotti rispetto alle previsioni di progetto. Le sollecitazioni indotte in fase di esercizio, di natura statica o dinamica per effetto del transito dei veicoli in galleria possono richiedere interventi di consolidamento del rivestimento che, il più delle volte, si risolvono nella creazione di un ulteriore anello di rivestimento interno al precedente e con esso collaborante. Quando ciò non risulti possibile per i ridotti franchi a disposizione, nel rispetto della sagoma limite di ingombro dei veicoli transitanti, il problema del consolidamento può risolversi facendo ricorso all'applicazione di stati di coazione sul rivestimento e sulla roccia utilizzando i martinetti già predisposti all'atto della costruzione. In pratica, dimensionando l'intervento con opportuni criteri, può venirsi a creare un anello ulteriore anziché internamente, esternamente al rivestimento originario. In più, a differenza della soluzione con anello interno, si può ottenere anche uno "scarico" dei conci prefabbricati, caricando l'anello costituito a tergo. Per far ciò le fasi di intervento sono così articolate:

- I° Fase      Si esegue l'imbottitura dei vuoti a tergo dei conci, pompando, attraverso gli appositi fori su questi previsti, materiale inerte del tipo ghiaietto monogranulare
- II° Fase     Si opera la messa in carico dei martinetti piatti, con olio idraulico fino ad una pressione massima determinata, corrispondente ad una sollecitazione media di compressione nel calcestruzzo di  $35 \text{ Kg/cm}^2$ .
- III° Fase    Si esegue un'iniezione di malta di acqua, cemento, sabbia, attraverso i fori lasciati negli anelli.
- IV° Fase     Trascorso un periodo di tempo minimo per l'indurimento della malta, si opera uno scarico dei martinetti piatti fino ad avere

un valore residuo della pressione dell'ordine di  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

Ciò si potrà ottenere sostituendo completamente l'olio del martinetto con malta indurente per il definitivo bloccaggio, ovvero riducendo gradualmente, fino al valore desiderato, la pressione nell'olio stesso.

Con la successione di tali operazioni si realizza in pratica una struttura collaborante con i conci prefabbricati costituita dal ghiaietto, dalla malta e dalla roccia circostante consolidata. La collaborazione dell'insieme strutturale così composto si realizza all'atto dello scarico dei martinetti piatti, quando, riducendosi la sollecitazione gravante sul rivestimento attuale, si crea uno stato di coazione sull'anello ideale costituito dalla roccia bonificata dal materiale iniettato.

Questo meccanismo di comportamento si evidenzia nella fig. 22 in cui applicando il metodo delle caratteristiche, si descrive il percorso di carico prodotto dall'applicazione delle fasi sopra descritte.

Indicando con KAM la curva caratteristica dell'ammasso roccioso sul piano pressione-deformazione e con FAB la linea caratteristica del rivestimento costituito dai conci prefabbricati attualmente in opera, lo stato attuale è rappresentato dal punto A. Alla messa in carico dei martinetti piatti (Fase II<sup>°</sup>), non influenzando la presenza del ghiaietto arido in maniera sostanziale il comportamento dell'ammasso roccioso, il punto rappresentativo di quest'ultimo si muoverà sulla relativa linea caratteristica, finendo, se lo spostamento radiale imposto al rivestimento è pari al segmento LG, nel punto C. Essendosi realizzato, con le modalità di cui alle fasi III<sup>°</sup> e IV<sup>°</sup> un altro anello resistente a tergo di quello esistente, la curva caratteristica del nuovo rivestimento risulterà dalla combinazione del contributo dei conci prefabbricati (curva F B) e di quello dell'anello di malta e ghiaietto che, in virtù dell'indurimento della malta, avrà una propria rigidità e assorbirà sollecitazioni solo in seguito a deformazioni radiali (retta G H).

La nuova situazione di equilibrio conseguente alla riduzione di pressione nei martinetti piatti corrisponderà al punto di intersezione tra la curva caratteristica della roccia e quella del rivestimento globale derivante dall'insieme delle due strutture collaboranti (spezzata G J E). La pressione risultante (corrispondente al punto D) sarà certamente superiore al valore iniziale (punto A), ma la quota parte relativa all'anello di conci prefabbricati, grazie alla collaborazione dell'iniezione di malta, sarà in-

feriore alla pressione che agiva in precedenza.

Le modalità dell'esecuzione dell'intasamento dei vuoti a tergo del rivestimento con le fasi sopra descritte avrà pertanto l'effetto di trasferire le sollecitazioni agenti sul rivestimento attuale al materiale costituente l'intasamento stesso, mobilitandone la resistenza, attraverso uno stato di coazione temporaneamente indotto sui conci prefabbricati.

#### 4.2 Applicazione numerica

A titolo esemplificativo, allo scopo di valutare quantitativamente la entità della possibile collaborazione strutturale tra rivestimento di conci prefabbricati e iniezione di malta e ghiaietto, ci si riferisce ad un'applicazione del tipo di quella del par. 3.2.

Per valutare lo stato di tensione iniziale del rivestimento con il metodo delle curve caratteristiche si ipotizza che le deformazioni della roccia che sarebbero avvenute a partire dall'istante della sua posa in opera sono:

$$\delta = 0.3 \delta_{el} + \delta_{pl} + \delta_{visc}$$

essendo i tre contributi a secondo membro la deformazione elastica, plastica e viscosa della roccia.

Assunta per la roccia la stessa legge di comportamento elasto-plastica fragile di cui al par. 2., per la determinazione delle deformazioni viscose si adotta il modello reologico di Pointing-Thomas (fig. 16), a velocità di deformazione decrescente nel tempo.

Tale scelta è confortata dalle misure di convergenza eseguite nel tempo per alcuni anelli strumentati.

Per la pressione agente sul rivestimento si ha:

$$P = K_S \frac{\delta}{a}$$

con  $p$ : pressione uniforme sull'anello di rivestimento

$\delta$ : cedimento che si sviluppa realmente in presenza del rivestimento

$a$ : raggio della galleria

$G$ : modulo di taglio della roccia



$k_s = \frac{e}{a} E_s$  : rigidezza del rivestimento di spessore  $e$ , e di modulo elastico  $E_s$ .

La curva caratteristica della roccia si determina assumendo, a scopo indicativo, i seguenti parametri, caratteristici della formazione delle argilliti:

$$C_p = 200 \text{ t/m}^2 \quad \phi_p = 45^\circ \quad N_\phi^p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\phi_p}{4} \right) = 5.83 \quad \sigma_F^p = 2c \sqrt{N_\phi^p} = 1000$$

$$C_r = 15 \text{ t/m}^2 \quad \phi_r = 38^\circ \quad N_\phi^r = 4.2 \quad \sigma_F^r = 61 \text{ t/m}^2$$

$$E_{el} = G \cdot 1.6 = 3.000.000 \text{ t/m}^2 \quad G = 1.875.000 \text{ t/m}^2 \quad (\nu=0.3)$$

$$E_{pl} = 2.000.000 \text{ t/m}^2 \quad S (\% = 800 \text{ m}) = 2.6 \cdot 800 = 2080 \text{ t/m}^2$$

Per  $p=S$  risulta, ovviamente,  $\delta=0$

Risulta, per quanto detto:

$$\delta_{in} = \frac{2}{3} \quad \delta_{el} = \frac{2}{3} \frac{S}{2G} a^2 = 4.7 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Inoltre la roccia non si plasticizza se:

$$p = \frac{2S}{N_\phi^p + 1} - \frac{\sigma_F^p}{N_\phi^p + 1} = \frac{2 \cdot 2080 - 1000}{6.83} = 463 \text{ t/m}^2$$

Per  $p = 0$  il raggio plastico è:

$$\frac{r_p}{a} = \left[ \frac{\frac{2S}{N_\phi^p + 1} - \frac{\sigma_F^p}{N_\phi^p + 1} + \frac{\sigma_F^r}{N_\phi^r - 1}}{\frac{\sigma_F^r}{N_\phi^r - 1}} \right] \frac{1}{N_\phi^r - 1} = 2.74$$

$$r_p = 3.58 \cdot 2.74 = 9.82 \text{ m}$$

Per  $p = 0$   $\delta_{pl}$  è:

$$\frac{\delta_{pl}}{a} = \frac{1.2}{E_{el}} \frac{r_p^2}{a^2} \left( S + \frac{C_p}{t_g \phi_p} \right) \text{sen } \phi_p + \frac{0.72}{E_{pl}} \left( S + \frac{C_r}{t_g \phi_r} \right) +$$

$$+ \left( p + \frac{C_r}{t_g \phi_r} \right) \left( 1 + \frac{r_p}{a} \right) N_{\phi}^p + 1 = 1.7 \cdot 10^{-2}$$

$$\delta_{pl} = 1.7 \cdot 10^{-2} \cdot 3.6 = 6 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

La deformazione per  $p = 0$  è quindi, trascurando l'effetto della dilatazione:

$$\delta = 4.7 \cdot \frac{3}{2} \cdot 10^{-3} + 6 \cdot 10^{-2} = 6.7 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

Nella fig. 23 è riportata in grande scala gran parte della curva caratteristica sulla roccia; in essa sono inoltre tracciate le linee caratteristiche del rivestimento risultante dall'insieme conci prefabbricati-malta e ghiaietto di iniezione per valori dello spessore di iniezione pari rispettivamente a 15 cm e a 30 cm e nell'ipotesi di precompressione nell'anello fino ad un valore di compressione nel calcestruzzo di  $35 \text{ Kg/cm}^2$ .

Mentre nel primo caso (linea 1) si ottiene una riduzione di pressione sul rivestimento in conci prefabbricati di circa  $8 \text{ t/m}^2$ , nel secondo caso (linea 2) la maggiore rigidità dell'anello iniettato produce una diminuzione di  $p$  di circa  $20 \text{ t/m}^2$ .

La fig. 23 mostra anche l'influenza della precompressione sull'alleggerimento del carico sul rivestimento esistente. A scopo puramente esemplificativo si è valutata tale riduzione nei due casi sopra descritti (linee tratteggiate), che risulta rispettivamente di 14 e  $30 \text{ t/m}^2$ .

Ciò evidenzia come sia importante, compatibilmente con le limitazioni di ordine tecnologico e con i valori di resistenza del calcestruzzo dei conci prefabbricati, spingere al massimo la precompressione nei martinetti piatti, onde ottimizzare il rendimento e l'efficacia degli interventi.

Sezione longitudinale scudo

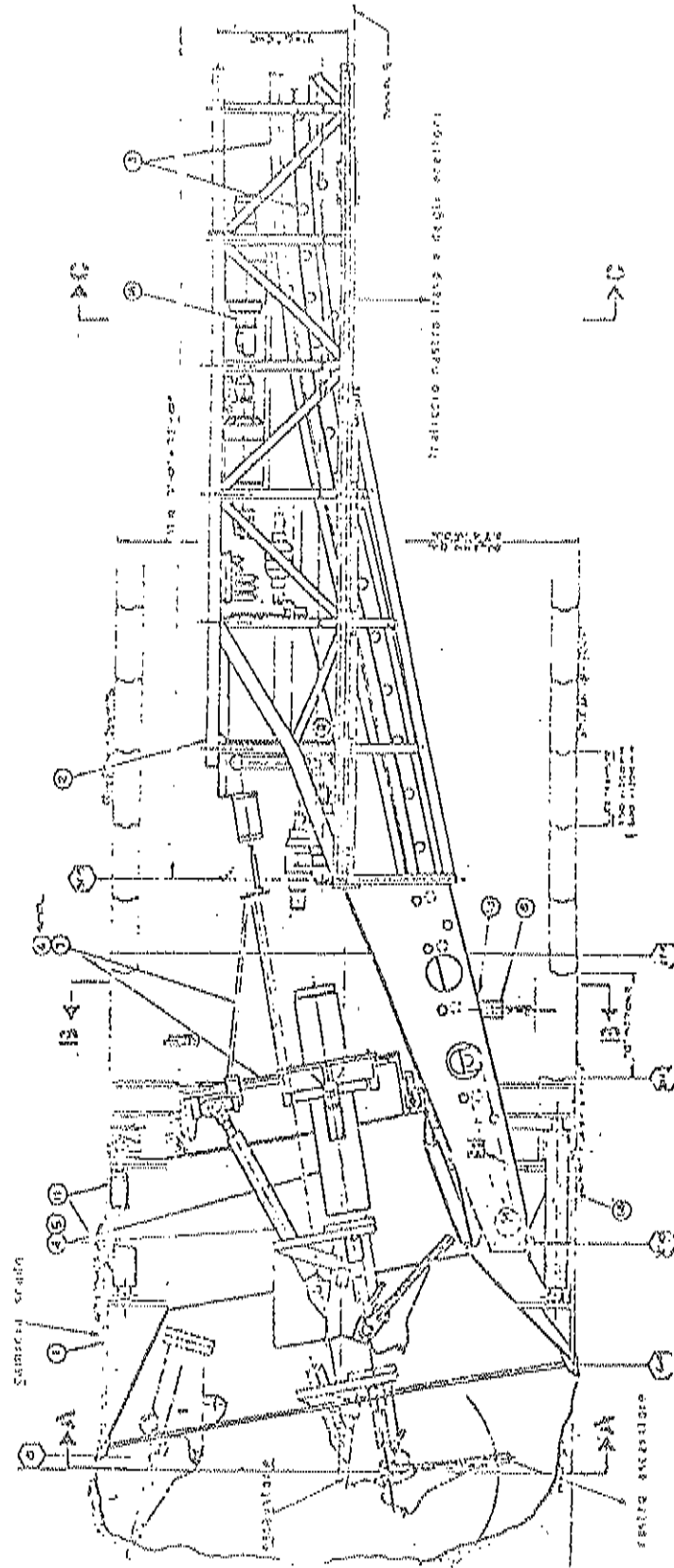
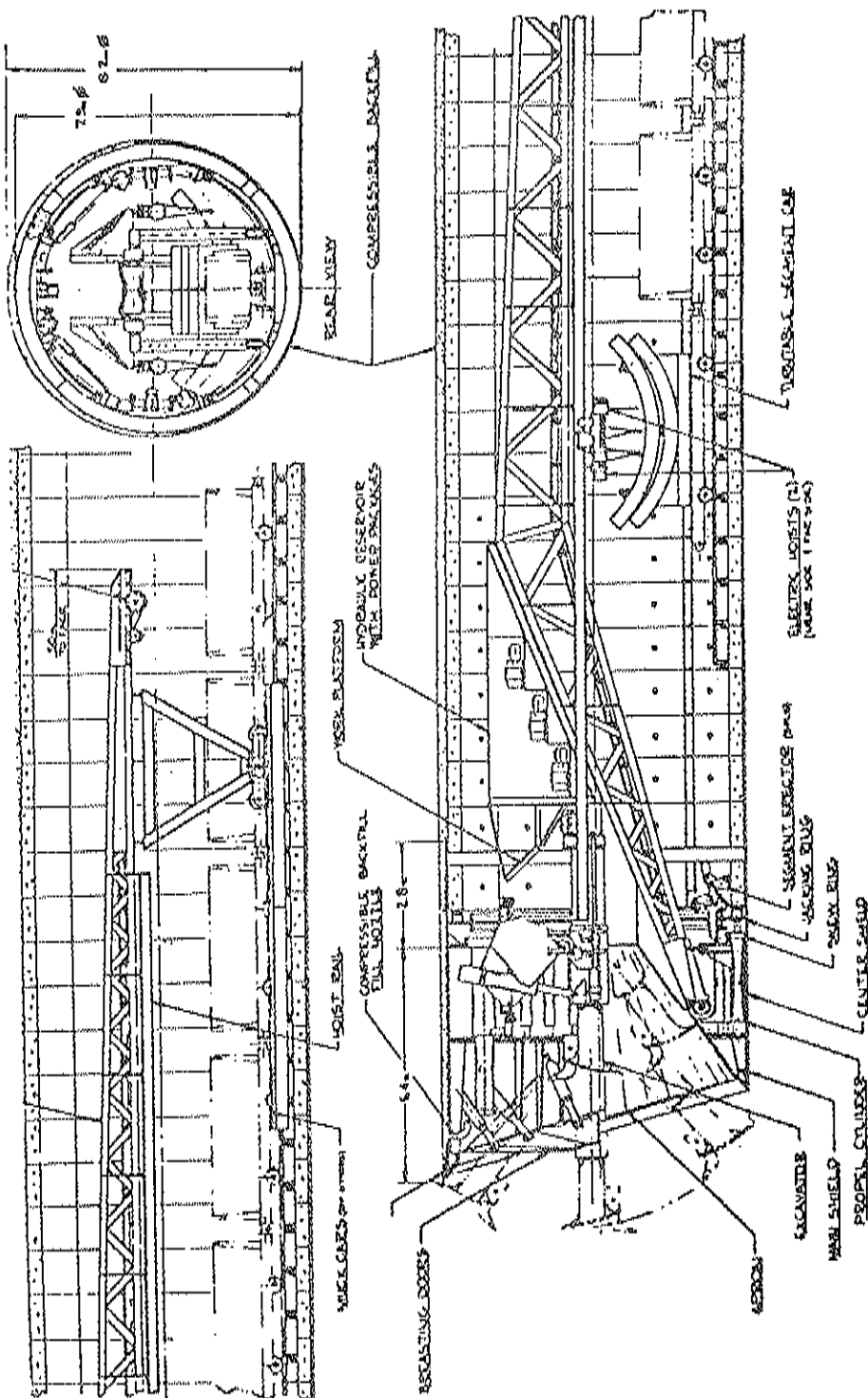


