

TEMA B) STRUTTURE MARITTIME

B1) STUDI E RICERCHE

Presidente di sessione: Mario CAIRONI

Relazione generale: Piero POZZATI

M E M O R I E

TITOLO :

NUOVI TIPI DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI IN
PRESENZA D'ACQUA.

LE PARTICOLARI CARATTERISTICHE DELL'IDROCAL[®]

AUTORI :

DOTT.ING. IVANOE BALATRONI

DOTT.ING. VITTORIO VOLTA

NUOVI TIPI DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI
IN PRESENZA D'ACQUA.

LE PARTICOLARI CARATTERISTICHE DELL'IDROCAL[®]

IVANOE BALATRONI

VITTORIO VOLTA

SOMMARIO. La presente memoria ha lo scopo precipuo di segnalare uno speciale tipo di calcestruzzo, detto IDROCAL[®], già impiegato all'estero.

Per tale calcestruzzo, la cui caratteristica peculiare è quella di non subire alterazioni effettuando getti in acqua, la "CALCESTRUZZI SPA" dà notizia di una serie di prove, in programma presso laboratori universitari italiani ed esteri, miranti a dimostrare i particolari pregi dell'IDROCAL[®] per la realizzazione di opere marittime; delle risultanze di tali prove la "CALCESTRUZZI SPA" intende dare tempestiva comunicazione sulla stampa tecnica specializzata.

SUMMARY. This report presents a special type of concrete, named IDROCAL[®], already used in other countries. The main characteristic of IDROCAL[®] is not to lose its properties when cast under water.

For this type of concrete, "CALCESTRUZZI SPA" presents a series of tests already scheduled in university laboratories in Italy and abroad; the purpose of these tests is to point out the value of IDROCAL[®] for marine construction. "CALCESTRUZZI SPA" will have the results published in specialized technical magazines.

1. Nuovi tipi di calcestruzzo per opere marittime messi a punto dalla CALCESTRUZZI SPA.

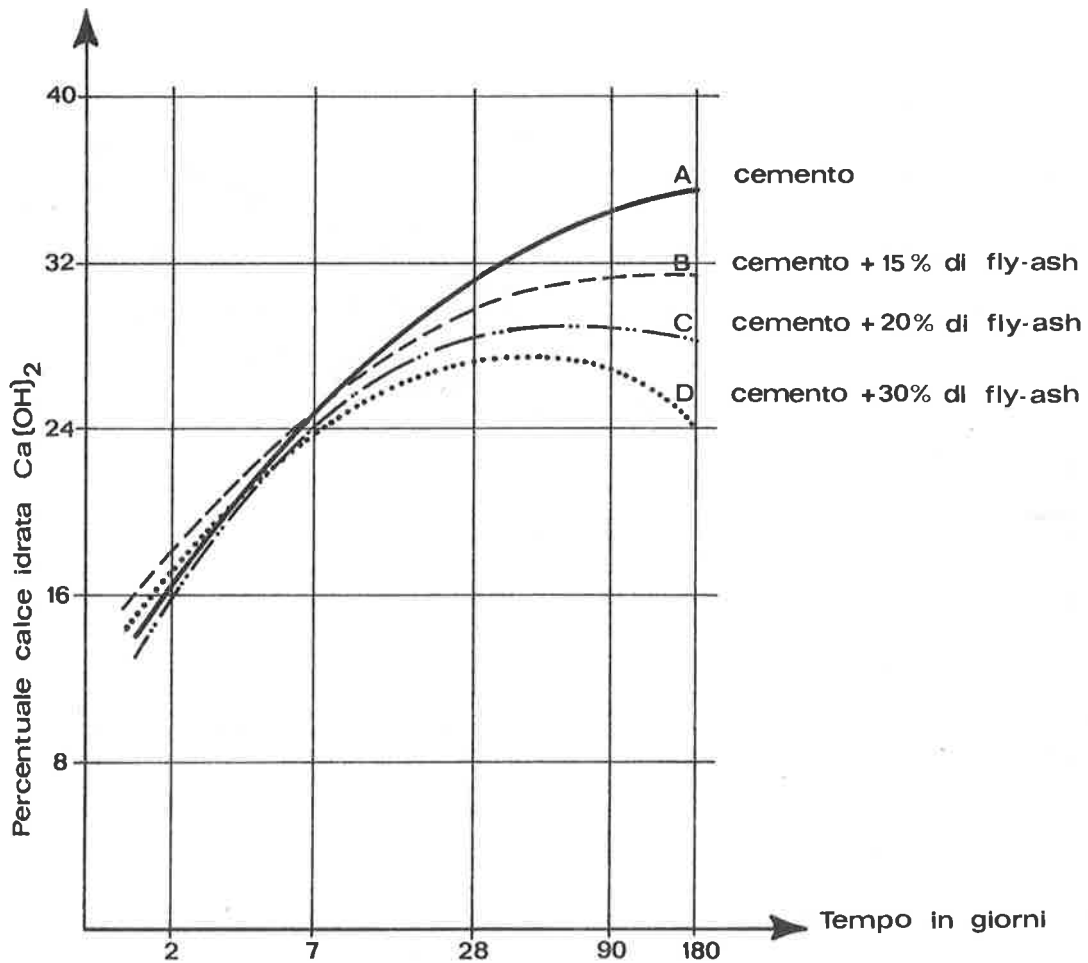
Il considerevole sviluppo delle costruzioni marittime nel secolo ventesimo si è notevolmente intensificato in questi ultimi anni; basta pensare ai lavori per la creazione di nuove difese dal mare e soprattutto alle grandi opere offshore per la realizzazione delle piattaforme petrolifere nel Mare del nord. In particolare l'Italia, con la sua configurazione protesa, per la maggior parte del suo territorio, nel Mediterraneo, e con i suoi gravi problemi di subsidenza (Venezia e Ravenna) sta richiedendo ai tecnici e alle imprese un impegno notevole per risolvere e portare a realizzazione opere marittime di vario genere e di rilevante importanza.

La "CALCESTRUZZI SPA", vivamente interessata all'evoluzione del mercato del calcestruzzo, essendo ovviamente il calcestruzzo armato il materiale principe per la realizzazione delle opere marittime, ancor prima degli anni '80 ha dedicato particolare attenzione allo studio e al confezionamento di nuovi tipi di calcestruzzo aventi caratteristiche idonee a realizzare getti in acque marine, e pertanto molto più resistenti ai vari processi aggressivi di tipo chimico e meccanico, esercitati dall'azione del mare.

A questo proposito si ricorda che viene da vari mesi prodotto, con ottimo gradimento degli utilizzatori, un tipo di calcestruzzo detto FLYCAL[®], la cui principale caratteristica (dovuta essenzialmente all'impiego di fly-ash, residuo solido della combustione del carbone sotto forma di polvere finissima) consiste nel fatto di realizzare un calcestruzzo con cemento Portland, compatto e avente ottima lavorabilità con basso rapporto acqua/cemento; inoltre, per tale calcestruzzo, non è necessario l'impiego di particolari tipi di cemento (pozzolanici o d'alto forno), poichè la presenza del fly-ash contribuisce a dare ai getti caratteristiche sia meccaniche, sia chimiche uguali o superiori a quelle che si hanno per i prodotti tradizionali.