Fig. 1



Scudo : Section

Fig. 2

Disposizione cavi per cucitura di montaggio

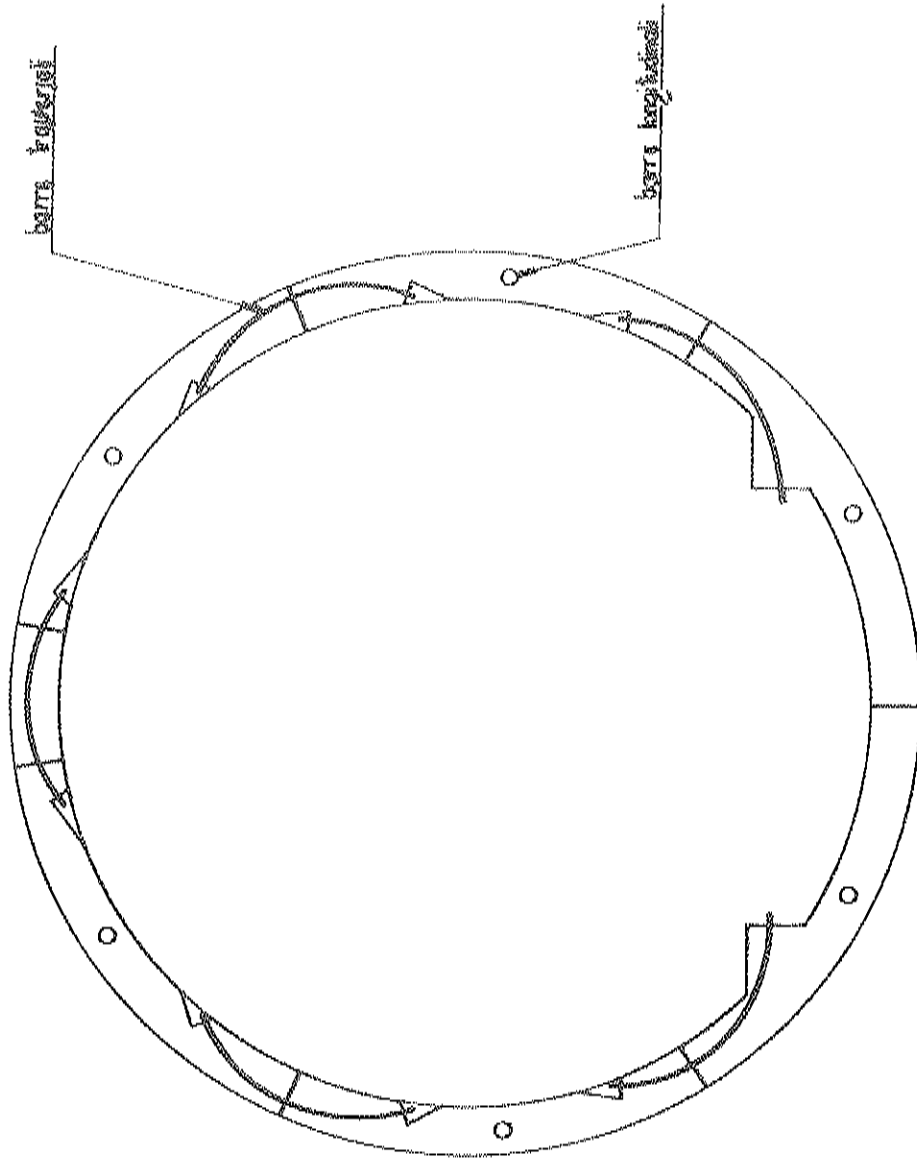


Fig. 3

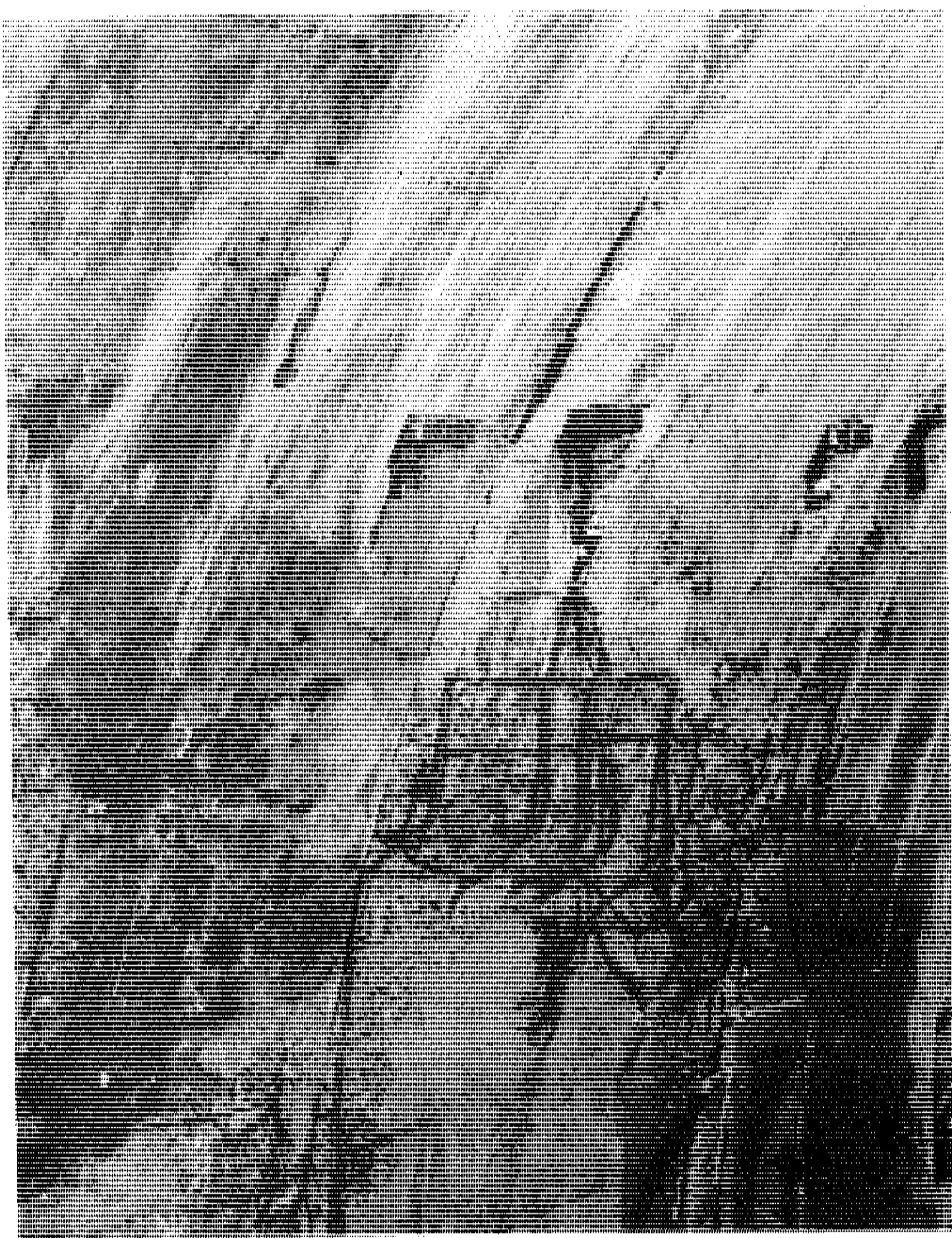
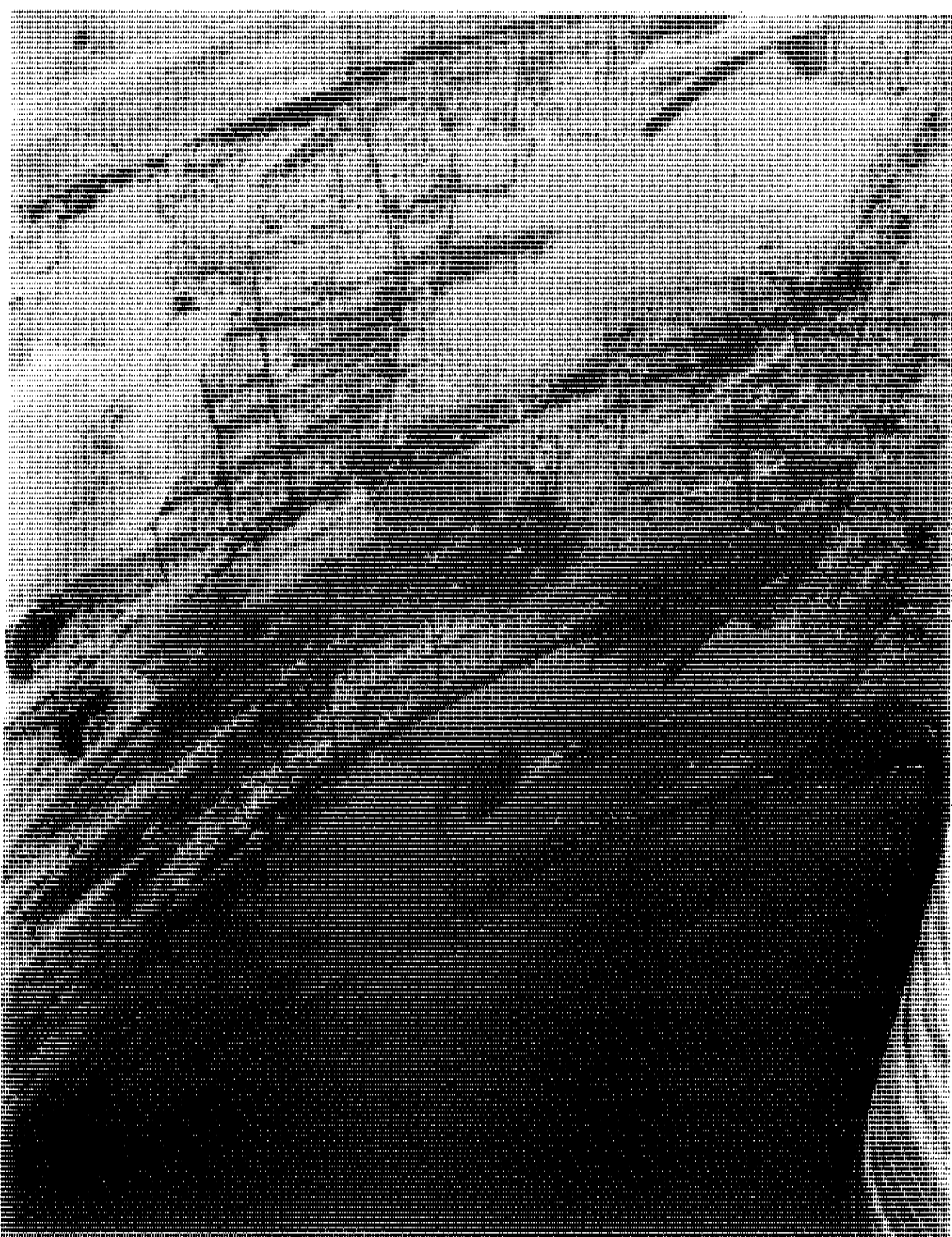


Fig. 4



0  
0  
0

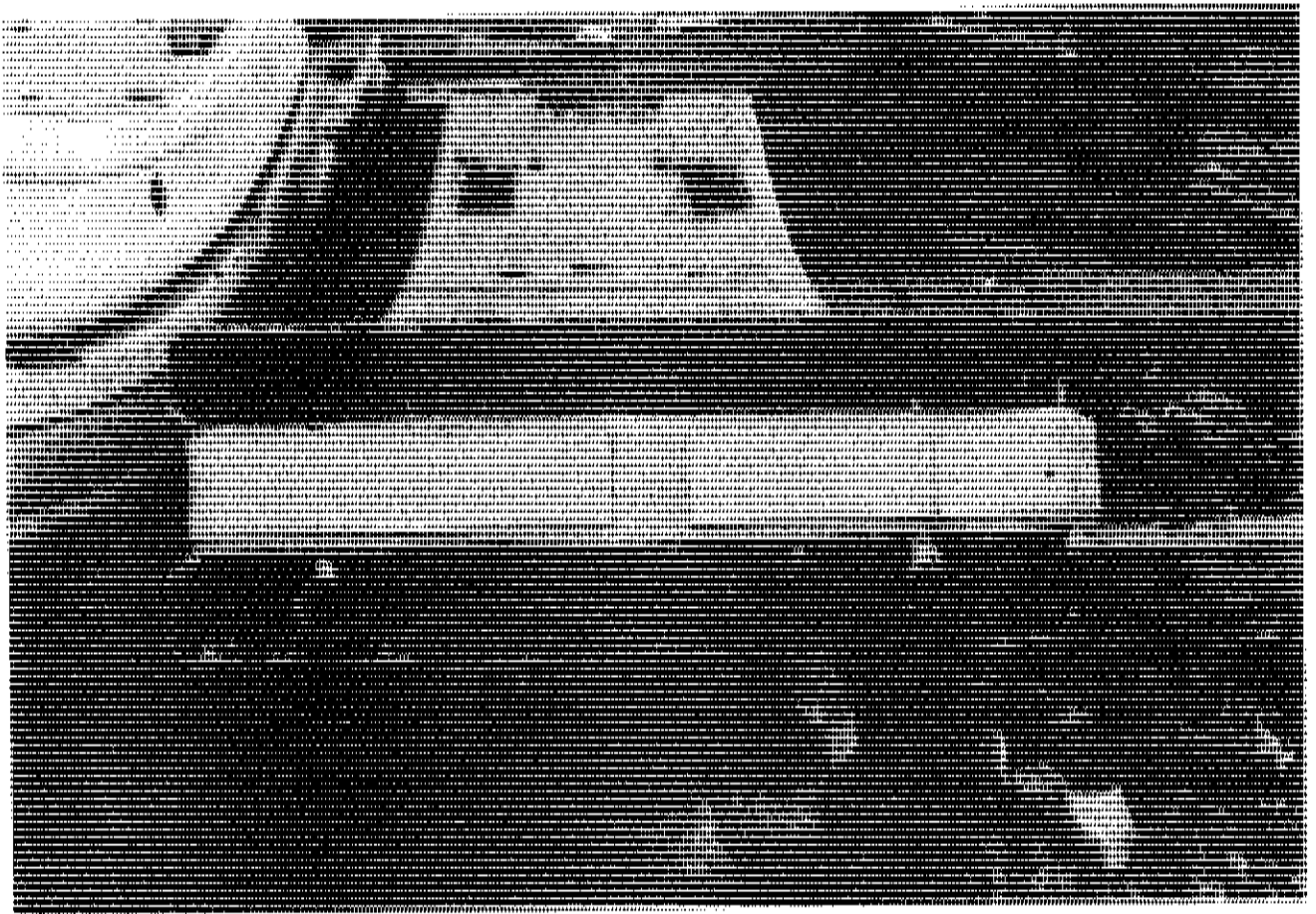


Fig. 6

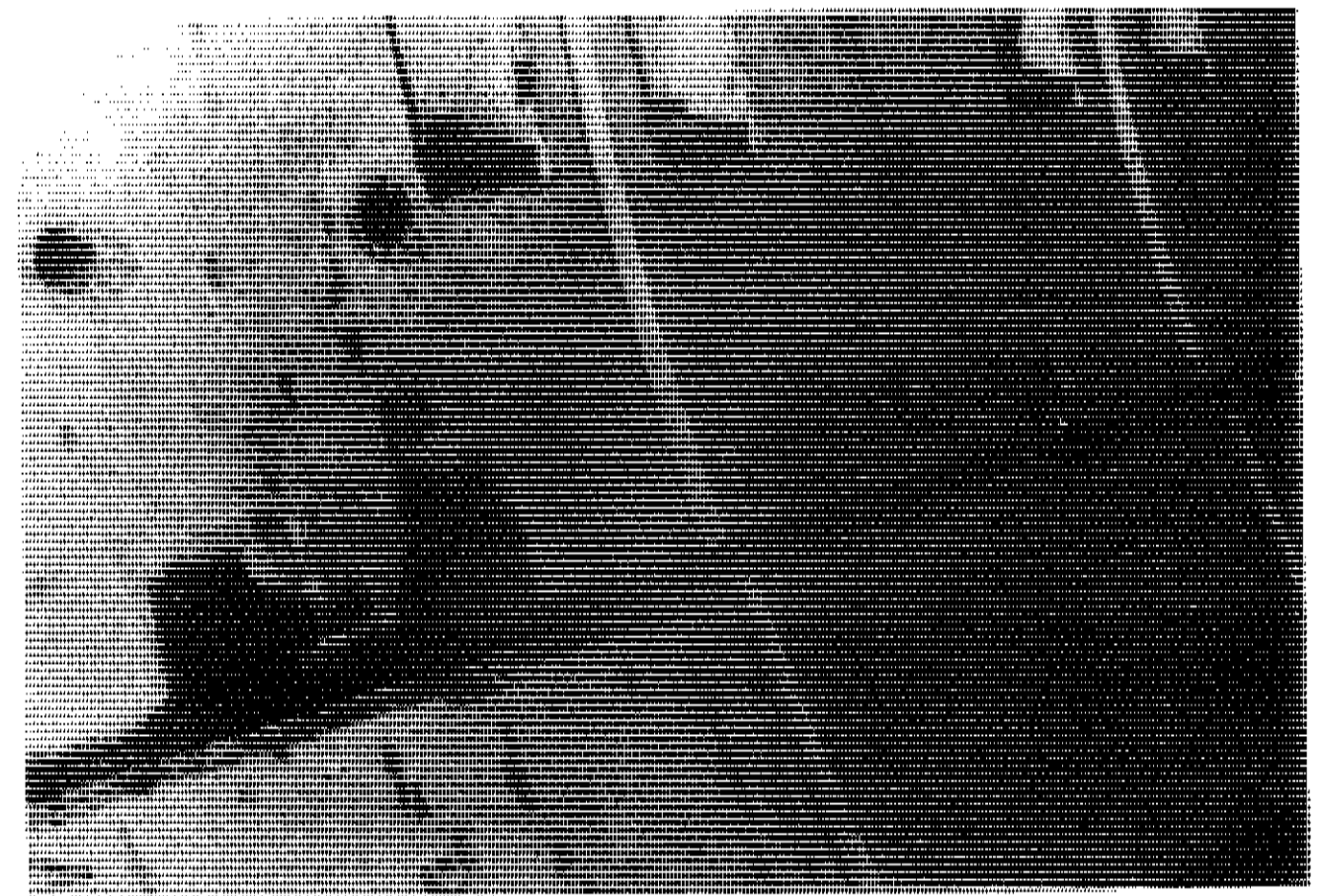


Fig. 7



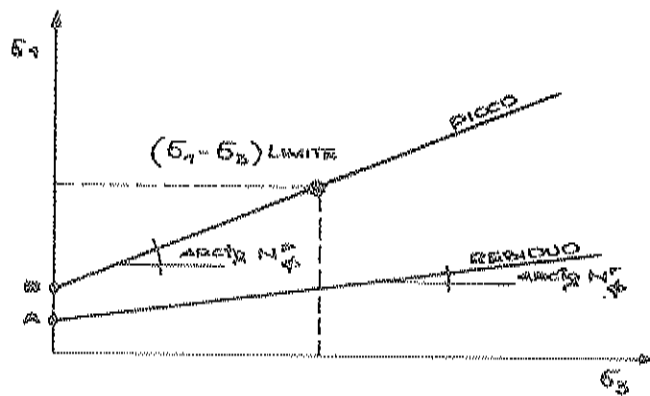
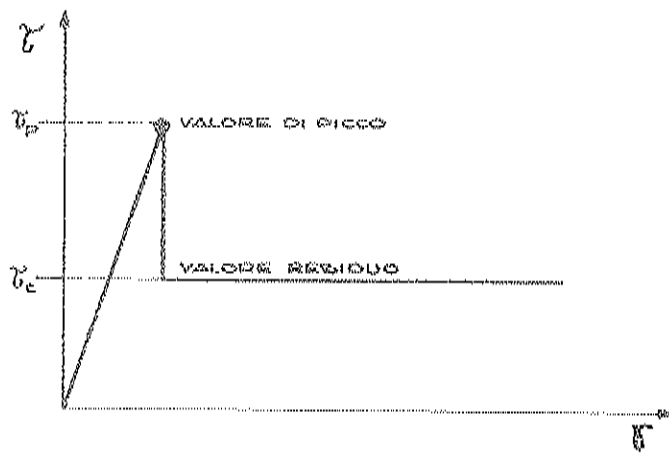
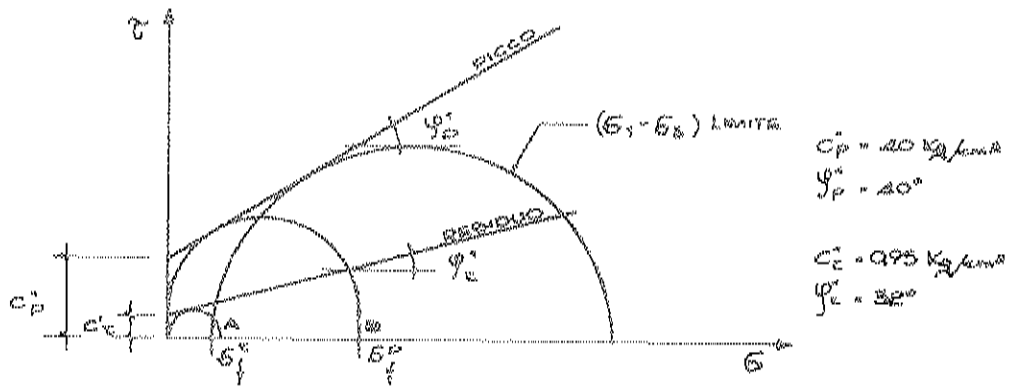


FIG. 8

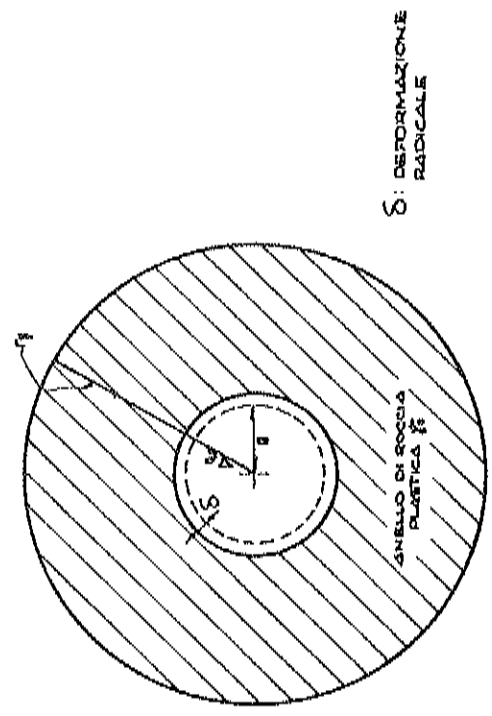
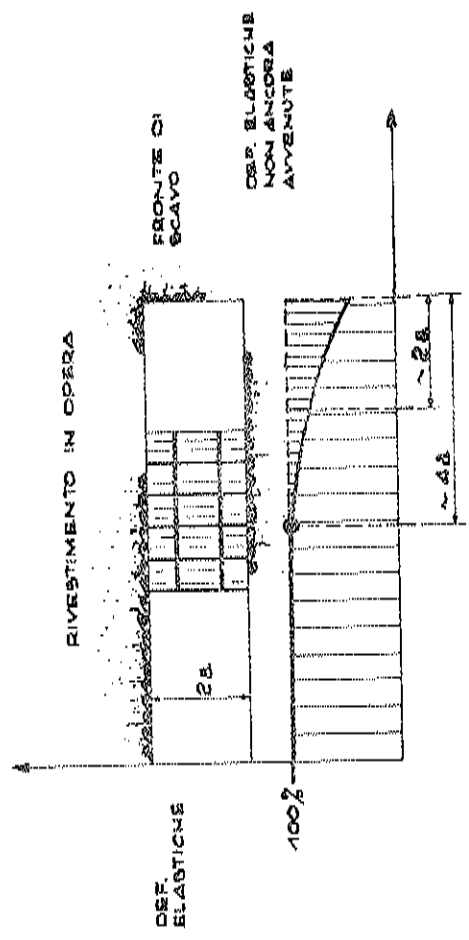
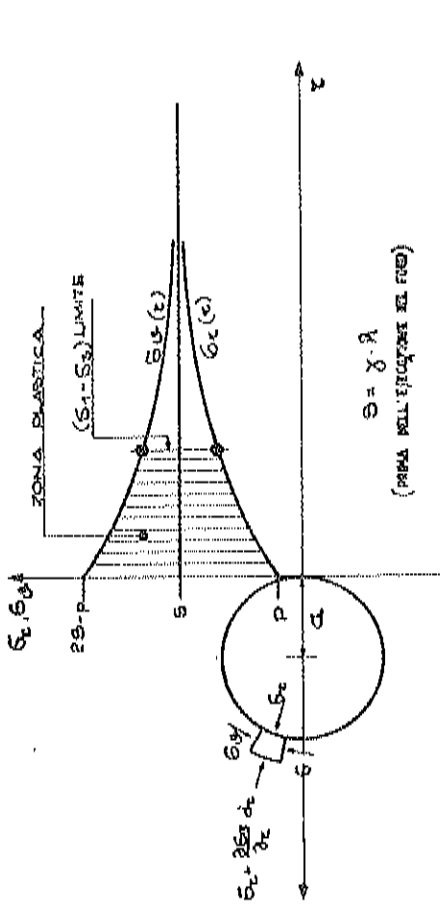


FIG. 9

FIG. 10

INTERAZIONE ROCCIA-RIVESTIMENTO IN CORPO ELASTICO - PLASTICO - VISCOSO IN AGENZA DI STATI DI COAZIONE IMPOSTI.

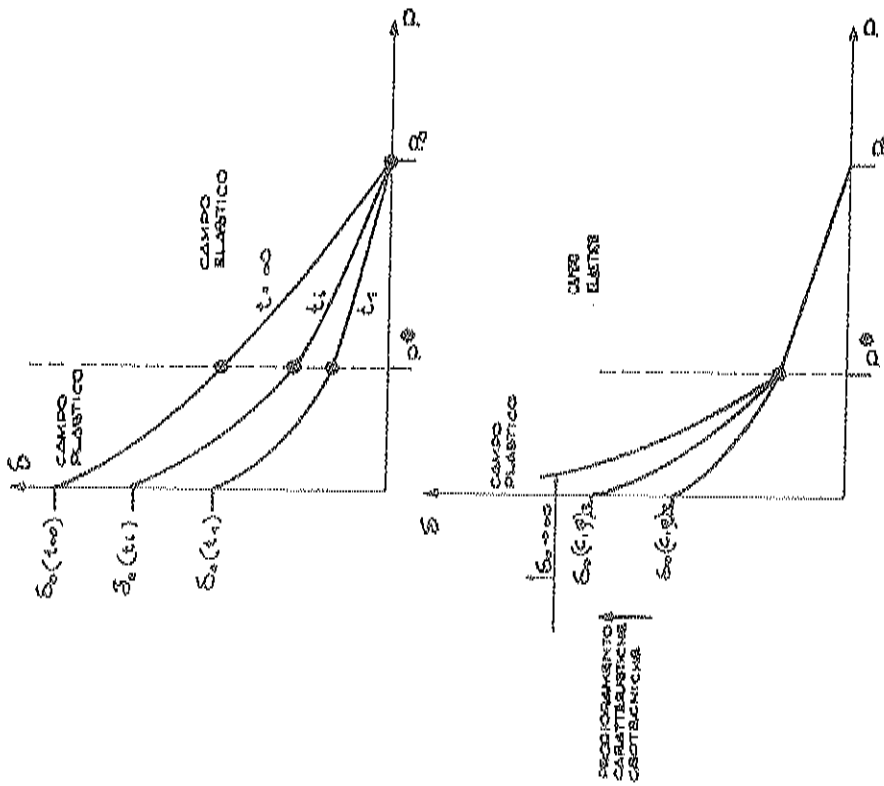


FIG. 11

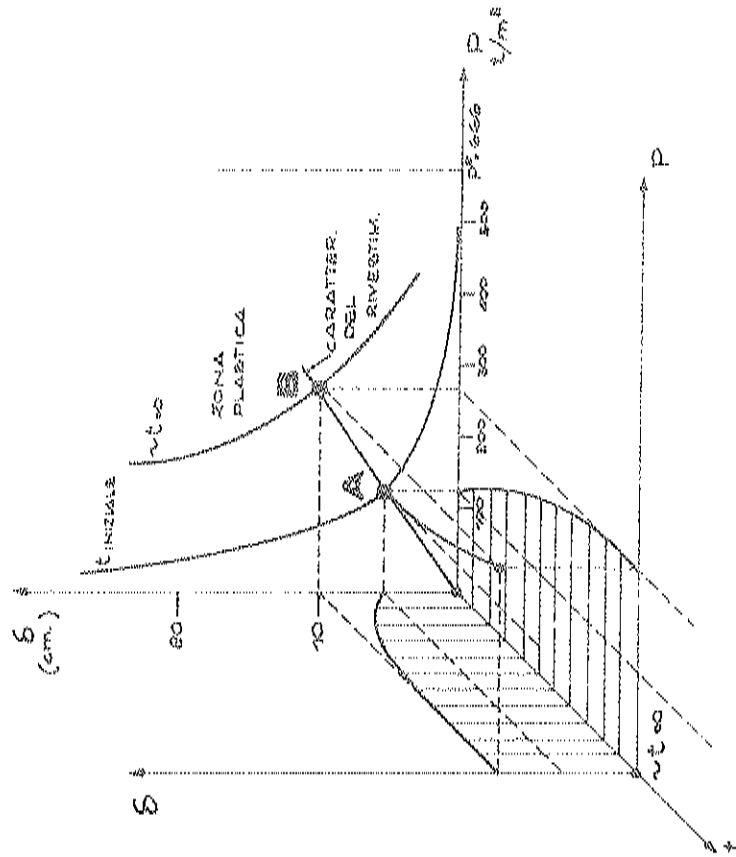


FIG. 12

INTERAZIONE ROCCIA-RIVESTIMENTO IN CORPO ELASTICO-  
-PLASTICO-VISCOSO CON STATI DI COAZIONE IMPRESSI  
MEDIANTE MARTINETTI PIATTI TRA I CONCI PREFABBRICATI.

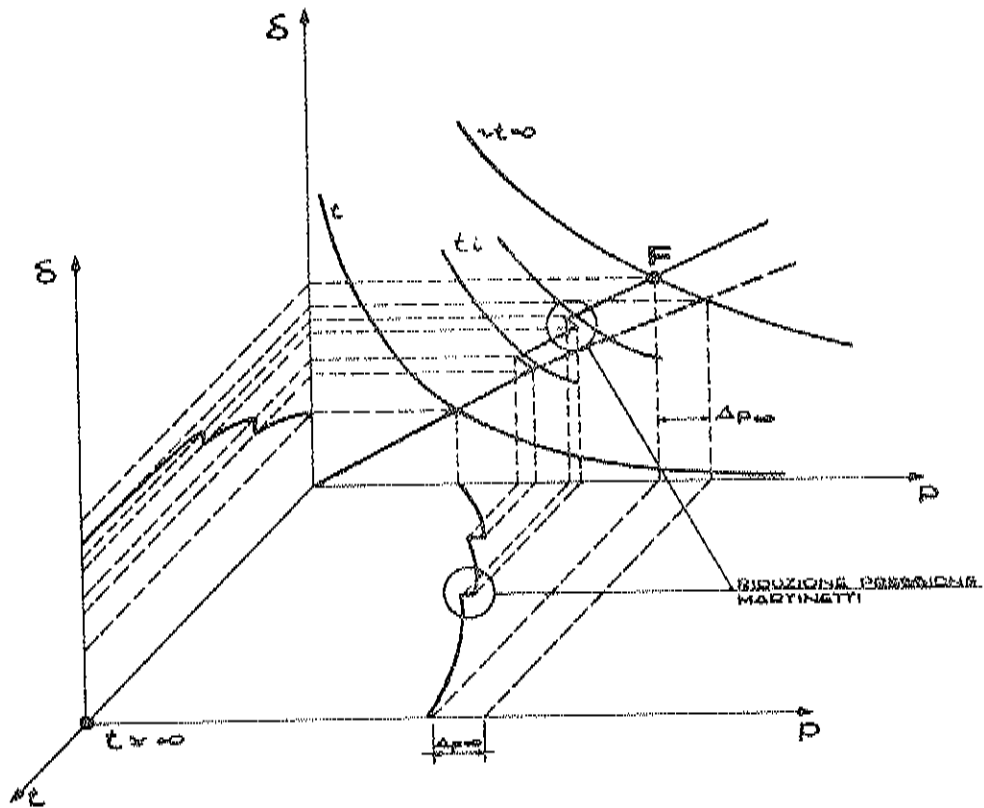


FIG. 13

ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI NEL TEMPO CON  
STATI DI COAZIONE IMPRESSI CON MARTINETTI PIATTI.

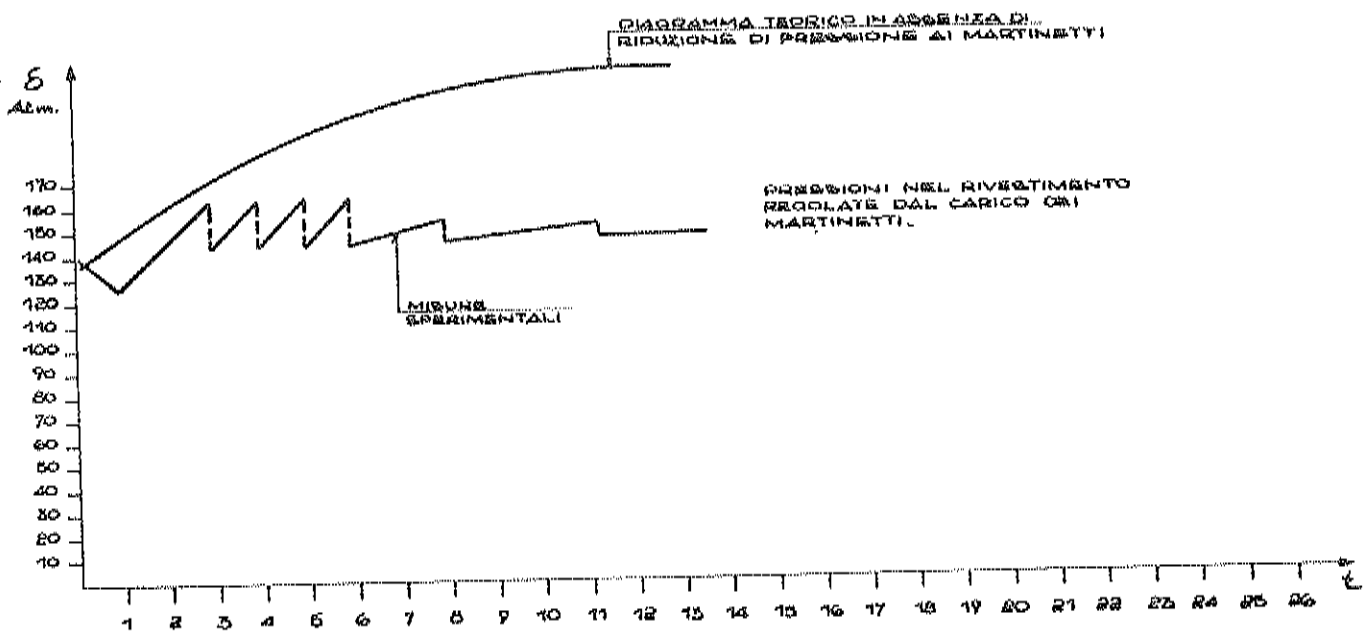


FIG. 14

RISULTATI DI PROVE DI LABORATORIO  
SU CAMPIONI RIMANEGGIATI.

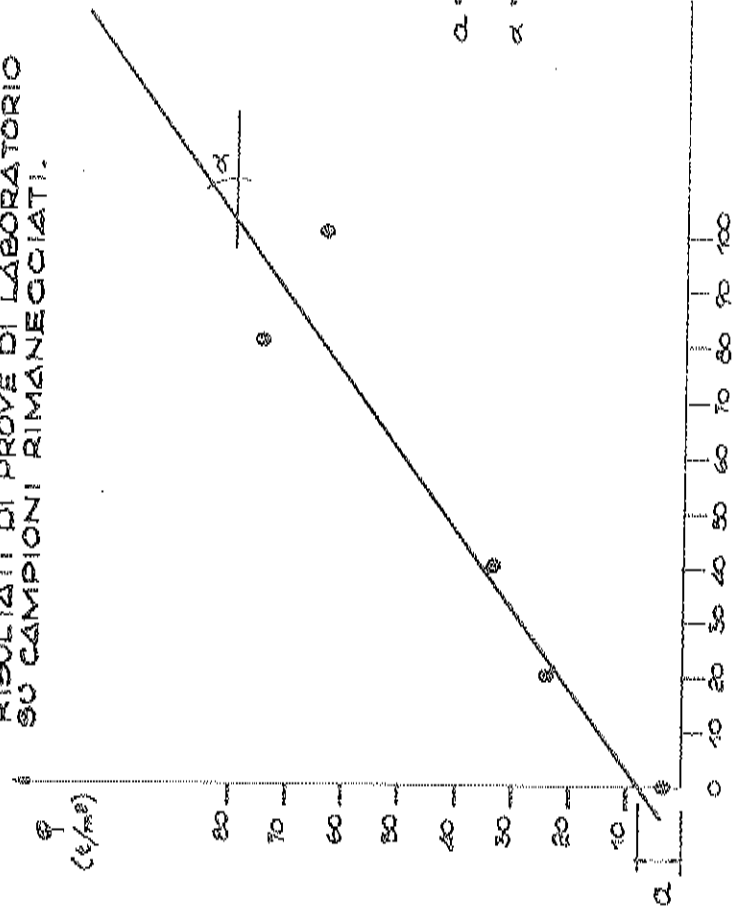


FIG. 15

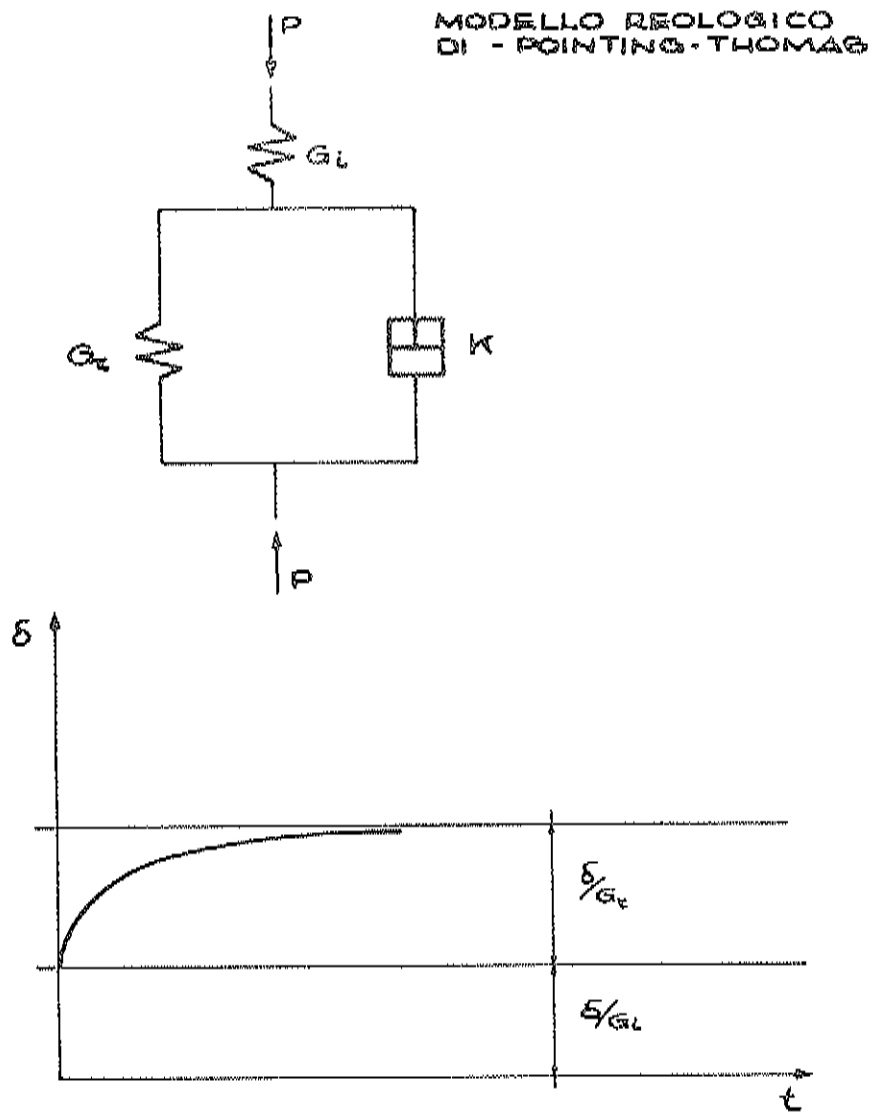


FIG. 16

DIAGRAMMA SPERIMENTALE DELL'ANDAMENTO DELLE VELOCITA' DI DEFORMAZIONE NEL TEMPO.