L'impasto FLYCAL[®], come si è detto, presenta, per effetto della sua composizione, un comportamento tipicamente "pozzolanico" e risulta, pertanto,

adatto per la realizzazione di opere in ambienti aggressivi come quello marino. Significativo risulta il suo comportamento nel tempo valutando la percentuale di calce idrata che si forma con diversi tipi di impasti, come si può osservare nella figura 1, ricavata dall'opera di A. Jarrige "Les cendres volantes" - Eyroles, 1971, [si ricorda che la presenza di Ca(OH)_2 è fortemente connessa con l'aggregabilità del calcestruzzo] .

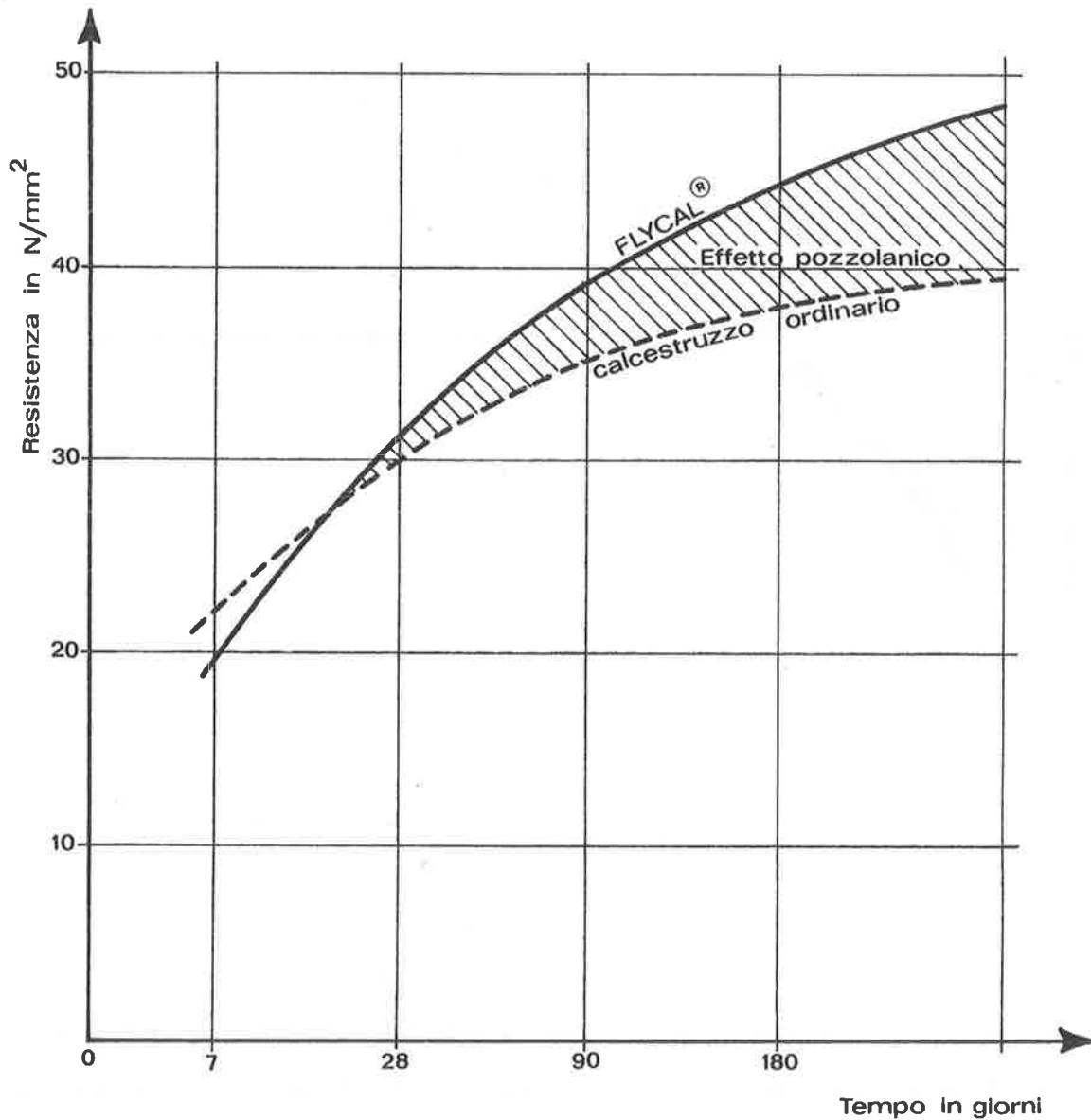


-Fig. 1-

Presenta notevole interesse anche la prova effettuata dall'Istituto chimico della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna per la determinazione dell'effetto del fly-ash sulla resistenza ai solfati secondo le norme dell'American Society for Testing and Materials (ASTM C 452 - Determinazione dell'espansione potenziale della malta di cemento Portland esposta ai solfa-

ti); i risultati della prova, che consiste nel determinare l'espansione di travetti in malta confezionati con miscele differenti, sono stati riportati nell'allegato in calce alla presente relazione.

Nella figura 2 riportiamo invece i risultati delle prove effettuate presso i laboratori della "CALCESTRUZZI SPA" relative alla determinazione della resistenza alla compressione del FLYCAL[®] alle diverse stagionature, confrontata con quella di un calcestruzzo ordinario.



- Fig. 2 -

Il FLYCAL[®] presenta, quindi, sia allo stato fresco che in quello indurito, favorevoli proprietà rispetto a un conglomerato cementizio tradizionale realizzato con cemento di tipo Portland. Inoltre allo stato "fresco" presenta:

- una quantità di acqua d'impasto circa eguale;
- una consistenza quasi eguale, ma, come è stato già accennato, una maggiore coesione e lavorabilità;
- una massa volumica inferiore del 3%;
- una quantità d'acqua essudata, determinata secondo UNI 7122-72, inferiore (5% circa);
- una composizione granulometrica più ricca in parti fini e quindi sicuramente rispondente alla norma UNI 7163-78 (Calcestruzzi preconfezionati - Par. 5.3.6. - Dosaggio delle parti fini);
- una temperatura della massa del calcestruzzo inferiore (5 + 10%).

Analogamente, per quanto riguarda le proprietà del FLYCAL[®] allo stato indurito, possono essere fatte le seguenti annotazioni:

- modulo elastico secante a compressione, determinato secondo UNI 6556, superiore di quasi il 20% a 360 gg.;
- limitatissima permeabilità (sottoponendo i provini ad una pressione di 20 atm per 12 gg., non si è avuto alcun passaggio di acqua);
- apprezzabile riduzione dei valori del ritiro a diverse stagionature (valutati secondo la UNI 6555 e mai inferiori al 4 + 5%);
- analoghi risultati nella misura del fluage, pur variando le condizioni di carico e le stagionature.

2. Un calcestruzzo particolare, nuovo per l'Italia: l'IDROCAL[®]

La "CALCESTRUZZI SPA" si è preoccupata anche di effettuare un'ampia indagine sui ritrovati introdotti all'estero, sempre in tema di calcestruzzi particolarmente idonei all'impiego nelle costruzioni marittime; ha potuto quindi conoscere le caratteristiche di particolare pregio presentate da un calcestruzzo di tipo colloidale avente la peculiare qualità di subire dilavamento e disgregazione trascurabili allorchè viene immesso in acqua (si veda in proposito la semplice prova indicata nelle foto allegate mettendo a confronto il conglomerato IDROCAL[®] con quello ordinario).

Ciò significa che con tale calcestruzzo è possibile realizzare getti subacquei per semplice azione della gravità, evitando tutte quelle complesse operazioni che la tradizionale tecnologia richiede per questi tipi di lavori.

Risultano quindi evidenti i notevoli vantaggi, per quanto riguarda tempo e costi, connessi con l'impiego di un siffatto calcestruzzo; vantaggi che non saranno certo inferiori anche nel caso dei molteplici interventi speciali, relativi a lavori di ripristino e di ristrutturazione strutturale. Inoltre, può essere opportuno ricordare in particolare che la composizione dell'IDROCAL[®] può variare in relazione ai diversi specifici gradi di consistenza (prescindendo dalla dimensione dell'aggregato impiegato), e che il contributo di resistenza all'erosione permane pressochè inalterato senza limitazioni o restrizioni nel tipo o dimensione dell'aggregato, dalla malta al calcestruzzo con dimensioni massime dell'aggregato di mm.63 (*) . Analogamente, i contenuti del cemento vengono calcolati in base ai requisiti di resistenza ed al grado di abrasione idraulica previsti.

Altre caratteristiche dell'IDROCAL[®] sono in sintesi le seguenti:

- con l'IDROCAL[®] si potranno realizzare strutture compatte impermeabili co-

(*) Si rimanda in proposito alla UNI 7466 "Aggregati per la confezione dei calcestruzzi" - parte 5^ "Analisi granulometrica" (in preparazione).

me pure strutture porose attraverso le quali l'acqua possa fluire come attraverso una struttura a nido d'ape;

- impiegando l'IDROCAL[®] è possibile ottenere resistenze paragonabili a quelle di calcestruzzi ordinari, progettando opportunamente le miscele e in relazione ai vari parametri in gioco (dosaggio di inerti, rapporto acqua/cemento, eventuali additivi);

- il getto del calcestruzzo IDROCAL[®] in opera non richiede particolari accorgimenti: l'impasto di tipo compatto può essere pompato con i normali impianti per calcestruzzo.

In questi ultimi mesi la "CALCESTRUZZI SPA" ha effettuato nei propri laboratori numerose prove e controlli atti a perseguire i migliori risultati e a confermare le qualità precedentemente citate. D'altro canto la "CALCESTRUZZI SPA", pur intendendo portare sul mercato italiano l'IDROCAL[®] nel più breve tempo possibile, intende sgomberare il campo da tutti i possibili dubbi sulle varie caratteristiche necessarie per poter definire un buon calcestruzzo adatto ad opere marittime.

Pertanto, in collaborazione con la Società belga Interbeton S.A., è stato recentemente deciso di fare effettuare in parallelo presso i competenti laboratori della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna e della Facoltà di Architettura dell'Università di Roma, nonché presso il laboratorio Magnel dell'Università di Gand, un'ampia rosa di prove miranti ad accertare, in funzione della composizione dei conglomerati (sia compatti, sia porosi): assorbimento d'acqua, permeabilità, resistenza per vari tempi di maturazione, valori del modulo di elasticità, ritiro, corrosione, aderenza acciaio (beam-test). Verranno effettuate anche esperienze per controllare l'influenza della vibrazione dei getti, essendo la natura del conglomerato non indifferente a tale operazione.

Infine, relativamente al fondamentale problema della resistenza offerta dall'IDROCAL[®] armato dopo la permanenza in ambiente marino, la "CALCESTRUZZI SPA" intende fare effettuare anche una serie di prove su travetti (impiegando conglomerato tanto IDROCAL[®], quanto ordinario) esposti all'azione periodica

del mare e dotati di caratteristiche diversamente graduate (tensione dell'acciaio e del calcestruzzo, ricoprimento delle barre, armatura ad aderenza migliorata o no); per tali esperienze sono in corso accordi con il laboratorio dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni dell'Università di Bologna.

Sugli esiti di tutte le suddette prove la "CALCESTRUZZI SPA" intende dar notizia attraverso la stampa tecnica.

ALLEGATO

Tempo	Espansione μ/m			
	N. 1	N. 2	N. 3	N. 4
7 gg.	- 93,75 - 93,75 -106,25 - 98 media	+ 375 + 593 + 348 + 438 media	+ 375 + 343,7 + 412,5 + 360 media	+ 456 + 312,5 + 250 + 340 media
14 gg.	+ 62,5 +175 +110 +100 media	+ 750 + 750 + 817 + 770 media	+ 887 + 890 + 906 + 894 media	+ 825 + 762 + 688 + 758 media
28 gg.	+ 93,7 + 31,5 + 112,5 + 80 media	+ 1062 + 1187 + 1187 + 1145 media	+ 1012 + 1019 + 1050 + 1027 media	+ 1362 + 1375 + 1219 + 1200 media
100 gg.	+ 156 + 187 + 200 + 181 media	+ 6875 + 7250 + 7500 + 7200 media	+ 1044 + 1081 + 1044 + 1056 media	+ 1950 + 1937 + 1875 + 1920 media
120 gg.	0 + 31,25 + 50, + 27 media	+ 8530 + 8187 + 8156 + 8291 media	+ 875 + 925 + 1025 + 973 media	+ 1862 + 1843 + 1812 + 1849 media
150 gg.	+ 31,25 - 31,25 + 16 + 5 media	+ 8791 + 8312 + 8375 + 8490 media	+ 919 + 956 + 987 + 954 media	+ 1890 + 1875 + 1687 + 1817 media
180 gg.	+ 93,7 + 67,5 + 81 + 79 media	+ 8844 + 8344 + 8468 + 8550 media	+ 981 + 1018 + 1050 + 1016 media	+ 1971 + 1844 + 1812 + 1860 media

IL DIRETTORE
(Prof. Paolo Chiarboli)

L'AMMINISTRATORE
(Prof. Carlo Lombardini)



Bologna 16. XII. 1980

Reg. N. 290
del 30 Dic. 1979



Spett./ CALESSTRUZZI S.p.A.
Via Romolo Gessi, 20
R.A.V.E.N.N.A

Prov. N. 1072

Rif.: Richiesta del 13 maggio 1980

OGGETTO: Effetto delle ceneri volanti (PPA) sulla resistenza ai soifati secondo la norma ASTM C 452.