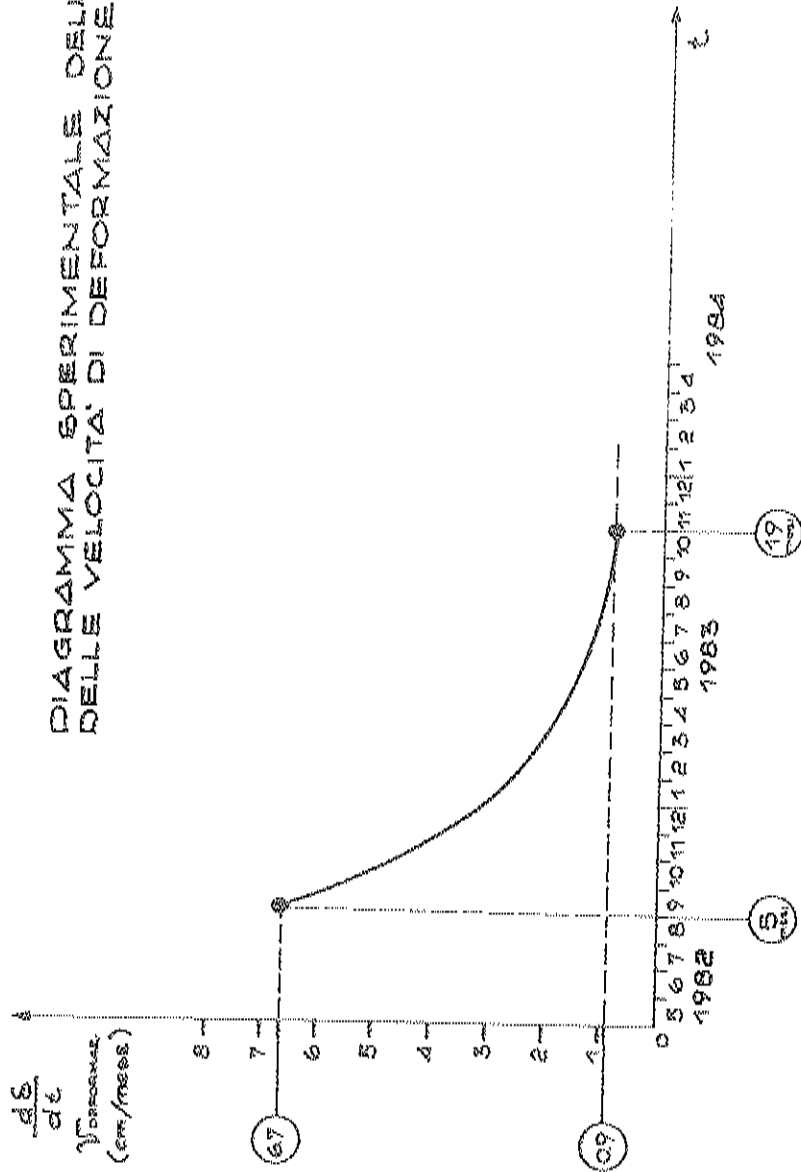


FIG. 17

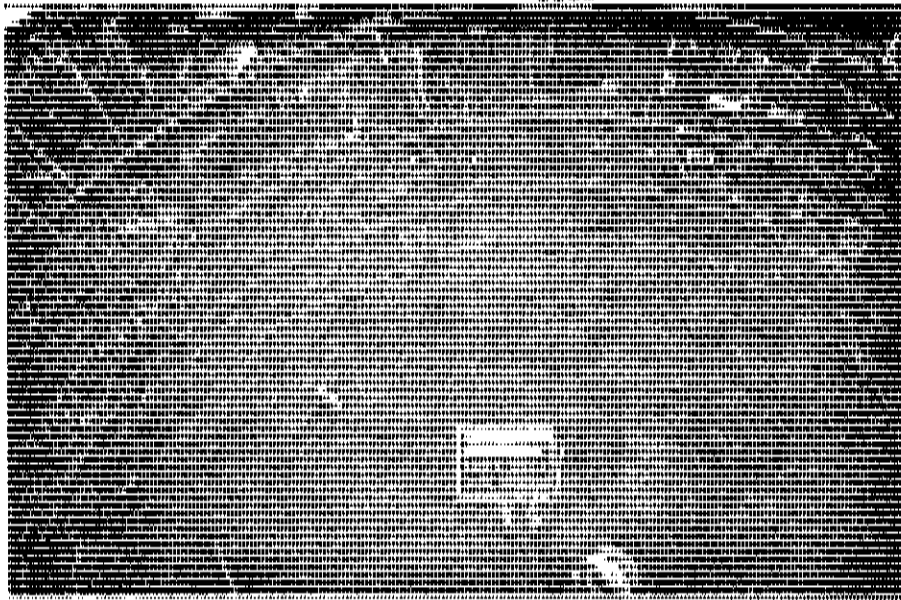


FOTO 18

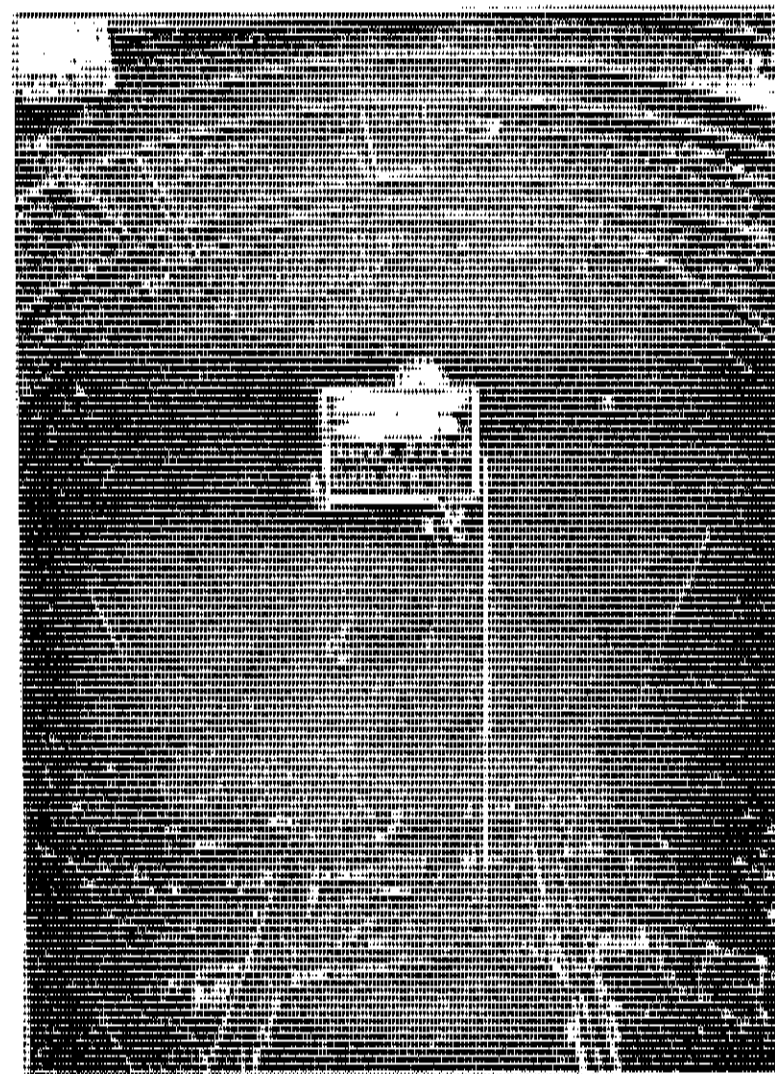


FOTO 19



DIAGRAMMA DELLE DEFORMAZIONI NEL TEMPO  
DEDOTTO PER VIA SPERIMENTALE.

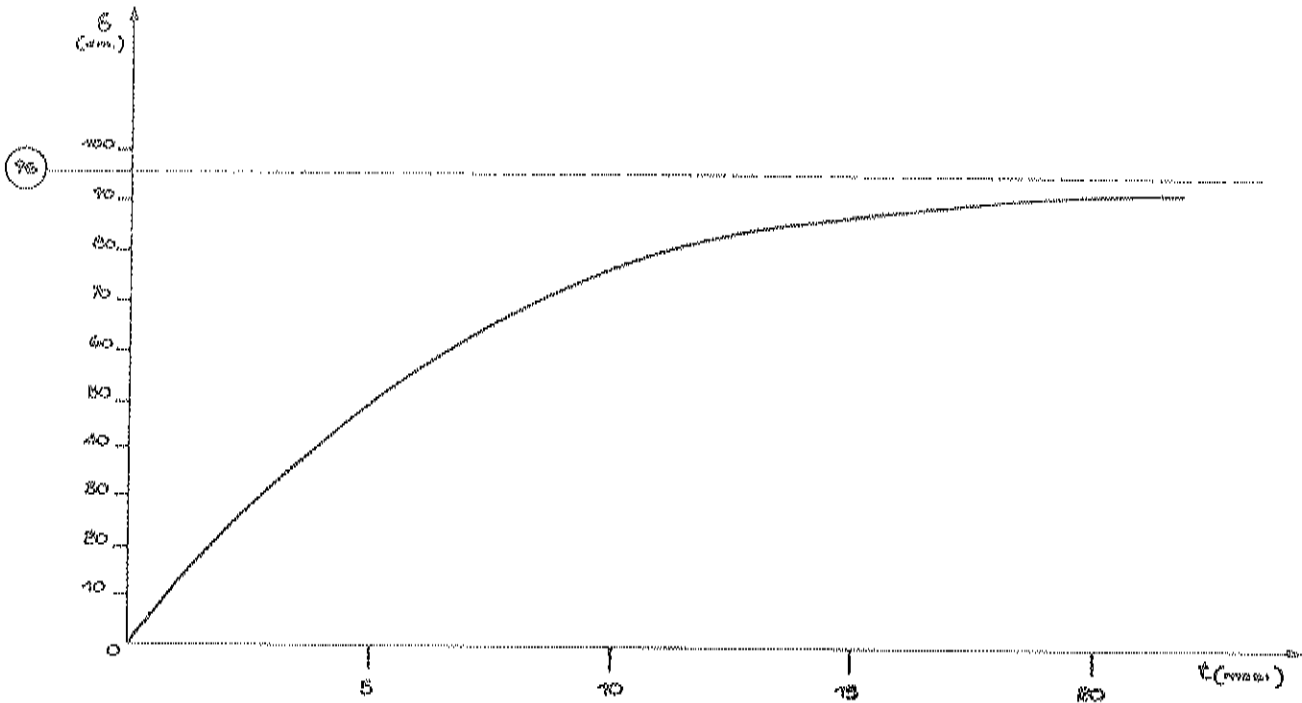


FIG. 20

CURVE CARATTERISTICHE DELLA ROCCIA E DEL  
RIVESTIMENTO CON MARTINETTI PIATTI E GIUNTI  
DEFORMABILI IN NEOPRENE.

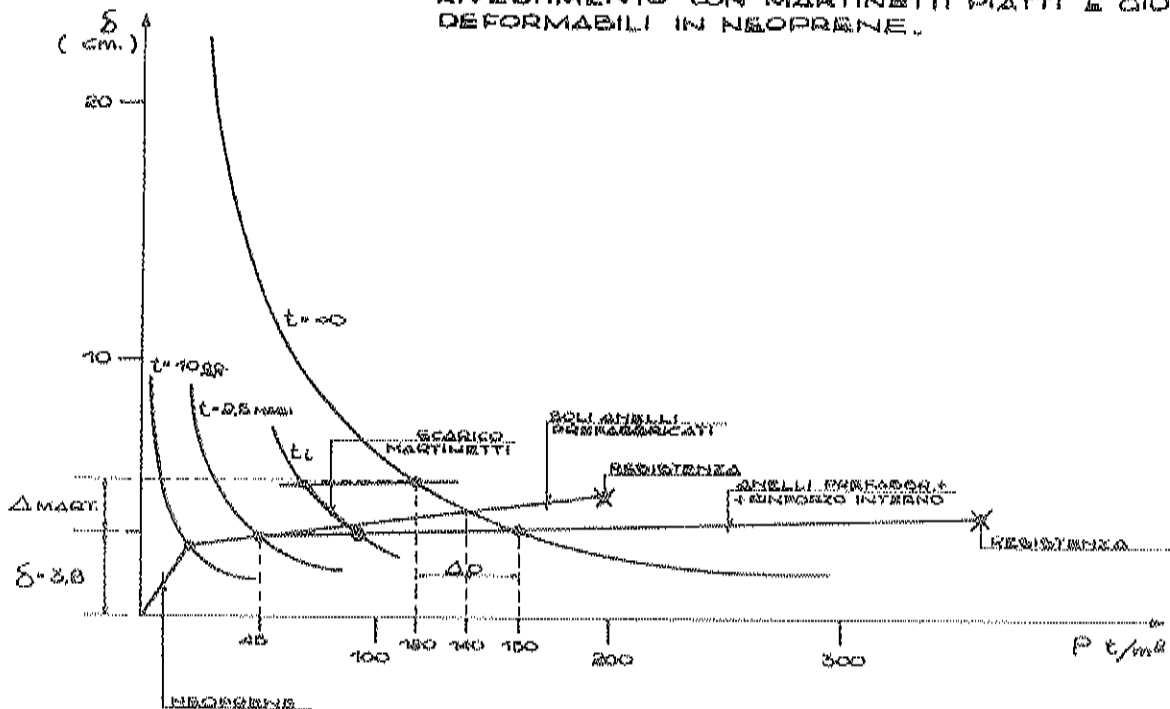


FIG. 21

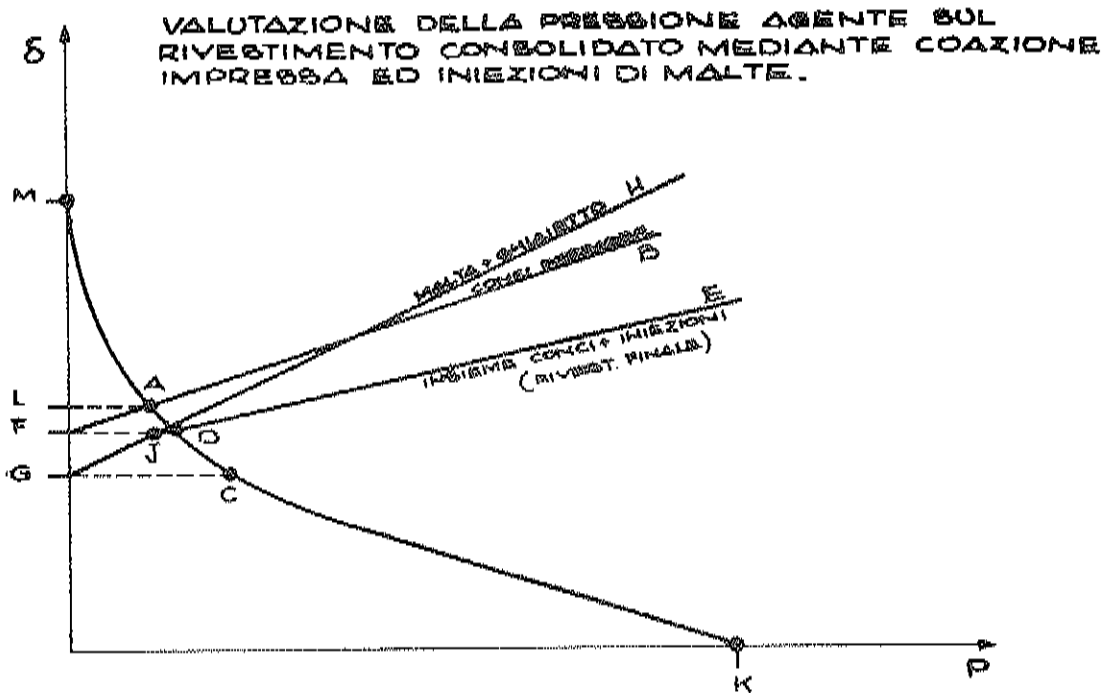


FIG. 22

**VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEL CONSOLIDAMENTO DI RIVESTIMENTO DISSESTATO.**

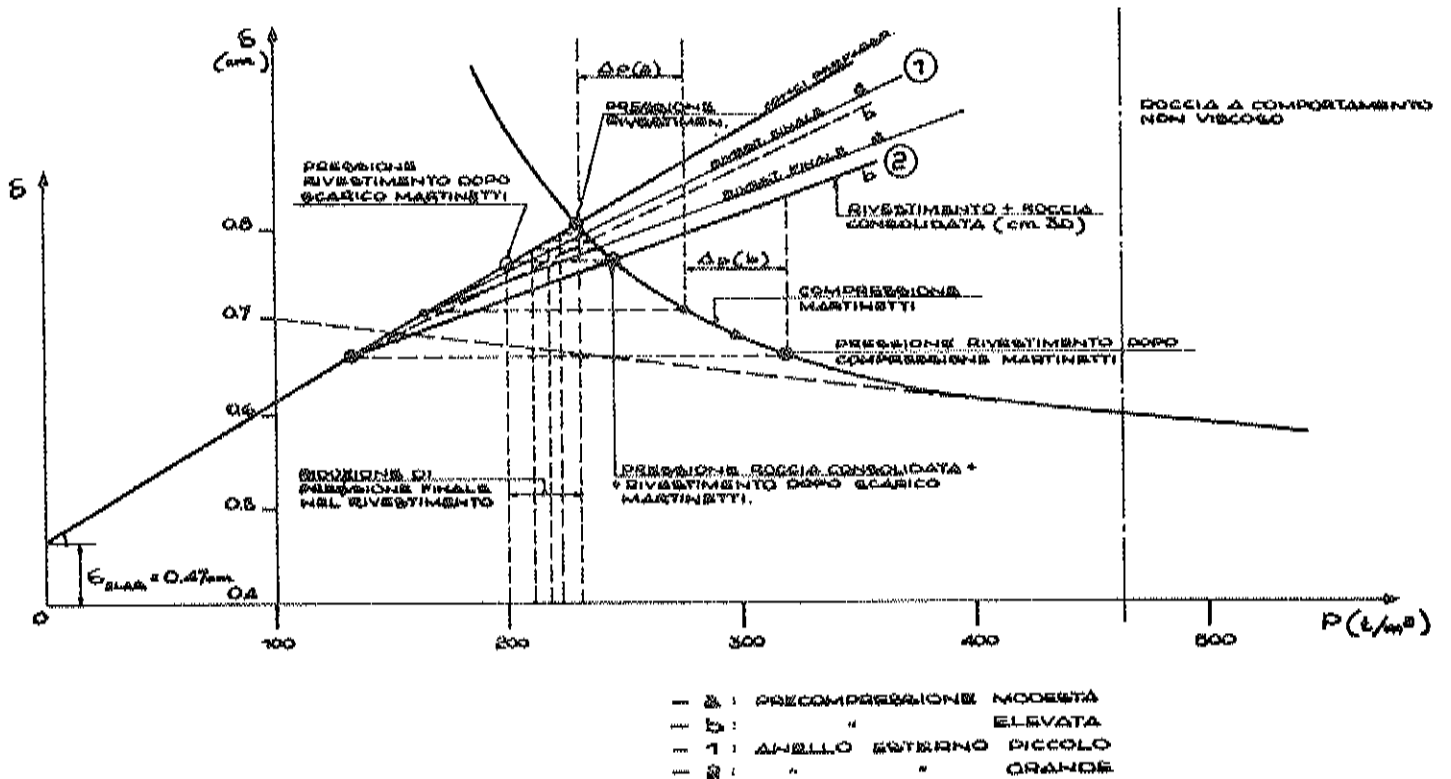


FIG. 23

$p \text{ (t/m}^2\text{)}$	$r_p/a$	(m)
666	1	0.005
500	1.13	0.008
400	1.25	0.011
300	1.41	0.017
250	1.52	0.022
200	1.67	0.029
150	1.89	0.041
100	2.2	0.066
50	2.84	0.139
40	3.06	0.172
30	3.34	0.223
20	3.74	0.31
10	4.34	0.484
0	5.43	0.96

TABELLA 1: Costruzione della curva caratteristica della roccia nel ramo plastico.

L'APPLICAZIONE DELLA PRESOLLECITAZIONE  
A STRUTTURE PLACCATE

SERGIO TATTONI

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale  
Politecnico di Milano*



## 1. CONSIDERAZIONI E CONCETTI FONDAMENTALI NEGLI INCOLLAGGI A SEMPLICE SOVRAPPOSIZIONE

Il placcaggio degli elementi in c.a. come metodo di ripristino o rinforzo strutturale si basa su un principio assai semplice: incollare al calcestruzzo lamiera di acciaio a sostituzione o integrazione delle armature esistenti. La capacità di adesione dei formulati epossidici impiegati come adesivi strutturali fa sì che possa essere ritenuta valida l'ipotesi fondamentale del calcolo canonico c.a. di perfetta congruenza fra le deformazioni dell'acciaio e del calcestruzzo e che possano quindi essere applicati alle sezioni placcate gli stessi metodi di verifica delle sezioni in c.a. tradizionale, ponendo però particolare attenzione alla verifica dell'aderenza.

Difatti, mentre nelle membrature in c.a. tradizionali la perfetta congruenza  $\epsilon_c = \epsilon_s$  è praticamente sempre assicurata sia dal calcestruzzo che circonda la barra metallica, sia soprattutto, dall'effetto di contenimento esercitato dalle armature trasversali (staffe) anche se localmente può essere superata la sollecitazione limite di aderenza, nelle strutture placcate a semplice sovrapposizione il raggiungimento puntuale della sollecitazione tangenziale di rottura del calcestruzzo può provocare il collasso fragile dell'intero placcaggio (vedasi la fig. 1).

E' quindi di primaria importanza valutare correttamente l'effettiva distribuzione degli sforzi di aderenza in regime elastico.

Numerosissimi sono a tal proposito i lavori di ricerca sia a carattere teorico che sperimentale nel settore dell'ingegneria meccanica e soprattutto aeronautica, nei quali la tecnica dell'incollaggio (o "saldatura a freddo") permette di superare brillantemente i problemi di unione fra elementi metallici sottili sottoposti a fatica, evitando le punte di sollecitazione caratteristiche delle unioni saldate o rivettate.

Nelle applicazioni sopra citate l'attenzione dei ricercatori è volta soprattutto al problema dell'adesione del collante strutturale agli aderenti metallici, che costituisca il punto critico dell'incollaggio. In figura 2 sono riportati i risultati di alcuni lavori che prevedono, per un'analisi accurata, il sistematico impiego del Metodo degli Elementi Finiti (F.E.M.). I risultati ottenuti mostrano che in un incollaggio la massima sollecitazione tangenziale può essere di molto superiore a quella media della

superficie interessata e che il maggior affinamento della tecnica di analisi, se pure migliora la comprensione del fenomeno fisico, non porta a sensibili variazioni nella valutazione del valore di punta degli sforzi tangenziali.

Nel caso specifico degli incollaggi acciaio-calcestruzzo, nei quali si è sperimentalmente provato che il collasso avviene esclusivamente a livello del conglomerato, le sostanziali differenze di modulo elastico e di rigidità dei due aderenti e, segnatamente, la disomogeneità del calcestruzzo, rendono tali analisi illusoriamente precise. In considerazione di ciò si è messo a punto un metodo semplificato /5,6/ che, pur fornendo risultati di buon accordo con le formulazioni in forma chiusa per quanto riguarda le sollecitazioni tangenziali, consente anche di valutare gli effetti del contenimento attivo e passivo sugli incollaggi stessi.