R I S U L T A T I

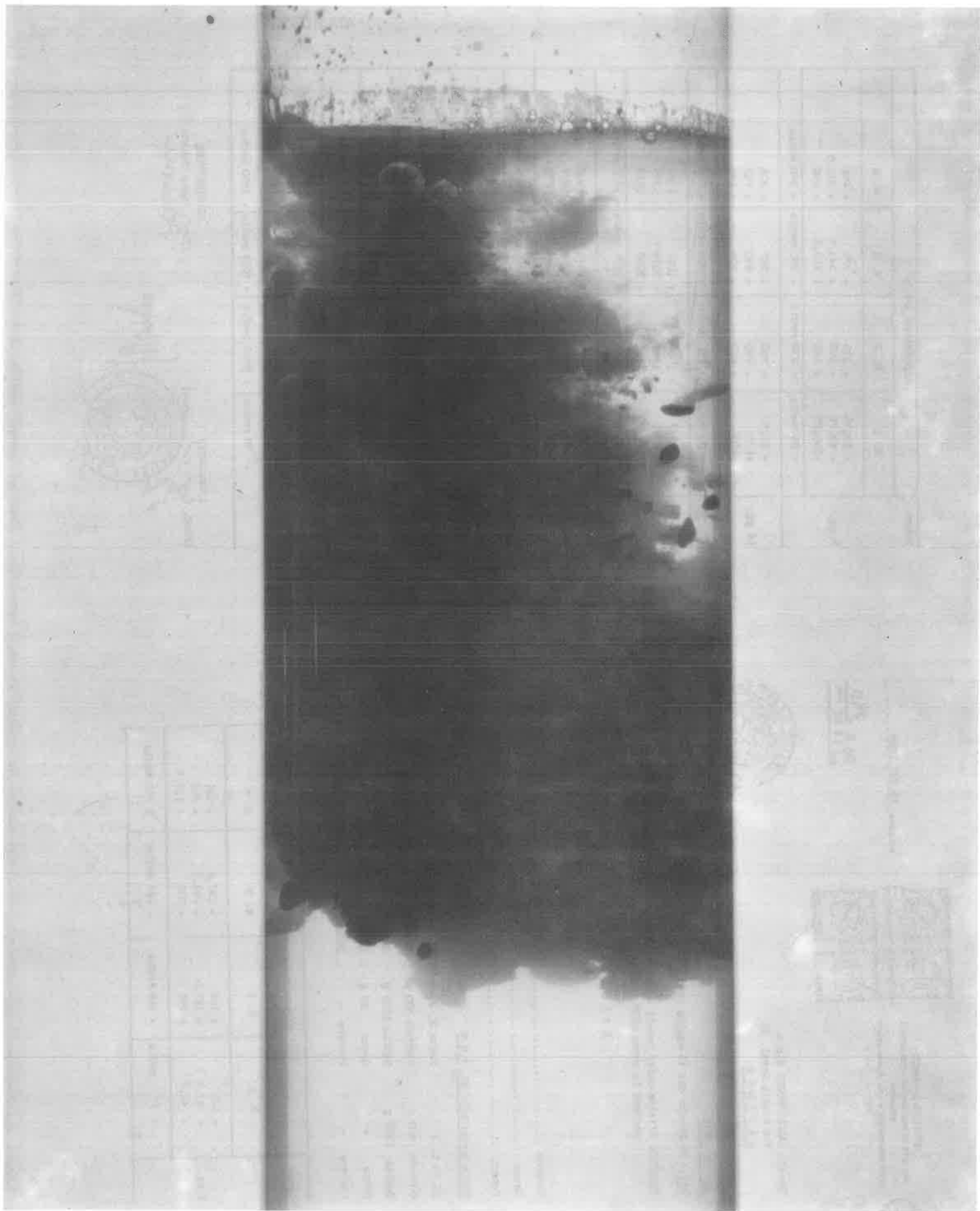
Cemento SO₃ 2,63 %
Gesso 41,94 %
Ceneri 0,49 %

Malta cemento-polvere SO₃ 2,0 %

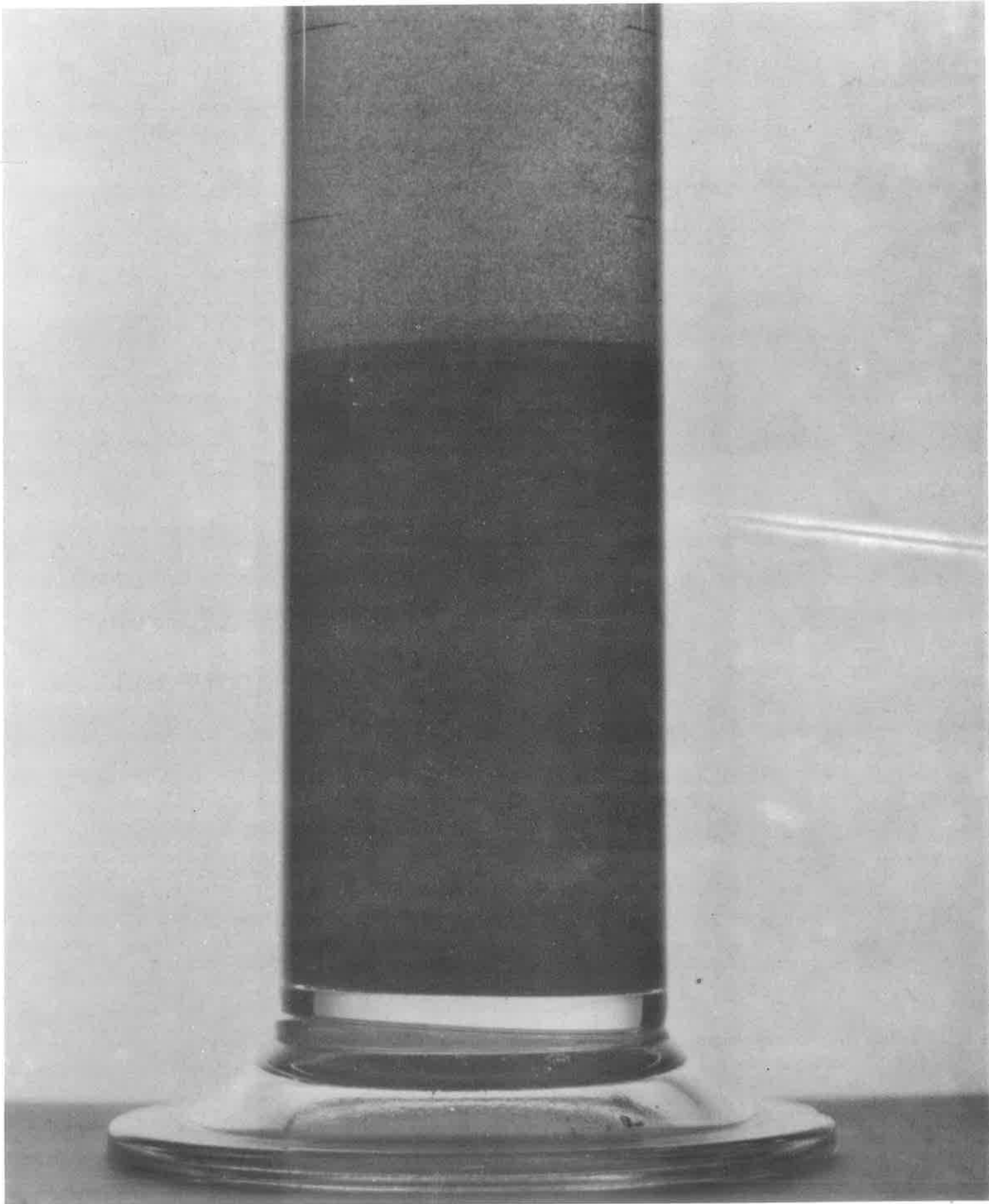
Malta N. 1	Malta N. 2	Malta N. 3	Malta N. 4
Cemento 450 g	Cemento 400 g	Cemento 402 g	Cemento 292 g
Sabbia 1350 g	Sabbia 1350 g	Sabbia 1200 g	Sabbia 1350 g
Gesso -	Gesso 50 g	Gesso 48 g	Gesso 58 g
Polvere -	Polvere -	Polvere 150 g	Polvere 100 g

Tempo	Espansione μ/m			
	N. 1	N. 2	N. 3	N. 4
3 gg.	- 175 - 62,5 - 43,7 - 77 media	+ 156 + 187,5 + 156 + 166 media	+ 137,5 + 263,7 + 300 + 246 media	+ 331 + 250 + 137,5 + 240 media

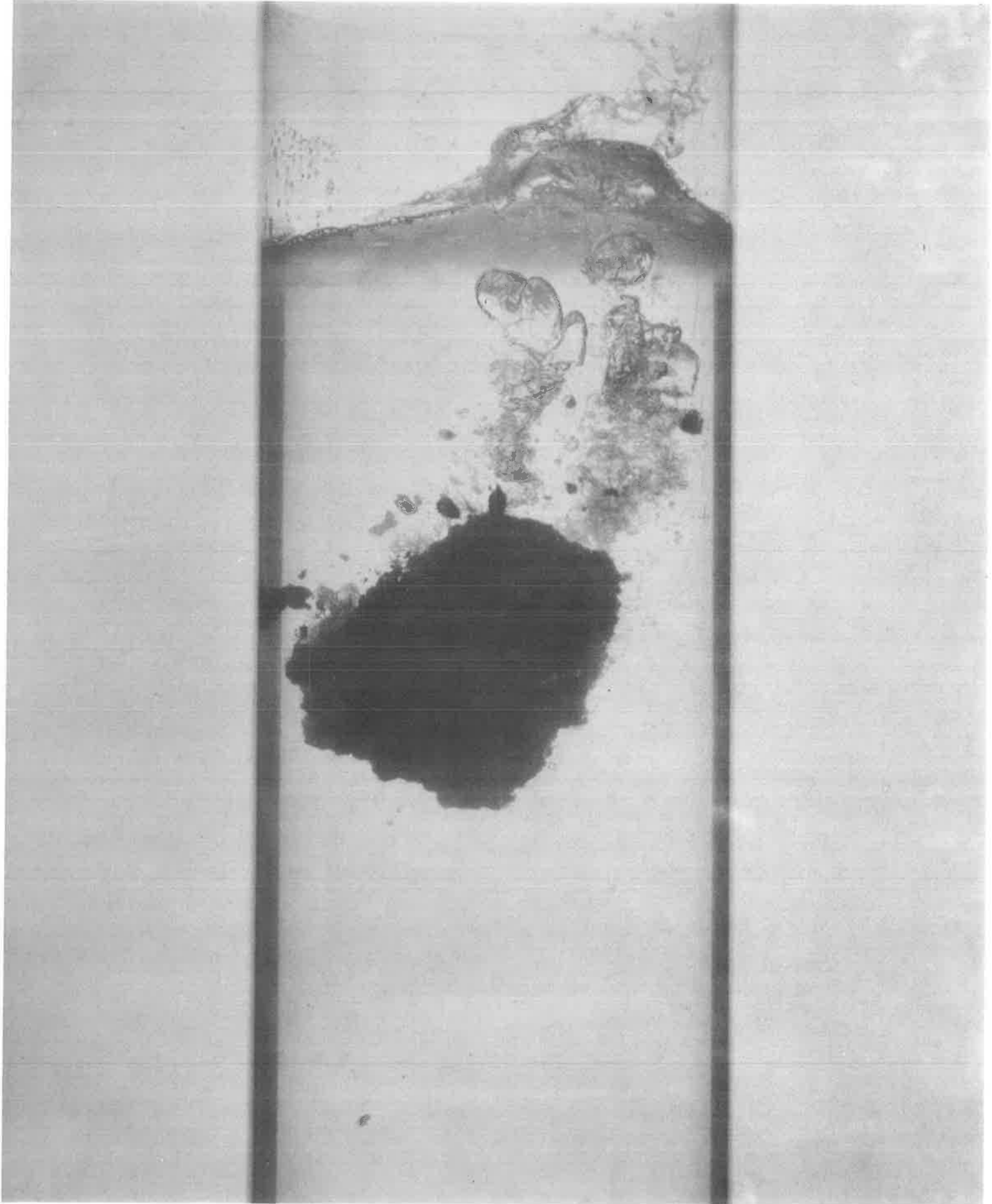




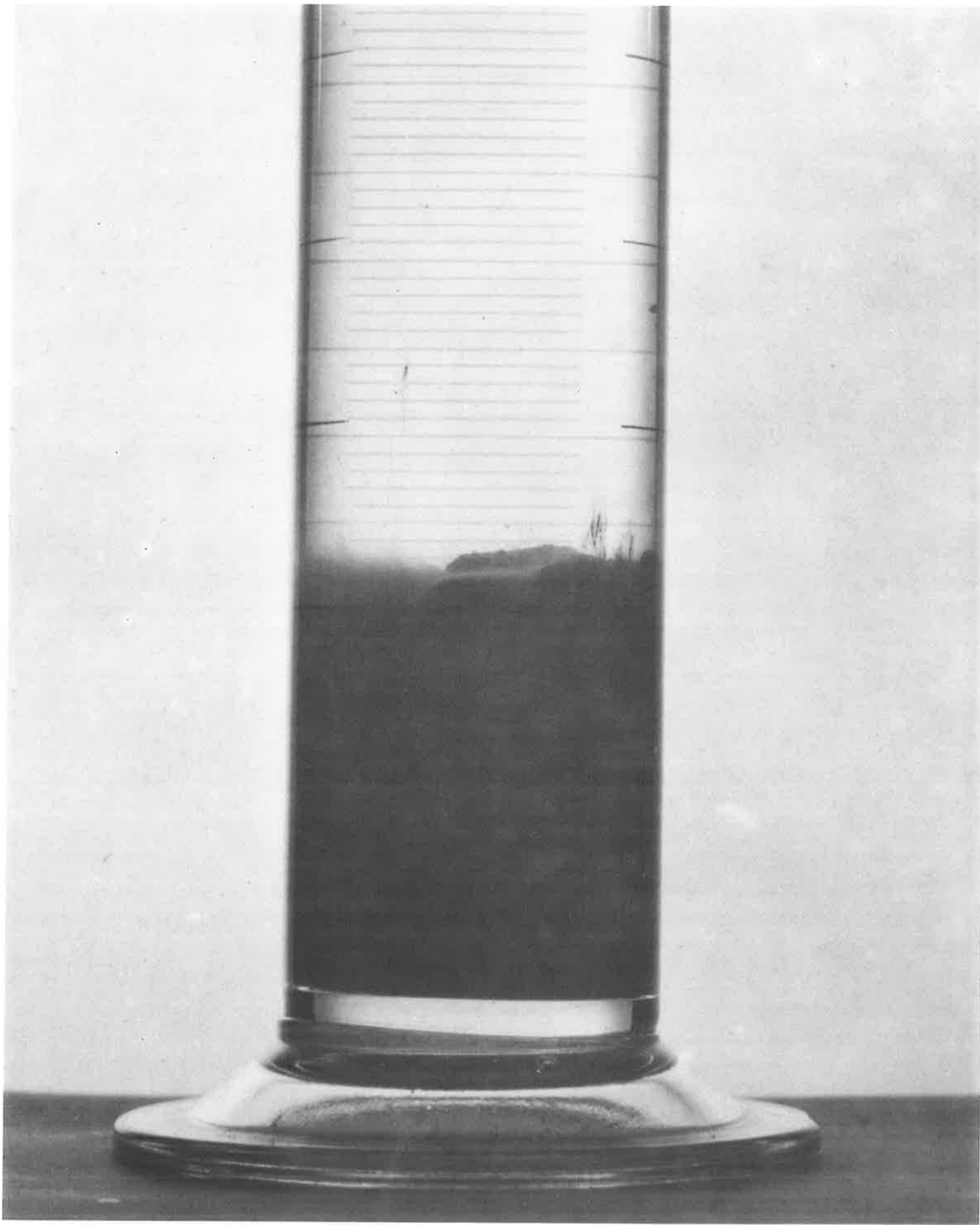
CALCESTRUZZO ORDINARIO



CALCESTRUZZO ORDINARIO



315



IDROCAL[®]

TITOLO :

INDAGINE TEORICO-SPERIMENTALE DI DIAFRAMMI CONTINUI
DI CONGLOMERATO GETTATI IN OPERA E PARZIALMENTE PRE
COMPRESSI

AUTORI :

C.CECCOLI

Facoltà di Ingegneria di Bologna

A.CHIARUGI

Facoltà di Ingegneria di Firenze

M.BERTERO

P.MARCELLINO

Ufficio tecnico S.p.A. PALI TREVISANI, Cesena

INDAGINE TEORICO-SPERIMENTALE DI DIAFRAMMI CONTINUI
DI CONGLOMERATO GETTATI IN OPERA E PARZIALMENTE PRE
COMPRESSI.

C.CECCOLI

A.CHIARUGI

M.BERTERO

P.MARCELLINO

Riassunto. Nella Nota si riferisce delle indagini sperimentali svolte su una paratia realizzata nel porto di Ravenna. Con riferimento ai problemi di valutazione degli stati di sollecitazione e di deformazione, sono stati **disposte** idonee strumentazioni atte a fornire elementi di raffronto coi risultati di metodi di calcolo sia ricorrenti sia di più recente formulazione.

In occasione di tale realizzazione si è anche voluto saggiare l'efficacia della precompressione nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale proposito utili confronti sono stati istituiti fra pannelli in c.a. e pannelli precompressi.

S'intende che è stata posta anche in evidenza l'idoneità dei citati metodi di calcolo a cogliere gli effetti della coazione.

Summary. In the paper we refer to experiments developed on a reinforced concrete diaphragm wall built in the port of Ravenna. With reference to the problems of estimate of stress strain and deflections, the anchored retaining walls have tested with suitable instruments.

Comparisons have been made between measured values and theoretical values, achieved by different methods.

On the occasion of such a construction we have decided to test the efficacy of the prestressing towards the serviceability limit states. Therefore useful comparisons have been made between reinforced concrete and prestressed diaphragm.

Suitable comparisons have been carried out with the theoretical methods mentioned above.

1. PREMESSA

La realizzazione di una banchina nel porto di Ravenna è stata l'occasione per impostare un'indagine sperimentale, essenzialmente orientata ad istituire utili confronti con i risultati di vari metodi di calcolo delle paratie [1-4]. S'intende che è stata cura degli Autori svolgere una circostanziata serie di indagini geognostiche atte a fornire, unitamente ad una consolidata esperienza dei luoghi, gli elementi più opportuni per un'appropriata scelta dei parametri geotecnici [5].