Mediante tale metodo si è valutata per diversi casi significativi la distribuzione degli sforzi di aderenza. A titolo di esempio nella figura 5 è rappresentata la distribuzione delle  $\tau$ , rapportate alla trazione della lamiera nel punto di ascissa  $x = 1$ , al variare del rapporto fra la lunghezza  $l$  dell'incollaggio e lo spessore  $a_s$  della lamiera. Nella figura è anche tracciato l'andamento del lavoro di deformazione  $W$  della giunzione. È interessante osservare come, all'aumentare del rapporto  $l/a_s$ , sia il valore di picco delle  $\tau$ , sia il lavoro di deformazione  $W$  tendono asintoticamente ad un valore costante.

Esaminando il diagramma della figura precedente ed altri analoghi ottenuti variando i parametri geometrici ed elastici in gioco, ci si può chiedere quale sia la lunghezza  $l$  di sovrapposizione più conveniente. A tale fine, riferendosi al lavoro  $W$ , è possibile estrarre un valore di tale lunghezza da ritenere ottimale, rappresentando il parametro che può rendere minimo il lavoro stesso. Tale lunghezza, indicata con  $l_a$ , viene chiamata lunghezza di ancoraggio, mutuando il significato che si ha per le barre di armatura nel c.a.. Il criterio ora esposto è stato impiegato per ottenere i risultati diagrammati nella figura 6, che mostrano chiaramente come  $l_a$  cresca al crescere dello spessore sia della lamiera che della resina. Per lamiere di 3mm di spessore e resina di 2-4 mm, si riscontra il valore di  $l_a$  pari a 10-15 cm, come indicato da Bresson /7/.

Come si è già detto, la crisi di un incollaggio acciaio-calcestruzzo sollecitato a scorrimento coincide con il raggiungimento puntuale della sollecitazione di rottura a taglio del calcestruzzo.

Pertanto risulta di grande importanza determinare il valore della  $\tau_{\max}$  di aderenza. Tale valore, se la lunghezza d'incollaggio è maggiore o uguale alla lunghezza di ancoraggio, dipende essenzialmente dalla forza applicata alla lamiera e quindi dallo sforzo di trazione  $\sigma_s$ , cioè a parità di altre condizioni.

Si può allora introdurre il concetto di "coefficiente di utilizzazione"  $\gamma_u$ , definito dalla relazione

$$\gamma_u = \frac{\sigma_s}{\tau_{\max}}$$

Mediante tale relazione, per un determinato valore del coefficiente di utilizzazione, è possibile risalire al massimo sforzo di trazione della lamiera (o al suo valore incrementale), compatibilmente con le caratteristiche del conglomerato impiegato, una volta fissato il valore massimo ammissibile dello sforzo tangenziale.

Nella figura 7 sono diagrammati i valori di  $\gamma_u$  in funzione dello spessore della resina per lamiere di diverso spessore. I valori più elevati di  $\gamma_u$  si hanno per i più alti valori dello spessore della resina ed i più piccoli spessori della lamiera.

E' evidente quindi come la fragilità del calcestruzzo e l'obbligatorietà dell'analisi in fase elastica pongono pesanti vincoli all'utilizzazione del "beton plaqué" mediante semplice sovrapposizione dell'acciaio al calcestruzzo.

La situazione subisce un miglioramento se si suppone che esista un vincolo di contenimento passivo della lamiera, realizzato con risvolti di altezza adeguata della lamiera stessa sui fianchi della trave e con staffe incollate o bulloni inghisati nel calcestruzzo. In tal caso, causa la dilatazione impedita della giunzione, nascono sollecitazioni  $\sigma_c$  normali al piano dell'incollaggio. Il calcestruzzo viene a trovarsi allora in uno stato di sollecitazione composta di taglio e compressione, nel quale, come è noto, si hanno maggiori valori per la resistenza ultima a taglio del calcestruzzo. Tale situazione viene messa in particolare evidenza da un'analisi dell'incollaggio condotta tenendo conto anche degli effetti secondari dovuti alla rigidità flessionale non nulla della lamiera /6/, come illustrato nella figura 8.

Il vantaggio del contenimento passivo, valutato in campo elastico, non



consiste quindi nella possibilità di incrementare il valore del coefficiente di utilizzazione, che rimane pressochè costante al variare della rigidità del contenimento, ma nel consentire l'adozione di una tensione ammissibile di aderenza più elevata in funzione della compressione  $\sigma_c$  esistente. Anzi, diverse esperienze condotte in tal senso /8,9/, hanno mostrato che è possibile garantire la congruenza fra acciaio e calcestruzzo incollati sino allo snervamento delle lastre di rinforzo e realizzare riparazioni strutturali in grado di sostenere con prefissata duttilità diversi cicli di carico oltre il limite di snervamento (vedansi le figg. 9 e 10).

## 2. EFFETTI DELLA PRESOLLECITAZIONE

In base alle considerazioni svolte sull'effetto del contenimento passivo della lamiera incollata, si è pensato di migliorare il comportamento degli incollaggi acciaio-calcestruzzo inducendo in quest'ultimo una sollecitazione di compressione normale alla superficie incollata, tale da elevare il valore di rottura per sforzo tangenziale ed ottenere un comportamento post-rottura dell'incollaggio di tipo non fragile.

A tal fine è stata effettuata una ricerca sperimentale, avente come oggetto il comportamento di giunzioni acciaio-calcestruzzo incollate con resina epossidica soggette ad azione tagliante in presenza di sforzo di contenimento attivo /10/. L'elemento di prova (vedi fig. 11), simmetrico per evitare tensioni secondarie, era costituito da due mezze putrelle tagliate longitudinalmente lungo l'anima. Al fine di esaltare il cimento della resina utilizzata come adesivo strutturale si è impiegato per queste esperienze un calcestruzzo di elevata resistenza meccanica ( $R_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$ ).

Nel caso di giunzioni incollate non presollecitate, si ha un comportamento pressochè lineare dell'unione (vedasi il diagramma forza-scorrimento di fig. 12) fino al sopraggiungere della rottura, che ha carattere fragile. Questa avviene nel calcestruzzo, parallelamente al piano dell'incollaggio, alla distanza di 2 - 3 mm circa dalla superficie incollata.

Un comportamento nettamente diverso si ha nel caso in cui i bulloni esercitano una forza di precompressione normale al piano dell'incollaggio (diagramma forza - scorrimento di fig. 13). La curva sperimentale, che è lineare

fino a circa la metà del carico di rottura, volge poi la concavità verso il basso fino a pervenire ad un picco in corrispondenza del quale avviene la rottura (resistenza di picco  $R_p$ ); si ha quindi una riduzione della capacità resistente dell'unione, che tuttavia si stabilizza su un valore pari a circa il 70% del carico di rottura: tale fenomeno è dovuto all'attrito fra le due superfici di frattura mantenute a contatto dall'azione dei bulloni (resistenza residua  $R_R$ ). La prova è stata arrestata quando, per effetto del grande valore dello scorrimento raggiunto, che esauriva il gioco foro - bullone, poteva intervenire a collaborare alla resistenza dell'unione un indesiderato effetto di rifollamento.

Poiché la resistenza residua è dovuta a scorrimento reciproco delle superfici di frattura, è possibile definire per analogia con unioni acciaio-acciaio ed acciaio-calcestruzzo con bulloni A.R. un coefficiente di attrito apparente  $\mu_{app}$  (Tabella I). Tale attributo è necessario in quanto è impossibile scindere il contributo dato alla resistenza residua dall'attrito vero e proprio da quello dovuto ad altre cause concorrenti (forma della superficie di frattura, ingranamento degli inerti, ecc.). Il suddetto coefficiente di attrito apparente varia in funzione delle caratteristiche del calcestruzzo, ma è sempre superiore ad 1. È importante osservare che il coefficiente di attrito effettivo fra superfici di acciaio e calcestruzzo desunto da prove di scorrimento analoghe a quella qui descritta varia tra  $0.30 < \mu < 0.61$ , in funzione soprattutto del criterio di definizione del "grande slittamento" delle superfici.

I risultati ottenuti rilevano all'analisi quantitativa dei risultati inaspettati. Innanzitutto il confronto coi risultati ottenuti da altri ricercatori /11/ riguardo ad un'unione ad attrito acciaio-calcestruzzo con bulloni ad alta resistenza (vedasi la linea b della fig. 13) mostra che, a parità di altre condizioni, l'applicazione della resina epossidica quale adesivo strutturale fra le superfici a contatto eleva enormemente il carico di rottura della giunzione. Anche per quanto riguarda il comportamento post-rottura, pur essendo in entrambi i casi caratterizzato dallo slittamento reciproco di due superfici, è evidente la differenza quantitativa dovuta al fatto che nel giunto incollato e portato a rottura lo slittamento avviene tra le due superfici di frattura e, oltre all'attrito, anche l'ingranamento degli inerti concorre ad incrementare la resistenza allo scorrimento.

Particolarmente significativa poi è l'analisi dei risultati ottenuti, tenendo conto sia della distribuzione effettiva della  $\tau$  di aderenza fra resi

na e calcestruzzo (i.e. fra resina ed acciaio), sia dell'incremento di resistenza a taglio in regime di compressione (trasversale calcolata secondo il criterio di Chalot e Beteille. Tale distribuzione è stata valutata col metodo di cui alla referenza /5/. I risultati sono riportati in figura 14 e riguardano la distribuzione delle  $\tau$  di aderenza in corrispondenza della resistenza di picco di giunti realizzati con calcestruzzo avente  $R_{cm} = 50 \text{ N/mm}^2$ , in assenza di bulloni (fig. 14a) e con bulloni  $\phi 12$  serrati a 130 Nm (fig. 14b). Nel giunto senza bulloni la  $\tau$  massima di aderenza coincide abbastanza bene con la  $\tau$  di rottura del calcestruzzo. Nel giunto con bulloni la  $\tau$  massima di aderenza è circa il triplo di quella di rottura, valutando anche l'incremento di resistenza dovuto alla presollecitazione ed anche all'effetto di contenimento passivo dei bulloni.

La stessa  $\tau$  media ottenuta dividendo la resistenza di picco per la superficie incollata è largamente superiore a quella di rottura del calcestruzzo, valutata secondo il criterio di Chalot e Beteille.

Ciò ha indotto a ritenere che il calcestruzzo, all'aumentare del carico, modificasse il meccanismo interno di resistenza in modo tale che, grazie anche all'effetto del contenimento e della presollecitazione dei bulloni, venisse utilizzata al meglio la resistenza a compressione del calcestruzzo stesso /10/.

Contrariamente a ciò che accade in normali unioni ad attrito, la ricerca effettuata ha mostrato che per quanto concerne la resistenza di picco, l'entità della presollecitazione riveste un ruolo di secondaria importanza; l'opposto accade invece per quanto riguarda la resistenza residua.

Mette conto infine osservare che, nonostante gli elevati valori di sforzo tangenziale raggiunti, non si è mai verificato il distacco della resina dall'acciaio o dal calcestruzzo.

### 3. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Contrariamente a quanto si verifica in incollaggi acciaio-calcestruzzo sottoposti a sforzi taglienti in assenza di contenimento, il collasso di un incollaggio presollecitato normalmente al piano di scorrimento non avviene in modo improvviso per effetto della rottura puntuale per taglio del calcestruzzo prossimo all'incollaggio stesso. Il contenimento attivo del giunto,

oltre ad elevare il valore dello sforzo tangenziale di rottura del conglomerato, consente l'innescò di un meccanismo di resistenza tale che, aumentando la duttilità puntuale del calcestruzzo, facilita la redistribuzione delle tensioni a livello dell'incollaggio ed evita la rottura fragile. Si giustifica così l'incremento anche del 300% della resistenza di picco di un'unione incollata presollecitata, rispetto ad un incollaggio semplice. Inoltre nella fase successiva a quella di rottura si manifesta una resistenza residua di attrito con coefficiente di attrito apparente funzione della resistenza del calcestruzzo e comunque superiore ad 1.

Per quanto riguarda il calcolo di progetto e di verifica della giunzione sollecitata a sforzo di taglio si potrebbero indicare due diversi criteri; l'adozione di uno di essi da parte del progettista sarà suggerita dal tipo di intervento e dal comportamento richiesto alla giunzione in sé nonché alla struttura in cui è inserita.

a) Verifica della massima tensione ammissibile tangenziale del cls. Tale criterio prevede il calcolo della distribuzione degli sforzi di scorrimento e l'imposizione che la  $\tau$  massima non superi la  $\tau$  di rottura in regime biassiale. Tenendo conto che il raggiungimento della suddetta situazione, in presenza di contenimento, non comporta il collasso dell'unione ma semplicemente la microfessurazione locale del calcestruzzo, il coefficiente di sicurezza da adottare potrebbe essere prossimo ad 1.

b) Stato limite di scorrimento calcestruzzo su calcestruzzo.

In tale caso si farebbe riferimento alla resistenza residua; il calcolo, estremamente semplice, verrebbe condotto come per una normale giunzione ad attrito. Il coefficiente di attrito apparente, che è correlato alla qualità del calcestruzzo ed all'aleatorietà delle superfici di frattura, dovrebbe essere affetto da un coefficiente di sicurezza di entità allo stato attuale non precisabile, ma comunque potrebbe essere superiore al coefficiente di attrito effettivo fra acciaio e calcestruzzo.

Quest'ultimo criterio di verifica risulterebbe di particolare interesse se venisse riferito al "primo rischio", ossia se la superficie di frattura, prodottasi per cause eccezionali, potesse essere certamente e rapidamente riparata (con iniezioni di formulato epossidico) prima che si degradasse per il ripetersi od il perdurare del carico. In tal caso si potrebbe prescindere dal deterioramento delle superfici di attrito e, in presenza di effetti dinamici, si potrebbero considerare i giunti fratturati come elementi di dispersione di energia.

#### 4. APPLICAZIONI

Nel campo del ripristino strutturale la tecnologia di unione presentata ha già trovato numerose applicazioni sia in interventi di "beton plaqué", modificandone radicalmente il criterio di verifica basato sulla tensione tangenziale ammissibile, sia negli interventi che prevedono la connessione di strutture di calcestruzzo armato esistenti a strutture metalliche di rinforzo; si sono potute così realizzare soluzioni assai simili a quelle adottate nella carpenteria metallica, con particolare vantaggio per quanto riguarda la celerità di esecuzione, l'affidabilità dell'intervento e la chiarezza dello schema statico.

Il primo esempio di applicazione riguarda i capitelli di sostegno delle travi inclinate in c.a. delle tribune di uno stadio calcistico. A causa della inadeguata e carente disposizione di armatura trasversale nella sommità dei pilastri, si era prodotta una lesione in corrispondenza dell'unione trave-pilastro tale da far temere la caduta della trave stessa dal suo appoggio. L'intervento realizzato (figg. 15 e 16) mirava pertanto ad offrire un nuovo e più valido sostegno alle travi, oltre che a cerchiare efficacemente la testa del pilastro. Il nuovo dispositivo di appoggio consisteva pertanto in un capitello metallico, incollato al pilastro in c.a.; l'incollaggio è stato presollecitato con barre Dywidag passanti.

Il secondo esempio si riferisce al rinforzo della travatura di copertura in c.a. di un edificio scolastico. Essendo stati praticati dei fori per l'areazione in corrispondenza degli estremi delle travi, tali da interessare tutta l'altezza e quindi da indebolire considerevolmente le sezioni di incastro (fig.17) il regime statico delle travi stesse non era più di continuità, bensì, praticamente, di semplice appoggio. Ciò aveva comportato il danneggiamento dei tavolati sottostanti ed un'estesa fessurazione delle travi, le quali, già solo per i carichi permanenti, erano prossime allo stato limite ultimo di rottura. L'intervento è consistito nell'inserimento all'intradosso delle travi in c.a. di putrelle metalliche precomprese con cavi a tracciato parabolico in modo tale da assumere immediatamente su di sé la quota di carico eccedente la capacità portante delle travi esistenti. L'appoggio delle travi in acciaio è stato realizzato con mensole pure metalliche incollate al pilastro in c.a. esistente (fig. 18); l'incollaggio è stato presollecitato con bulloni passanti classe 8.8 serrati con chiave dinamometrica.

L'ultimo esempio di applicazione riguarda il rinforzo delle vie di corsa di una fonderia con struttura in c.a.. Un precedente rinforzo, effettuato con l'inserimento di elementi metallici tipo HEA 600 sotto le travi continue in conglomerato armato, si era rivelato non solo inefficace, ma anche controproducente a causa della grande differenza di rigidezza fra le due travi e a causa del carattere unilaterale del vincolo offerto dalle superfici a contatto, che vanificava l'efficacia del rinforzo per momenti flettenti negativi in campata. In considerazione anche dei pesanti vincoli operativi connessi con l'esercizio della fonderia (che non doveva essere interrotto per la esecuzione dei lavori) si è pensato di rendere collaboranti la trave in acciaio e quella in c.a. mediante guance metalliche saldate inferiormente allo HEA 600 e superiormente incollate ai fianchi della via di corsa in c.a. (figure 19 e 20). La necessità dell'incollaggio era dettata dall'opportunità di eliminare scorrimenti anelastici dovuti al gioco foro-bullone nel caso di collegamento bullonato tradizionale, nonché dalla impossibilità pratica di eseguire un numero sufficiente di fori nel corpo della trave senza danneggiarne le armature. Benchè si sia verificato che la massima sollecitazione tangenziale di aderenza non superasse quella ammissibile nel calcestruzzo, date le gravose condizioni di esercizio della struttura, si sono disposti anche dei bulloni ad alta resistenza in direzione perpendicolare al piano dell'incollaggio stesso, in modo da prevenire la frattura del calcestruzzo per "peeling" e, nella peggiore delle ipotesi, garantire la resistenza per attrito dell'unione stessa.

REFERENZE BIBLIOGRAFICHE

- /1/ Van Genert D., Mässachalck R., "Structural Repair of a Reinforced Concrete Plate by Epoxy Bonded External Reinforcement", Int. Jou. of Cement Composites and Lightweight Concrete, November 1983
- /2/ Goland M., Reissner E., "The Stresses in Cemented Joints", Jou. of Applied Mechanics, 1944
- /3/ Renton J. W., Vinson J.R., "On the Behaviour of Bonded Joints in Composite Material Structures", Engineering Fracture Mechanics, 1975
- /4/ Mijima S., Fujii T., Yoshida A., "Two Dimensional Stress Analysis on Adhesive Bonded Joints", Proc. of 20th Japan Congress on Material Research, Kyoto 1977
- /5/ Tattoni S., "Nuovi contributi al calcolo degli incollaggi acciaio - calcestruzzo", Notiziario AICAP, febbraio 1980
- /6/ Tattoni S., "Valutazione degli effetti secondari negli incollaggi acciaio - calcestruzzo", La Prefabbricazione, marzo 1984
- /7/ Bresson J., "Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Beton Plaqué", Annales de l'ITBIP n. 278, 1971
- /8/ Tattoni, S., "Riparazione e rinforzo di strutture lesionate in c.a. mediante l'impiego di resine epossidiche. Indagine preliminare", La Prefabbricazione, aprile 1978
- /9/ Giuffrè A., Via G., Ciampoli M., "Considerazioni sull'uso del béton plaqué per il rinforzo di strutture lineari in cemento armato nelle zone sismiche", L'Industria Italiana del Cemento, gennaio 1984
- /10/ Tattoni S., "Giunzioni incollate acciaio - calcestruzzo presollecitate con bulloni ad alta resistenza", Rassegna Tecnica dei Problemi dell'Energia Elettrica, febbraio 1981
- /11/ Frisolini G., Mele M., Puhali R., "I collegamenti trave soletta con bulloni ad alta resistenza nelle strutture composte acciaio - calcestruzzo", Costruzioni Metalliche n. 5, 1976

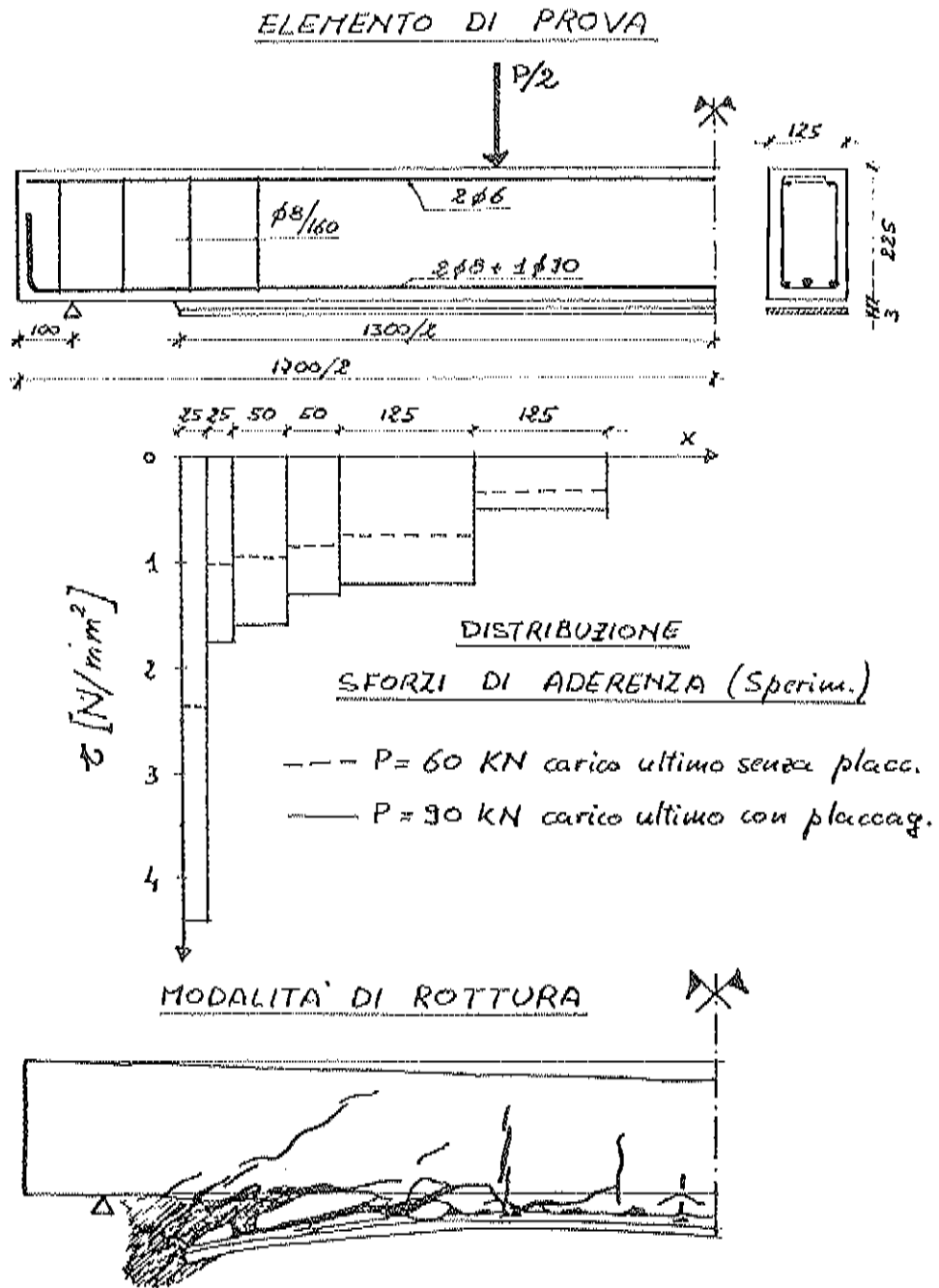


Fig. 1 - Distribuzione sperimentale degli sforzi di aderenza e modalita' di rottura di una trave in c.a. rinforzata con placcaggio /1/.



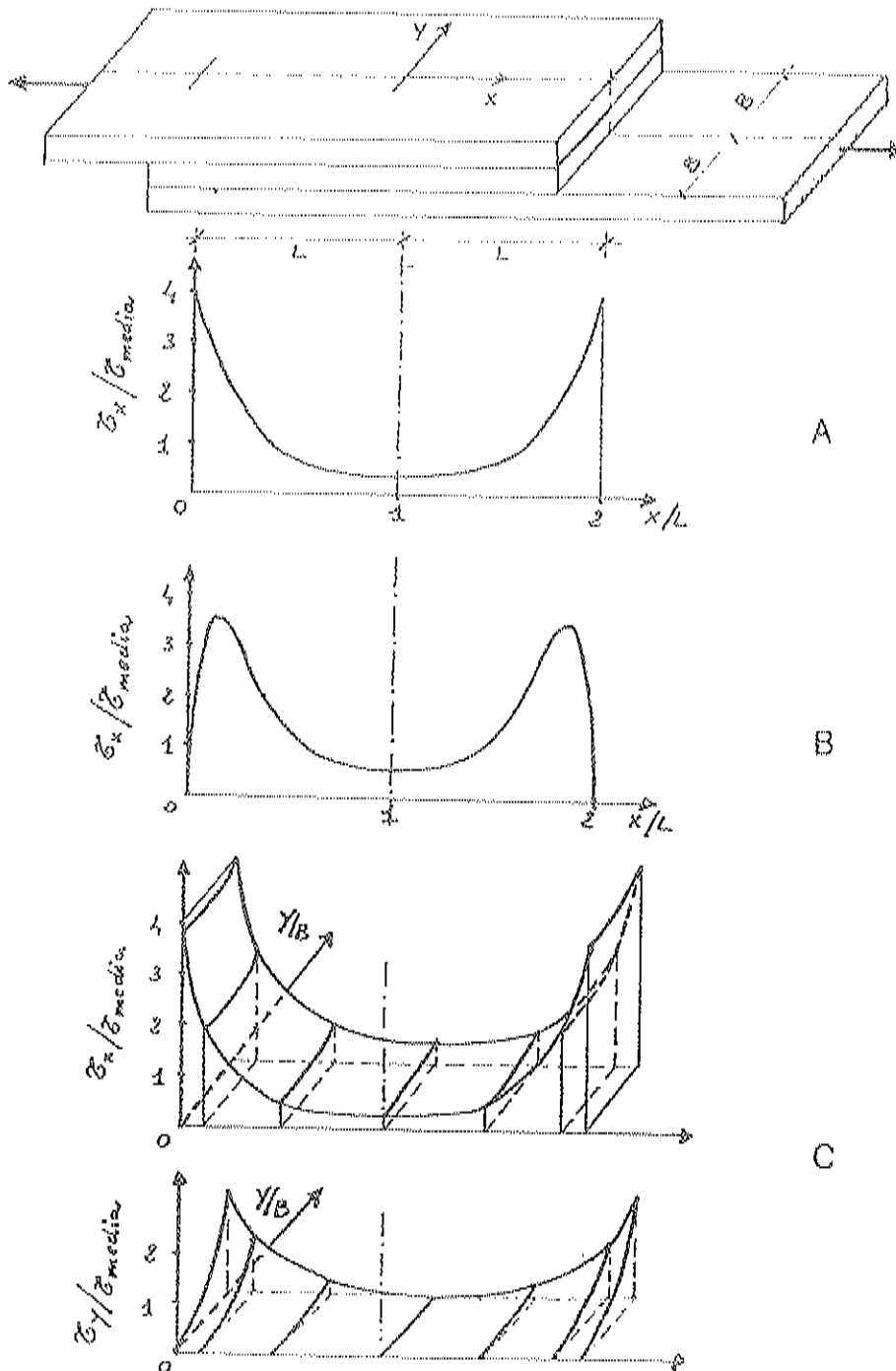


Fig. 2 - Distribuzione degli sforzi di aderenza in un incollaggio a semplice sovrapposizione secondo differenti criteri di calcolo.

- A) Soluzione in forma chiusa, trascurando la flessione degli aderenti /2/.
- B) Soluzione numerica col F.E.M. considerando la flessione degli aderenti /3/.
- C) Soluzione numerica col F.E.M. in regime di deformazione biasiale, trascurando la flessione degli aderenti /4/.

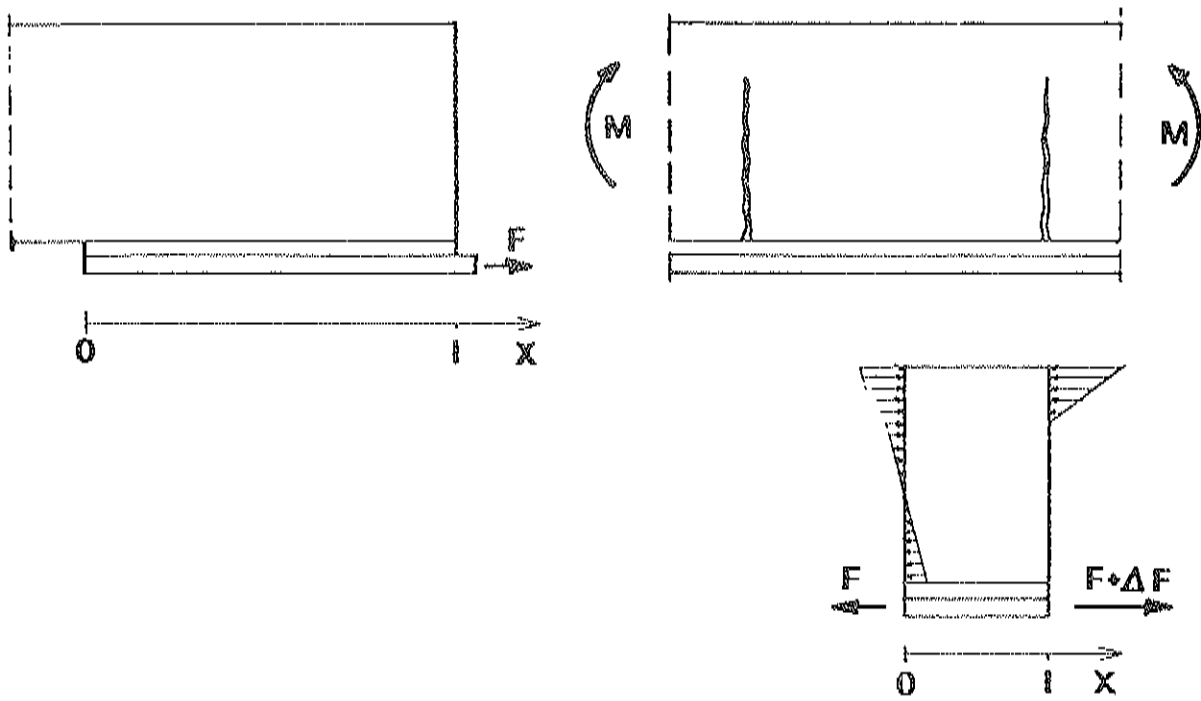


Fig. 3 - Casi tipici di incollaggio acciaio - calcestruzzo.

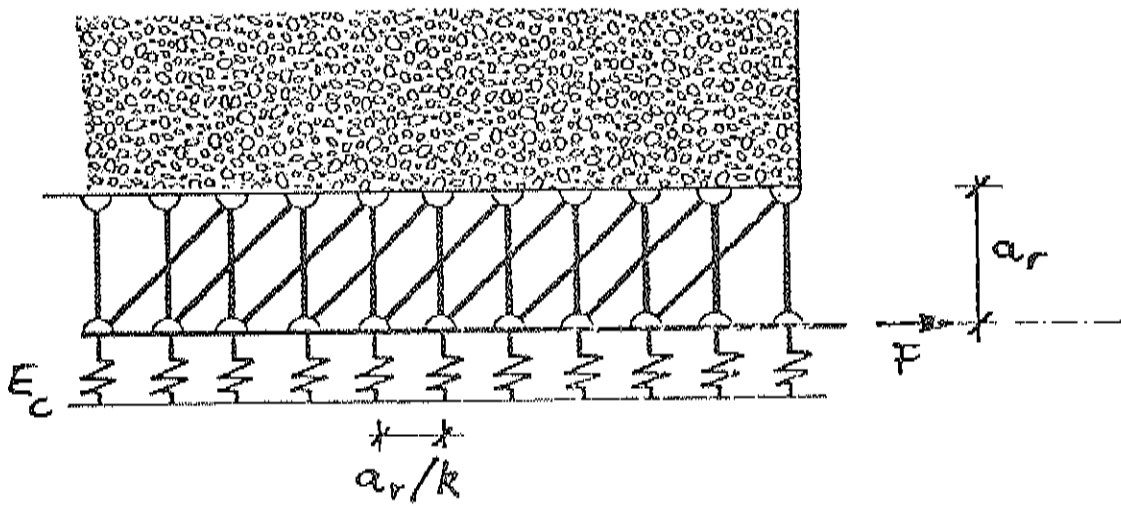


Fig. 4 - Schematizzazione di un incollaggio acciaio - calcestruzzo mediante traliccio iperstatico /5/.

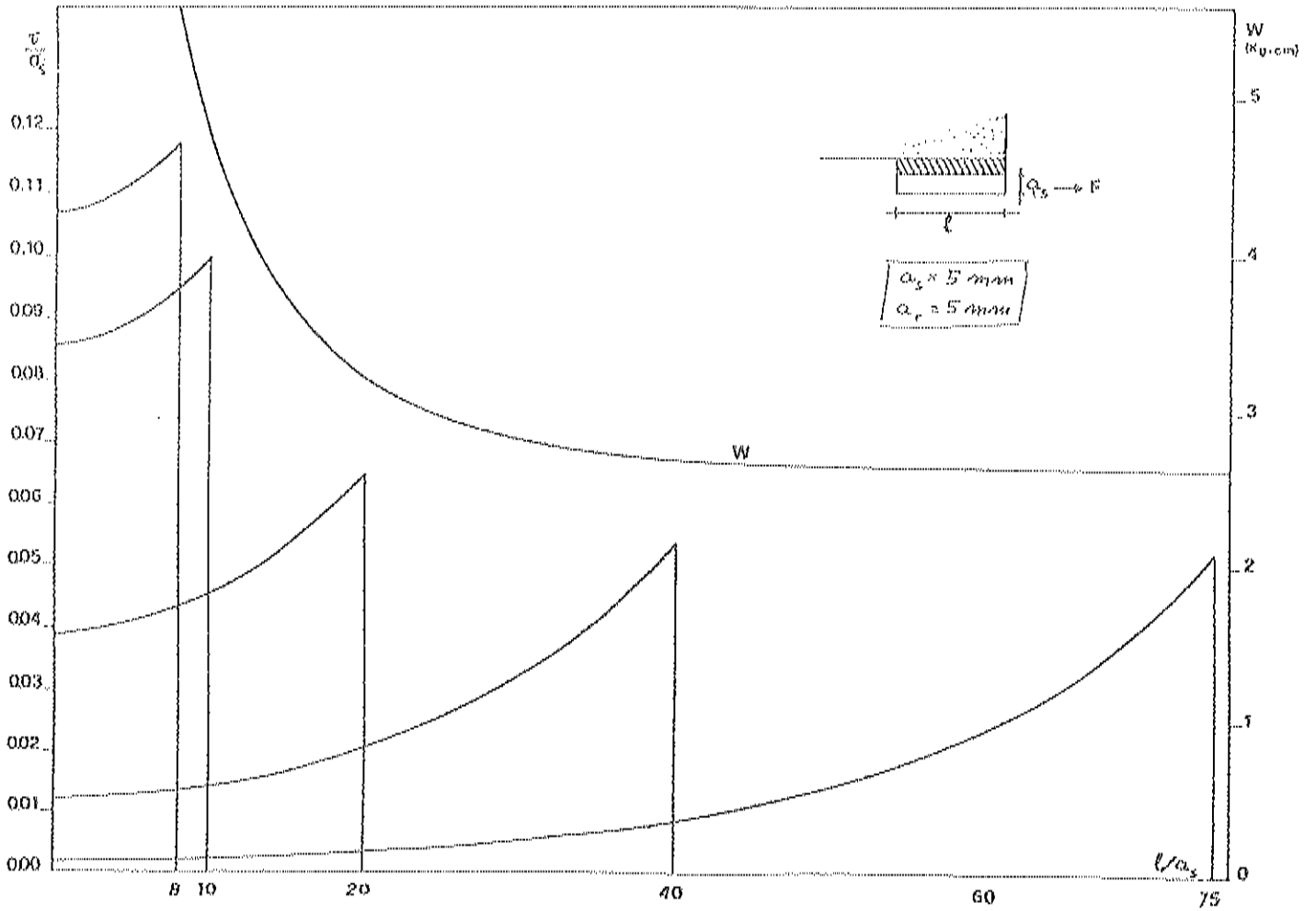


Figura 5. Distribuzione delle  $\tau$  di aderenza e del lavoro di deformazione  $W$  in un incollaggio acciaio-calcestruzzo in funzione della lunghezza di sovrapposizione  $l_a$ .

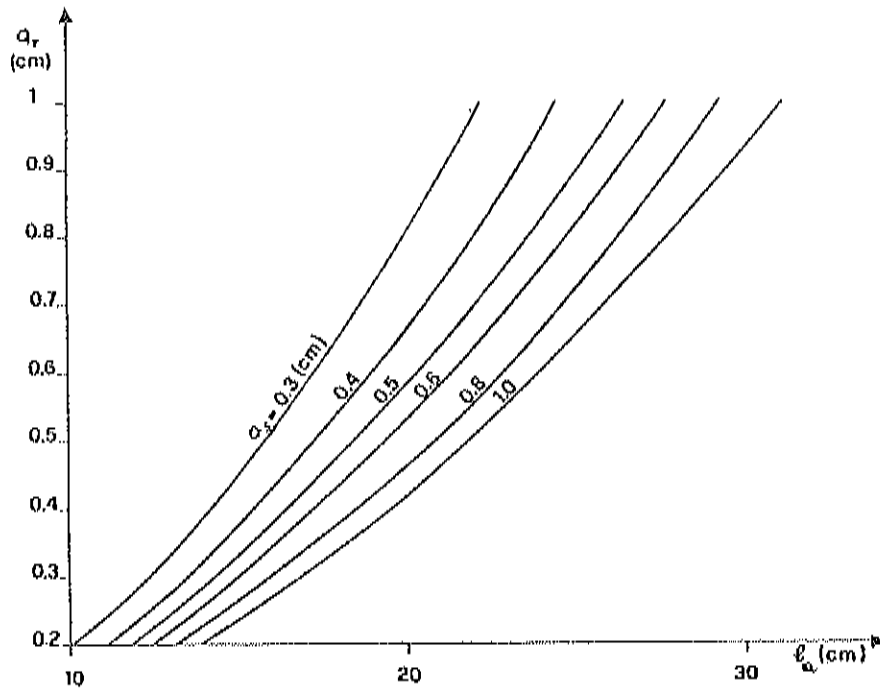


Figura 6. Lunghezza di ancoraggio  $l_a$  in un incollaggio acciaio-calcestruzzo in funzione dello spessore della lamiera  $a_s$  e di quello della resina  $a_r$ .

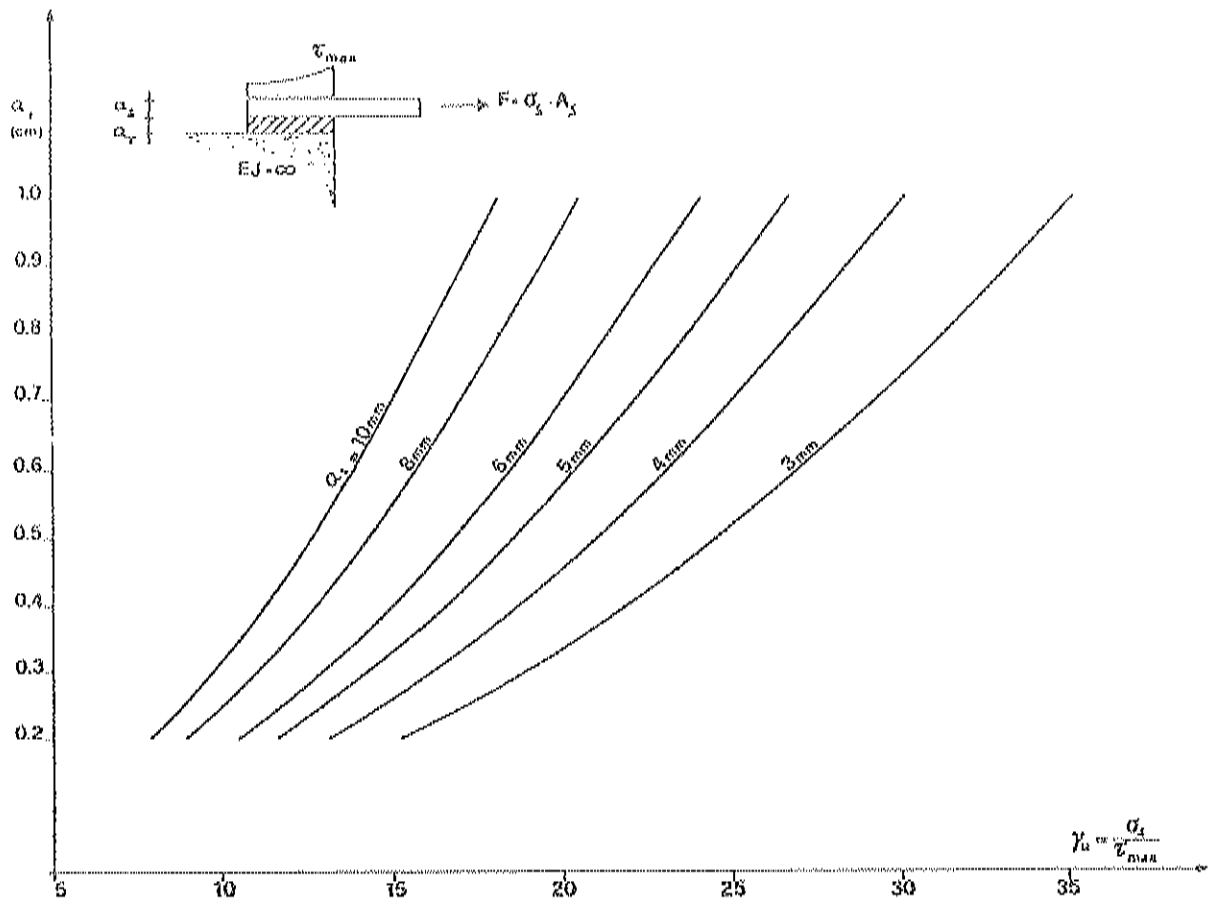


Figura 7. Coefficiente di utilizzazione  $\gamma_u$  della lamiera..