Unitamente all'indagine dianzi citata si è anche voluto sperimentare le conseguenze della precompressione, introdotta in misura parziale e con l'ovvia finalità di limitare lo stato di fessurazione del paramento a mare. Si sono così realizzati alcuni pannelli della banchina (per la precisione tre pannelli, ciascuno di circa 4 m di lunghezza) armati con gabbie metalliche contenenti cavi da precompresso, aventi eccentricità variabile in relazione all'entità e al segno dei momenti flettenti. Ovviamente la precompressione è stata applicata prima di aver effettuato gli scavi e ciò con l'evidente scopo di assicurare il beneficio dello stato coattivo prima dell'introduzione delle spinte del terreno. Una strumentazione "ad hoc" è stata introdotta sia negli elementi precompressi, sia in quelli con sola armatura lenta, allo scopo di dare risposta a lecite incertezze emerse in fase di studio e prima fra tutte il timore che lo stato di precompressione non fosse interamente trasferito alla paratia, ma parzialmente intercettato dalle resistenze del terreno.

Nei punti seguenti vengono dapprima illustrate le caratteristiche dei terreni interessati dall'opera e le strumentazioni impiegate.

Seguiranno le elaborazioni delle misure che si sono protratte per oltre due anni, ossia in un arco di tempo comprendente

il periodo di esecuzione della banchina, lo scavo e un conveniente lasso di tempo nella situazione "di esercizio"; i risultati delle elaborazioni sperimentali sono portati a confronto con quelli deducibili per via teorica.

La Nota si chiude con alcuni commenti ai risultati ottenuti e alcune conclusioni cui gli Autori sono giunti; conclusioni che, pur limitate al caso in esame, possono fornire utili risposte ai vari problemi suscitati dal tipo di struttura in esame e brevemente richiamati in questa premessa. Interessanti raffronti si sono resi possibili con le indicazioni e conclusioni a suo tempo desunte in [6] in occasione di analoghe esperienze su paratie situate sempre nell'area portuale di Ravenna.

Gli Autori ringraziano la Committenza (Officine Rosetti), le Imprese esecutrici ACMAR di Ravenna e PALI TREVISANI di Cesena, nonché l'Istituto di Topografia dell'Università di Bologna e la SIS geotecnica di Segrate (Milano) che, con le loro disponibilità e collaborazioni, hanno consentito il pieno svolgimento del programma di studio.