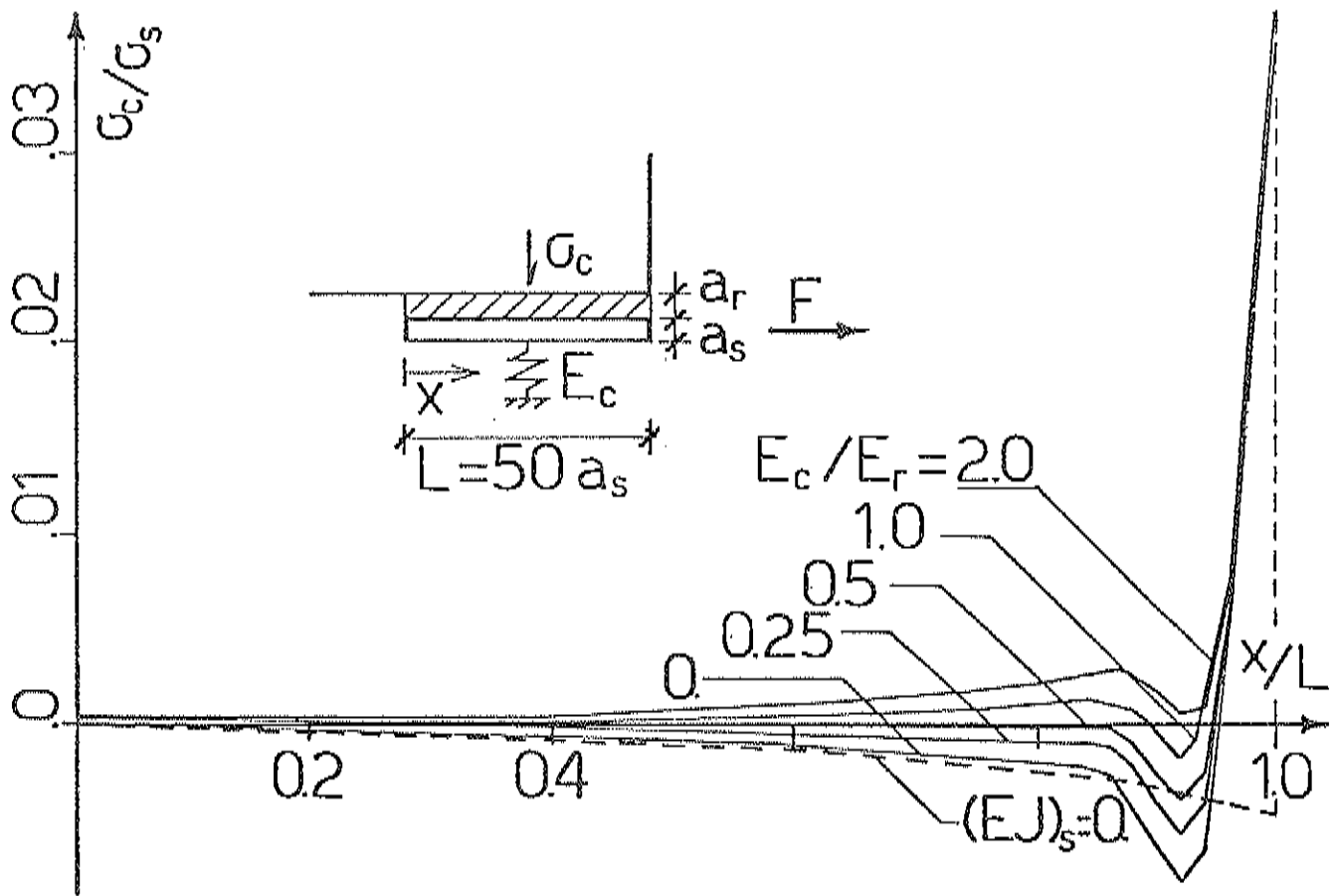
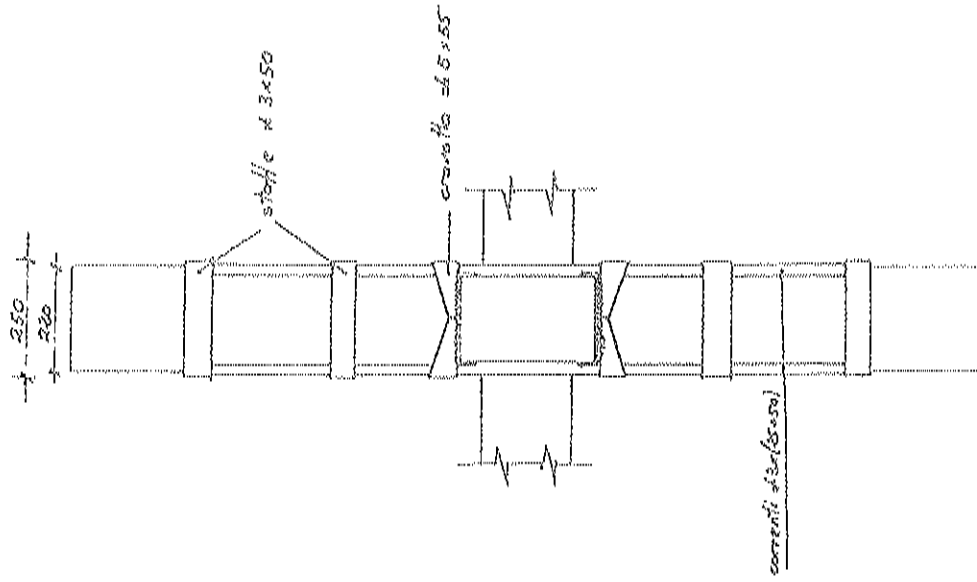


Fig. 8 - Distribuzione dello sforzo di compressione  $\sigma_c$  normale al piano dell'incollaggio dovuto alla dilatanza impedita dell'incollaggio, per diversi valori della rigidezza del contenimento passivo /6/.

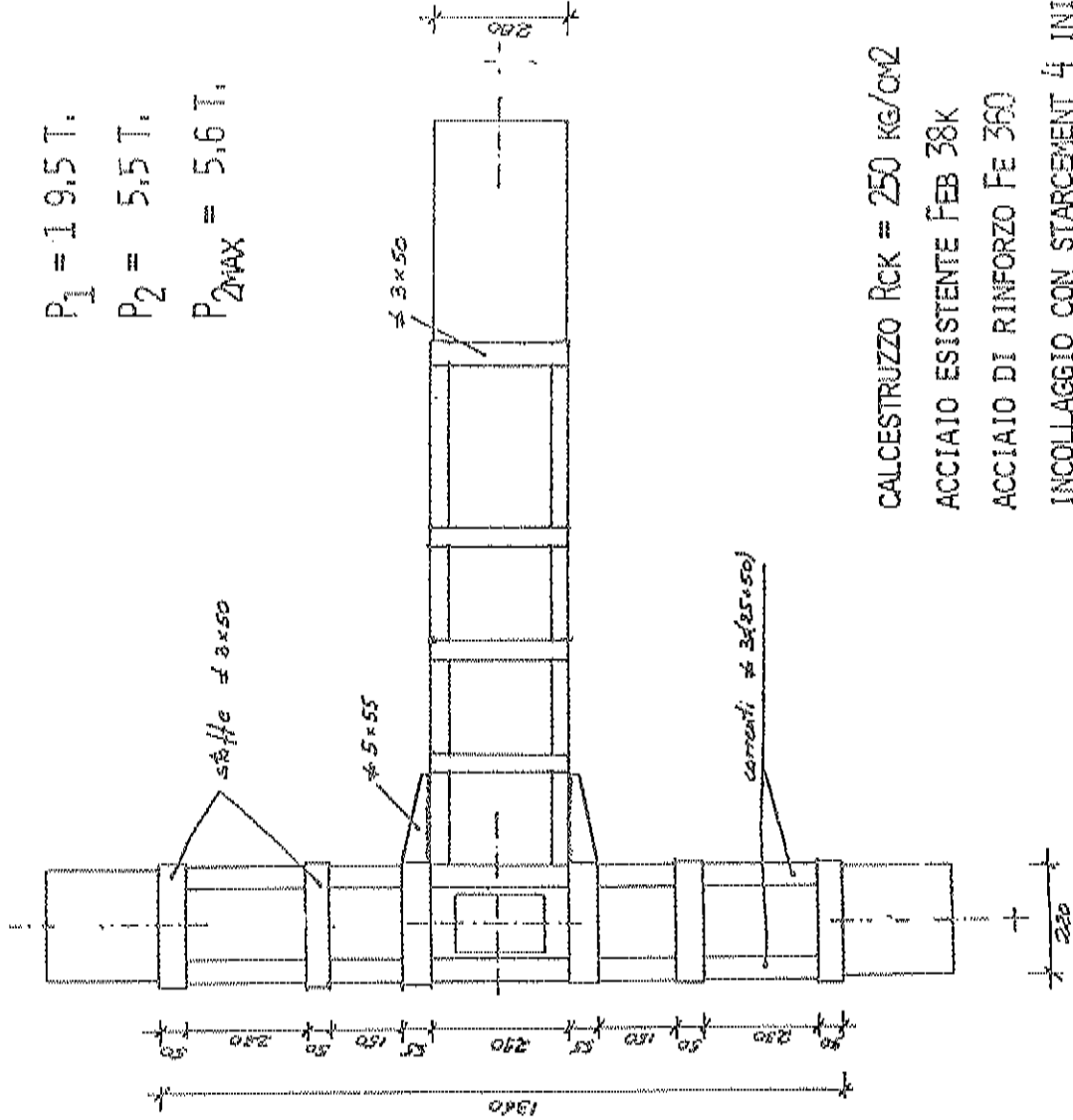
RINFORZO NODI - ELEMENTO P (ROTTURA NEL PILASTRO)



$P_1 = 19,5 T.$

$P_2 = 5,5 T.$

$P_{2MAX} = 5,6 T.$



CALCESTRUZZO  $R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$

ACCIAIO ESISTENTE FEB 38K

ACCIAIO DI RINFORZO FE 360

INCOLLAGGIO CON STARCEMENTI 4 INIETTATO

Fig. 9 - Elemento di prova rinforzato con placcaggio /9/.

ELEMENTO - P STAR

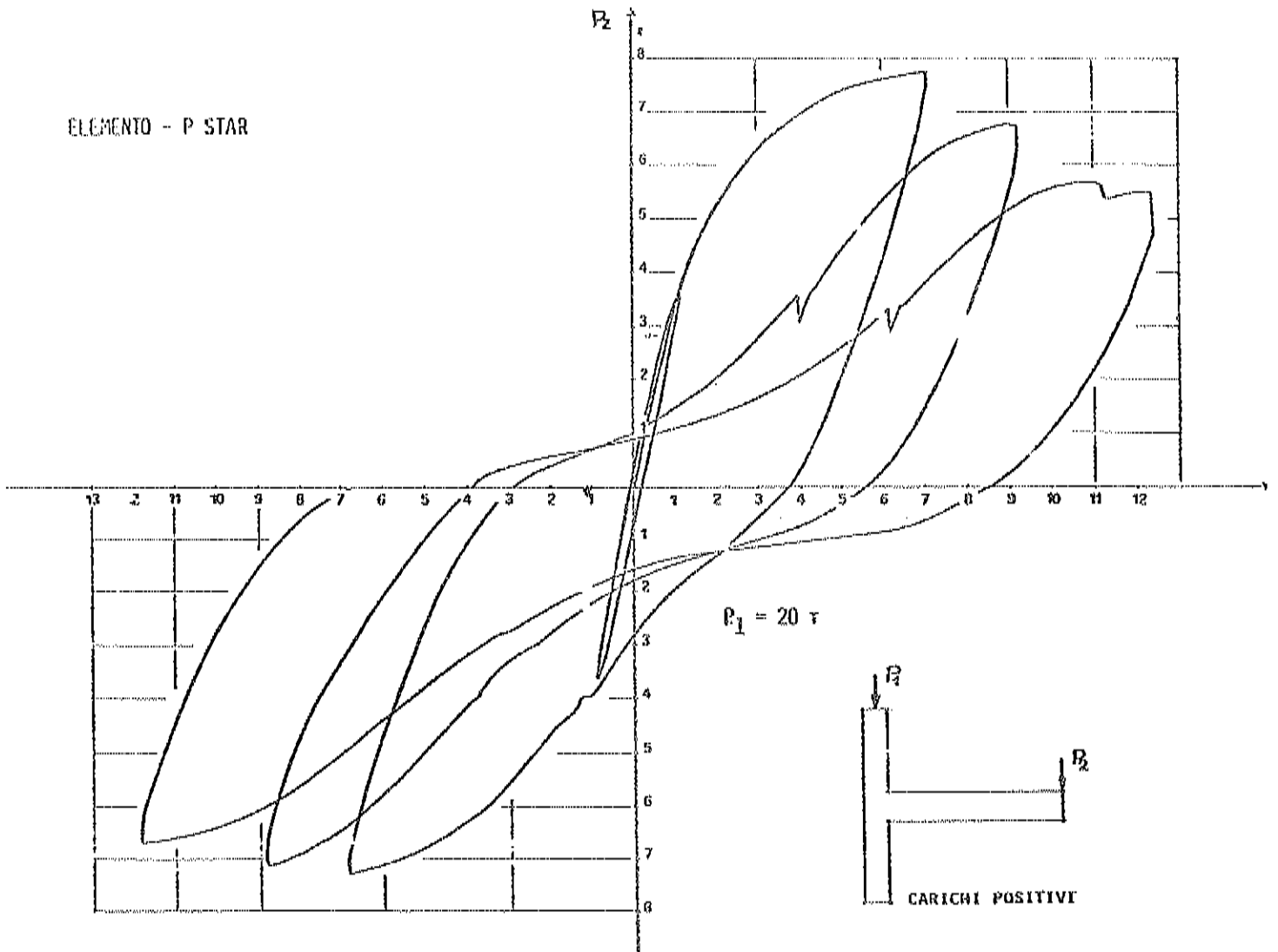


Fig. 10 - Cicli di carico  $P_2$ , spostamento dell'estremità della trave dell'elemento di fig. 9.



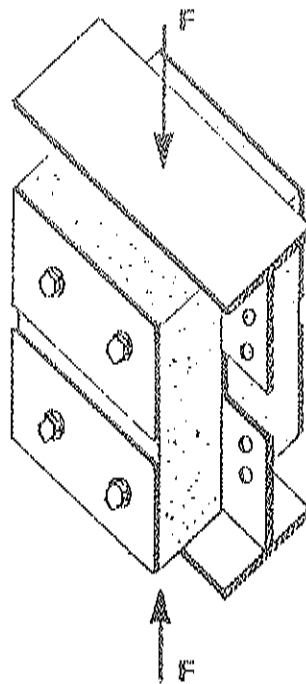


Figura 11 Elemento di prova e schema di carico per incollaggi acciaio-calce struzzo pressollecitati con bulloni A.R.

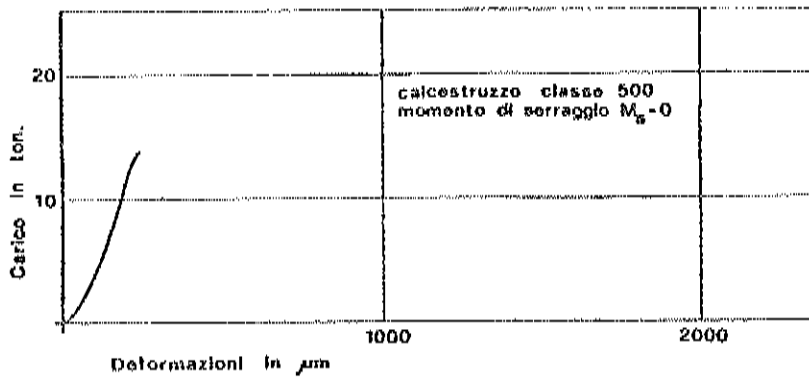


Figura 12 Diagramma forza-scorrimento della giunzione incollata non presolle citata.

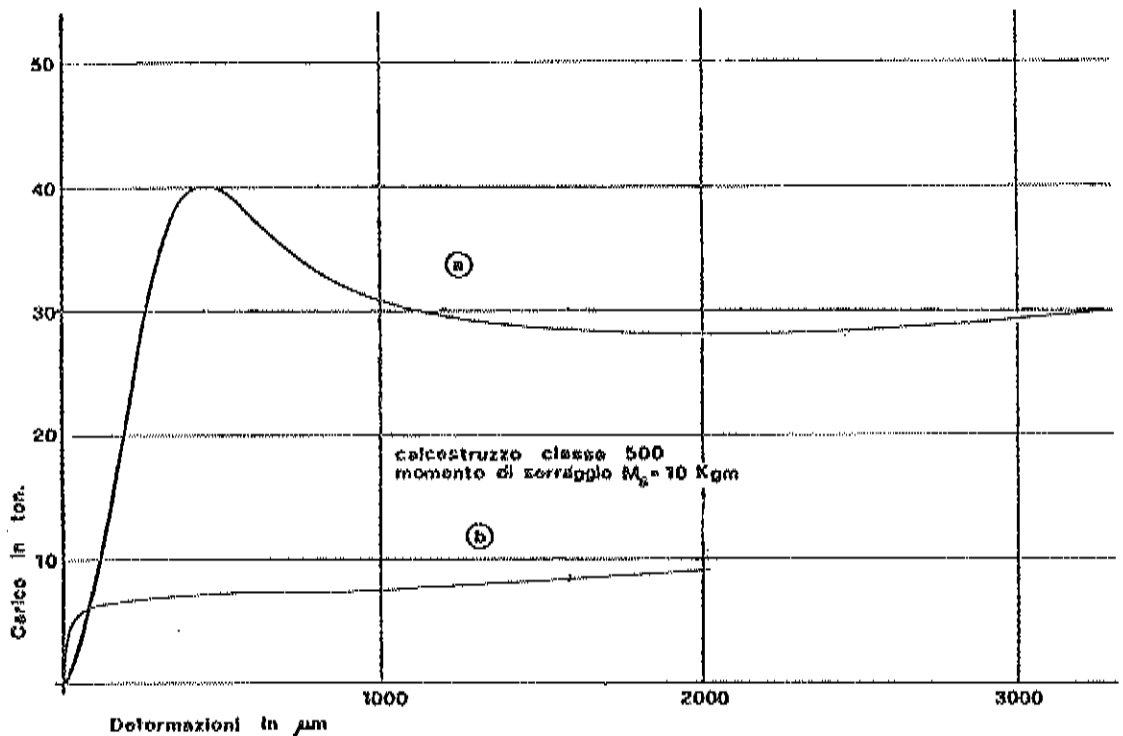


Figura 13 . Diagramma forza- scorrimento relativo a:  
a) giunzione incollata presolle citata con 4 bulloni M12 8.8.  
b) giunzione ad attrito presolle citata con 4 bulloni M12 8.8.

TABELLA I					
Resistenze medie di picco e resistenze medie residue					
Cls.	$M_s$ (kgm)	N (t)	$R_p$ (t)	$R_r$ (t)	$\mu_{app}$
500	10	8.33	42.0	30.9	1.85
500	13	10.83	44.9	32.5	1.50
300	13	10.83	36.1	27.2	1.25
250	13	10.83	34.3	22.3	1.03

$M_s$  = momento di serraggio  
 N = trazione indotta in 2 bulloni  
 $R_p$  = resistenza di picco  
 $R_r$  = resistenza residua  
 $\mu_{app}$  = coefficiente di attrit. apparente valutato su due facce di scorrimento

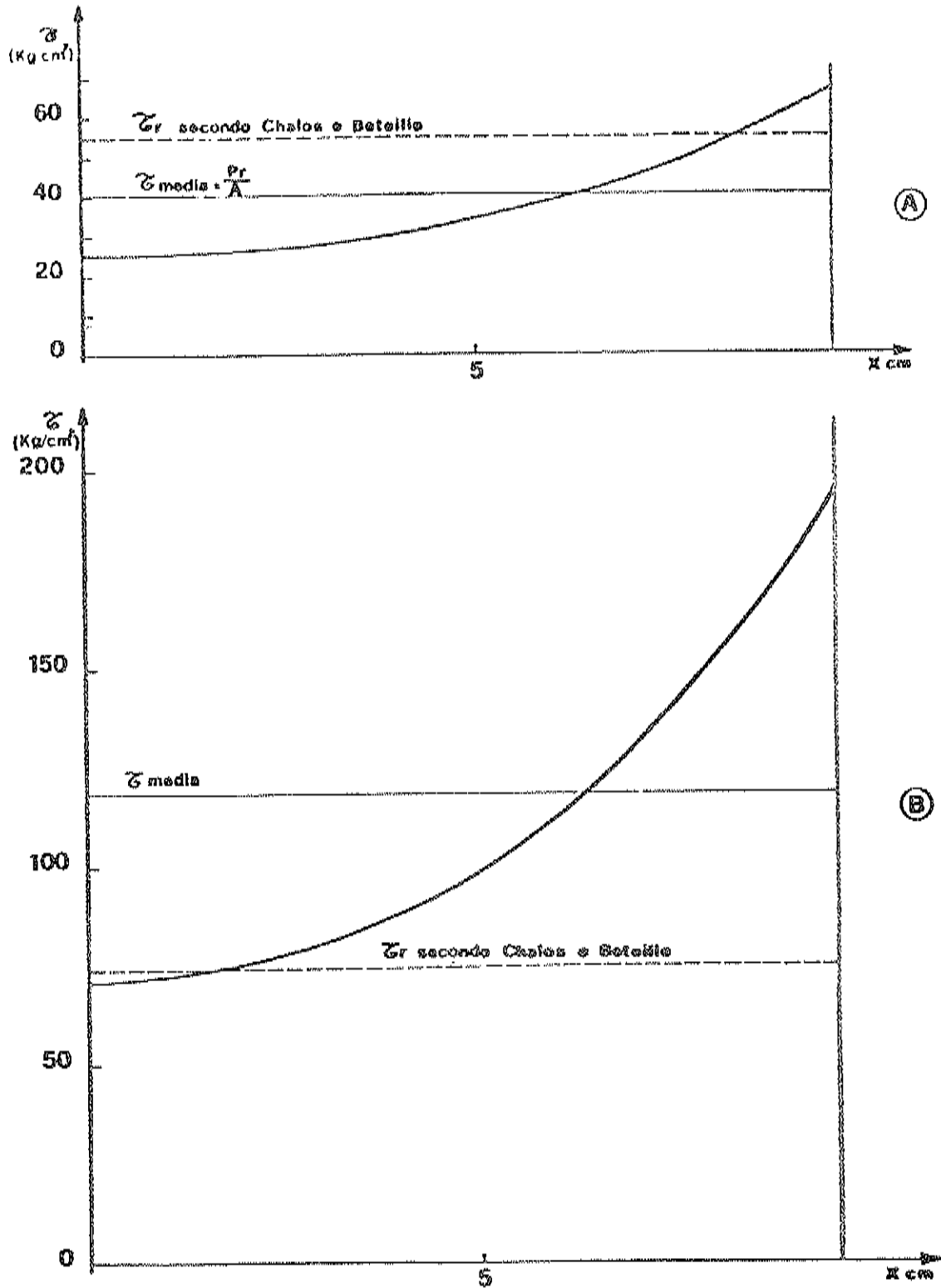


Fig. 14 - Distribuzione delle  $\zeta$  di aderenza in corrispondenza della resistenza di picco  $R_p$ .

A) In assenza di bulloni (presollecitazione nulla).

B) Con bulloni A.R., momento di serraggio  $M_s = 10$  Kgm.

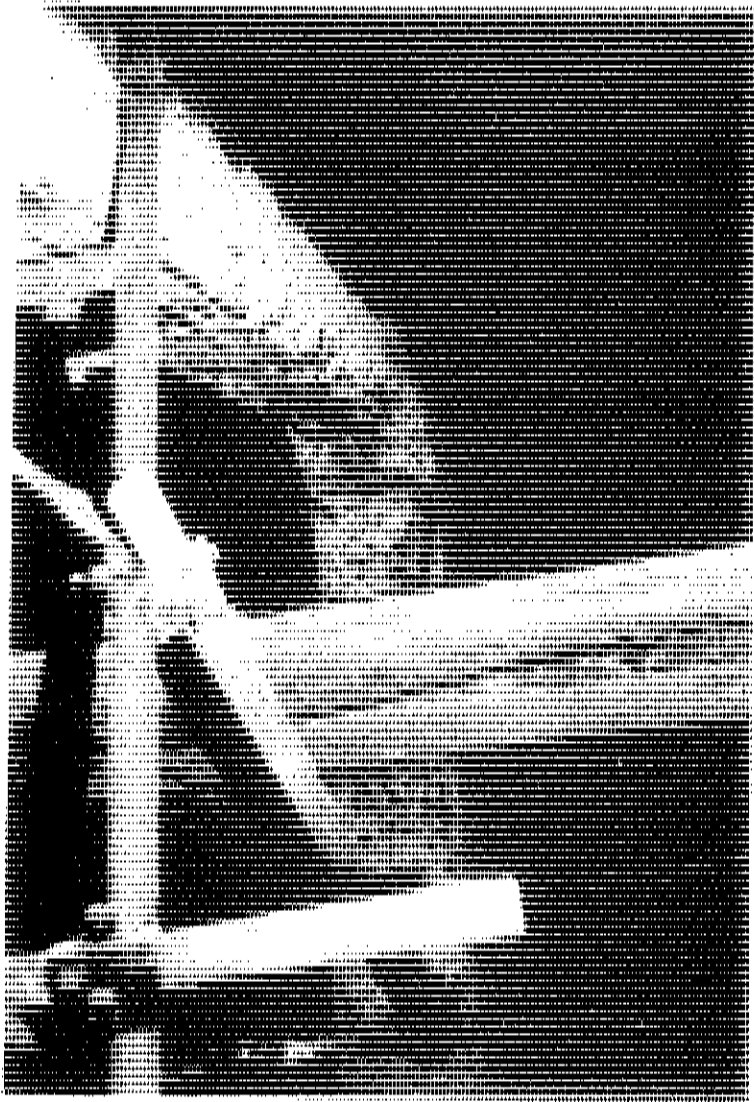


Fig. 15 - Degradazione dell'appoggio delle travi di sostegno delle tribune di un impianto sportivo (Foto STAR INTERNATIONAL s.p.a.).

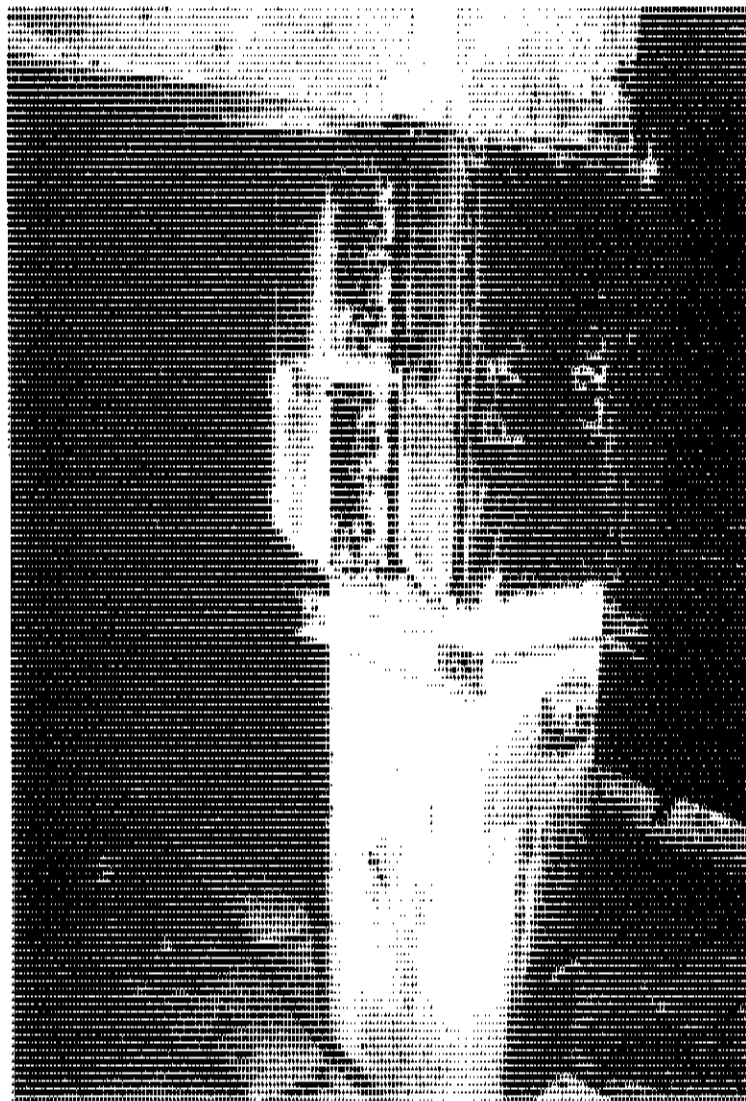


Fig. 16 - Intervento di ripristino degli appoggi di fig. 15 mediante capitelli in acciaio incollati e presollecitati con barre Dywidag passanti (foto STAR INTERNATIONAL s.p.a.).



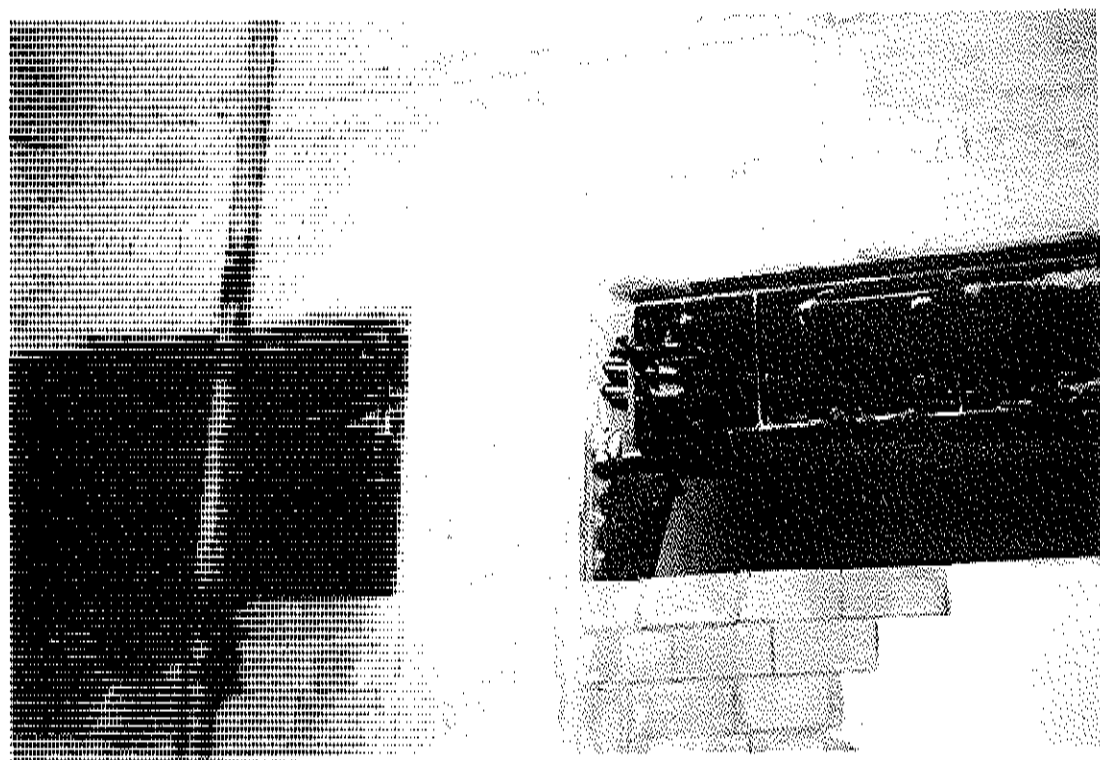


Fig. 18 - Mensole di appoggio di travi metalliche precomprese di sostegno a travi in c.a., incollate ai pilastri e presollecitate con bullo ni A.R.



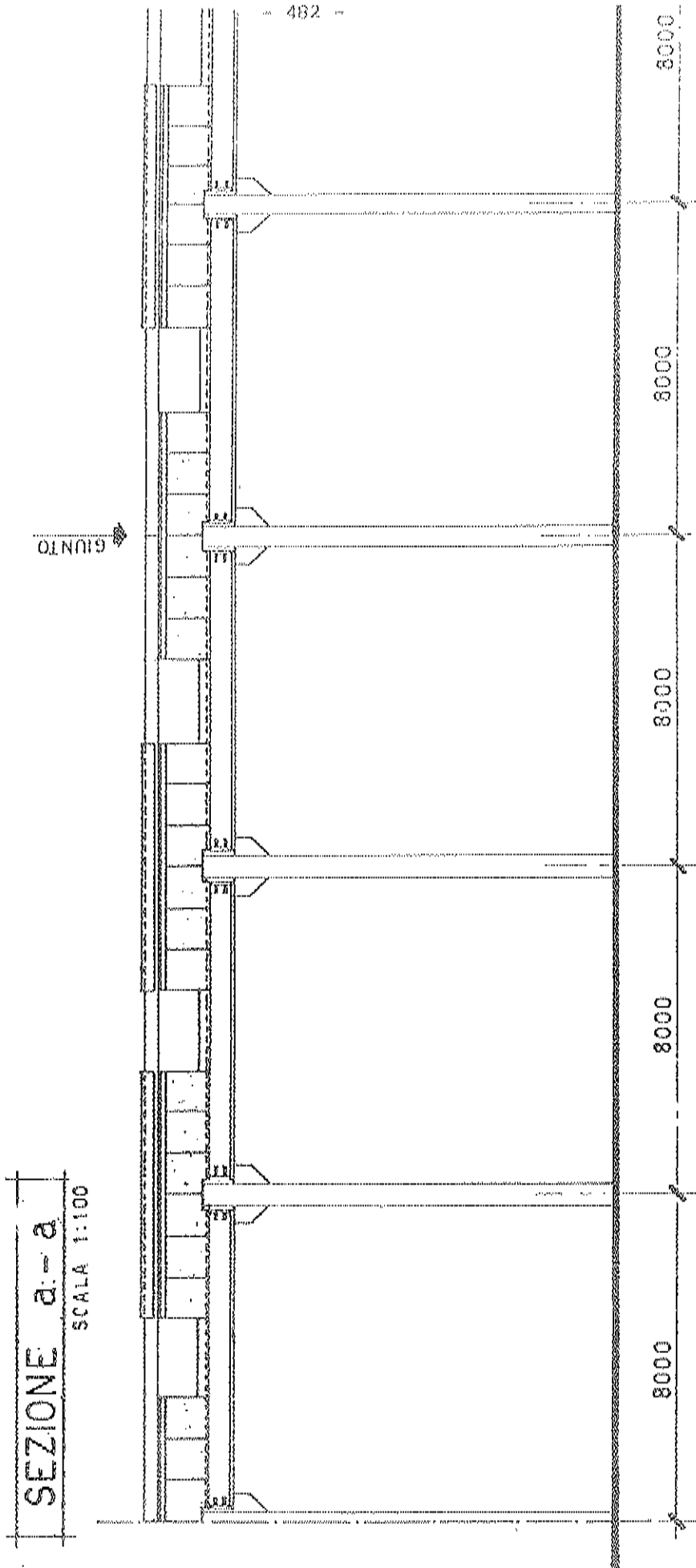


Fig. 19 - Solidificazione di una via di corsa in c.a. per fondèria a tra-  
 va in acciaio preesistenti mediante guance metalliche incollate  
 al calcestruzzo e saldate alla trave sottostante.

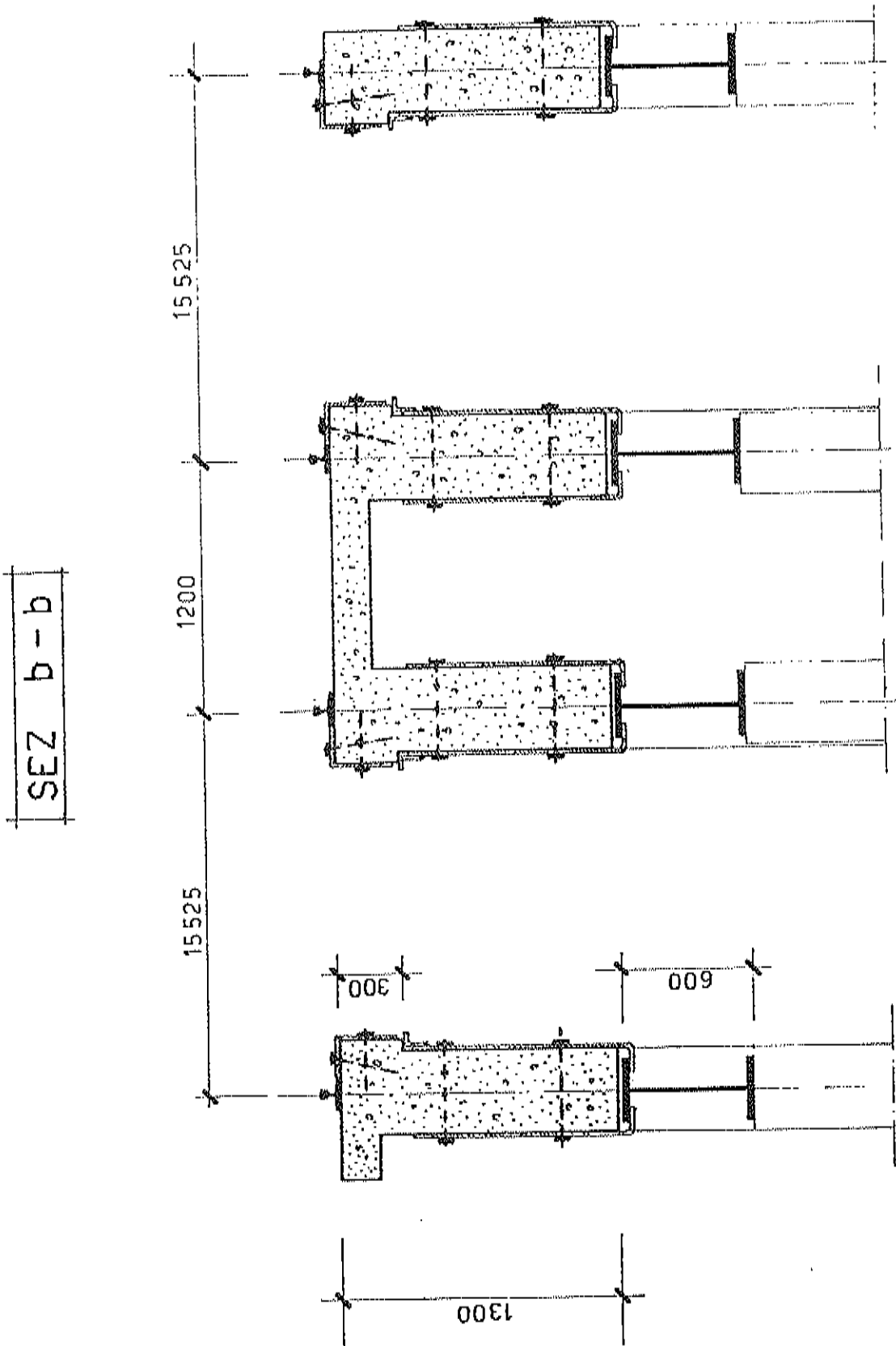


Fig. 20 - Sezioni delle vie di corsa di cui alla fig. 20.



STAMPATO DALLA MULTIADDRESS  
VIA MAFFIO MAFFI, 13-13/A - 00157 ROMA