2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

2.1. Indagini geotecniche

A grandi linee la successione stratigrafica della pianura romagnola può sintetizzarsi in un primo complesso quaternario, potente circa 1500 m, seguito da una serie pliocenica, caratterizzata da un'accentuata tettonica a pieghe e faglie, avente una potenza di circa 4000 metri.

Lo strato superiore del complesso quaternario (primi 90 m) è caratterizzato da alternanze di orizzonti sabbiosi, mediamente addensati ed argillosi sottoconsolidati.

Varie indagini sono state eseguite e precisamente:

a) - Indagini in situ

Essendo il terreno della zona portuale di Ravenna stratigraficamente molto uniforme e già ampiamente analizzato in occasione di precedenti studi e progettazioni, si è ritenuto sufficiente effettuare:

- n. 2 sondaggi con prelievo di campioni,
- n. 2 prove penetrometriche statiche con penetrometro meccanico "Gouda" da 10 t,
- n. 1 prova penetrometrica statica con penetrometro elettrico da 20 t, equipaggiato con punta "Fugro",
- n. 1 prova dilatometrica con dilatometro piatto (Marchetti).

Nella fig. 1 è riportata l'ubicazione delle prove.

b) - Prove di laboratorio

Sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- prove di classificazione,
- prove "vane" di laboratorio,
- prove triassiali consolidate drenate.

2.2. Esame dei risultati delle prove in situ

Nelle figg. 2 ... 4 sono riportati rispettivamente: le colonne stratigrafiche, i risultati delle prove penetrometriche statiche e i dati di base (p_0 , p_1), nonché gli indici caratteristici desumibili dalla prova dilatometrica.

Dalla descrizione dei sondaggi, dall'esame delle prove penetrometriche statiche, con particolare riguardo al rapporto tra la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, nonché dal valore che assume l'indice di deposito (fig. 4b) della prova dilatometrica, la stratigrafia della zona, per la parte

che è stata interessata dall'opera, può essere così sintetizzata:

Strato I: alternanze di sabbie limose e limi sabbiosi, da poco addensati a mediamente addensati, con possibili sottili intercalazioni di argilla limosa (fra +1,5 s.l.m.m. e -8 m);

Strato II: alternanze di argille limose e limi argillosi a bassa consistenza (fra -8 m s.l.m.m. e -24 m).

Nella fig. 5 è riportata la sezione stratigrafica lungo la banchina.

La superficie finita dell'area della banchina è stata portata alla quota +2,5 m s.l.m.m., mediante un riporto costituito da sabbia compattata.

Il livello dell'acqua a tergo della banchina viene assunto cautelativamente a quota +0,5 m s.l.m.m.

2.3. Parametri geotecnici

a) - Parametri geotecnici usati nei procedimenti di calcolo ricorrenti

Come è noto, i procedimenti di calcolo di più corrente impiego fanno riferimento a situazioni di equilibrio limite del terreno; si veda ad esempio il procedimento proposto da Blum.

Le condizioni più sfavorevoli, ai fini della verifica flessionale della banchina, sono in genere quelle a lungo termine; di conseguenza i parametri indicati in tab. 1, e desunti dalle prove in situ e di laboratorio, sono stati espressi in termini di tensioni efficaci.

Tabella 1

Strato	$\bar{\gamma}$ (t/m ³)	\bar{c} (kg/cm ²)	$\bar{\varphi}$	δ_a	K_a	δ_p	K_p
I	1,9* 0,9	-	30°	20°	0,28	15°	4,8
II	0,9	0	28°	18°	0,31	14°	3,7

*Peso specifico al di sopra del livello di falda.

ove:

$\bar{\gamma}$ = peso specifico efficace del terreno;

\bar{c} = coesione drenata;

$\bar{\varphi}$ = angolo di attrito interno;

$\delta_{a,p}$ = angoli attrito paratia-terreno per la valutazione di K_a e K_p rispettivamente;

$K_{a,p}$ = coefficienti di spinta attiva e passiva (Coulomb).

b) - Parametri geotecnici usati nell'approccio di tipo elasto-plastico

Come sarà accennato più dettagliatamente nel seguito, si è anche operato per il calcolo del diaframma utilizzando uno schema di interazione terreno-struttura basato su un modello alla Winkler. L'impiego di tale metodo richiede la conoscenza, oltre che dei parametri già riportati al punto 2.3a, di quelli indicati nella tab. 2.

Tabella 2

Strato	K_o	m	α
I	0,9	200	0,5
II	0,4	80	0,8

dove:

K_0 = coefficiente di spinta a riposo dedotto dalle prove dilatometriche [si veda la fig. 4c, $K_0 = f(K)$];

m, α = parametri che caratterizzano il modulo di reazione del terreno E_s , espresso nella fase elastica, come rapporto tra la pressione esercitata contro il diaframma ed il corrispondente spostamento.

Quale legge di variazione del modulo E_s con la profondità è stata adottata la nota espressione di Janbu [7]:

$$E_s = m (\sigma_0)^\alpha ,$$

σ_0 rappresenta la tensione efficace orizzontale nel terreno a riposo.

Si osservi che il modulo E_s non rappresenta una proprietà fisica del terreno, ma è da intendersi come parametro che caratterizza l'interazione terreno-struttura per il modello adottato.

I valori di m, α impiegati sono stati desunti da dirette precedenti esperienze sui terreni di Ravenna e hanno dimostrato di essere correlabili al modulo dilatometrico E (fig. 4) fornito dall'attrezzatura di Marchetti.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La paratia in questione si sviluppa, per un fronte di circa 240 m, in fregio al canale Piombone nella zona portuale di Ravenna.

Come mostra la fig. 6, la profondità di infissione è di -20 m s.l.m.m., con la sommità, costituita da una trave di collegamento gettata in opera, a quota +2,50.

Il diaframma continuo è stato realizzato adottando un sistema di perforazione con benna idraulica in presenza di fanghi bentonitici statici.

si è operato scavando pannelli alterni aventi la sezione di

0,95 x 4 m e la profondità di 21,5 m dal piano di lavoro, posto a 1,5 m s.l.m.m., mediante l'uso di benna idraulica montata su superkelly SOIL MEC. Gli scavi di $4 \times 0,95 \times 21,5 \text{ m}^3$ sono stati effettuati ciascuno in un'unica fase. La continuità del diaframma è assicurata mediante giunti realizzati con l'impiego di palancole metalliche.

La fig. 6 mostra i dettagli costruttivi della paratia. L'acciaio impiegato è del tipo FeB 44 K ad aderenza migliorata; diametro, ricoprimento, intervallo delle barre e tensione di esercizio sono stati combinati in modo tale da ottenere col calcolo ampiezze delle fessure limitate (dell'ordine del decimo di millimetro).

I tiranti si ancorano a piastre prefabbricate di conglomerato convenientemente infisse nel terreno; sono realizzati con trefoli di acciaio armonico e sono stati pretesi, prima di dare inizio alle operazioni di scavo, fino a raggiungere il valore dello sforzo pari circa al 75% di quello di calcolo (ossia dello sforzo dedotto dal calcolo della paratia nell'ipotesi di assenza di cedimenti delle stesse piastre).

E' stato impiegato nei diaframmi calcestruzzo con resistenza non inferiore a 250 kg/cm^2 .

Alcuni pannelli sono stati convenientemente precompressi mediante s'intende cavi post-tesi da 50 t ciascuno e ciò allo scopo di rendere, in corrispondenza della zona ove si esplica il massimo momento flettente positivo (tese le fibre lato mare), il momento flettente di prima fessurazione superiore a quello di esercizio. Per ogni pannello di 4 m di larghezza si sono impiegati due cavi, con conformazione ad 'U' sull'intera altezza e quindi doppiamente ancorati in sommità mediante due testate mobili. L'ancoraggio dei cavi al piede della paratia è assicurato da un profilato calandrato attorno al cavo, introdotto ovviamente al fine di limitare le pressioni di fenditura esercitate dal tratto curvo del cavo sul conglomerato; sono state previste

inoltre opportune armature sia longitudinali, sia trasversali, atte ad assicurare la diffusione degli sforzi localizzati trasmessi al conglomerato dallo stesso cavo.

4. STRUMENTAZIONE ADOTTATA

Nelle posizioni indicate nella fig. 7 sono state disposte, in corrispondenza della trave di coronamento, opportune basi allo scopo di misurare, durante tutte le fasi costruttive (tesatura dei tiranti e dei cavi, scavi...), l'entità degli spostamenti orizzontali. Tutta la campagna delle misure è stata effettuata da Docenti dell'Istituto di Topografia della Facoltà di Ingegneria di Bologna.

Gli sforzi in alcuni tiranti di ancoraggio e nei cavi di precompressione (fig. 7) sono stati rilevati mediante opportuni anelli dinamometrici strumentati con strain-gauges.

Per la misura delle rotazioni a diverse quote di alcuni pannelli (semplicemente armati e precompressi) si è fatto ricorso a tubi inclinometrici.

Infine per la misura delle deformazioni delle armature (rilevate in corrispondenza di quattro sezioni) si sono utilizzate aste estensimetriche, sostanzialmente costituite da barre quadre di acciaio poste in serie alle armature e strumentate ciascuna con 4 strain-gauges. Gli strain-gauges sono protetti con un manicotto di araldite.

Tutta la strumentazione, e la relativa assistenza durante l'installazione e nel periodo dei rilievi, è stata offerta dalla S.I.S. Geotecnica.

5. CENNI SUI METODI DI CALCOLO IMPIEGATI E RISULTATI NUMERICI

5.1. Metodi di calcolo

L'analisi del comportamento dell'opera è stata condotta facendo riferimento a tre procedimenti di calcolo di seguito richiamati.

a) - Procedimento secondo il criterio degli equilibri limite (Blum)

Il più semplice modo di interpretare il comportamento di un diaframma con un vincolo in sommità è quello di considerare il terreno ovunque in grado di mobilitare la spinta corrispondente al suo stato di equilibrio limite (spinta attiva e spinta passiva).

Nella presente nota è stato utilizzato il metodo di Blum, considerando il tirante come un appoggio semplice in grado di impedire lo spostamento orizzontale del suo punto di ancoraggio, ipotesi resa lecita dalla presollecitazione dei tiranti.

b) - Procedimento con interazione elasto-plastica

In tale metodo di calcolo il ben noto modello di Winkler viene modificato attribuendo alla risposta del terreno una legge di tipo elastico-perfettamente plastico (fig. 8).

In altri termini, il terreno reagisce in modo elastico, con modulo di reazione E_s , sino a valori limiti dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limiti della pressione attiva o passiva. S'intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di terreno "in quiete" di modo che, con tale metodo, si rende necessario seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione (tesatura ancoraggi, scavi, ecc.) per tener debito conto delle variazioni di pressione ai vari stati deformativi.

c) - Procedimento di Blum modificato (Pozzati)

Il metodo è caratterizzato, come è noto, da una particolare assunzione sul modo di interagire della struttura con il terreno. Così, mentre nella parte superiore viene fatto riferimento a situazioni di equilibri limite, nella parte infissa, là dove gli spostamenti sono limitati, si considera nuovamente il comportamento elastico del terreno, con modello alla Winkler. Come risulterà in seguito, con tale metodo di calcolo si sono svolti raffronti con i risultati sperimentali soltanto per la situazione di scavo completo.

5.2. Risultati dei calcoli

In tutti i calcoli seguenti verranno considerate tre profondità di fondo scavo e precisamente: -4 m, -9,5 e -10,5 m s.l. m.m. La quota -4 m corrisponde ad una fase intermedia di dragaggio, in corrispondenza della quale è stata effettuata una serie di rilievi con la strumentazione.

La quota -9,5 m corrisponde alla profondità teorica del fondale assunta in progetto, mentre la quota -10,5 (*) corrisponde alla profondità effettivamente raggiunta nel dragaggio della zona prospiciente i pannelli strumentati.

a) - Metodo di Blum

In conformità ai parametri geotecnici riportati nella tab. 1, sono stati svolti i calcoli corrispondenti alle quote di scavo sopra menzionate.

Nella fig. 9 si riporta l'andamento dei momenti flettenti, mentre nella fig. 10 si riporta lo sforzo che richiede il tiran

(*) Questo abbassamento della quota di fondale si è reso necessario per consentire l'installazione di un bacino di carenaggio galleggiante.

te di ancoraggio per soddisfare lo schema dell'equilibrio limitate.

b) - Procedimento con interazione elasto-plastica

Pannello in c.a. ordinario

Come è già stato accennato nell'applicazione di questo metodo di calcolo, occorre seguire le varie fasi in cui viene realizzata l'opera, varie fasi che per chiarezza sono illustrate nella fig. 11.

Tenuto conto che lo sforzo negli ancoraggi di ciascun cavo all'istante della tesatura iniziale (misurato direttamente con opportune celle di carico) è risultato di 40 t (pari quindi a 10 t per metro lineare di banchina per il pannello in c.a. ordinario)(*), la prima fase corrisponde quindi alla tesatura con 10 t/ml e con quota dello scavo a +0,5 m s.l.m.m. Il corrispondente diagramma del momento flettente in questa fase è riportato nella fig. 12 con linea a tratti.

L'evolversi dello stato flessionale al variare della profondità dello scavo è riportato nella stessa figura con linee continue. La corrispondente variazione dello sforzo d'ancoraggio è invece illustrata nella fig. 13. Nelle figg. 14 e 15 si riportano rispettivamente le deformate e il diagramma delle rotazioni dv/dx (essendo y lo spostamento orizzontale).

Pannello precompresso

Anche in questo caso le calcolazioni teoriche sono svolte simulando le fasi costruttive.

Nella fig. 16 sono schematizzate le varie situazioni; in

(*) Nel pannello precompresso la tesatura iniziale, invece, è stata pari a 42,5 t per trefolo, equivalente ad uno sforzo complessivo di 10,6 t/m.

particolare si osservi che le cadute di tensione nei cavi di precompressione dei pannelli sono state conteggiate prima dell'esecuzione degli scavi (fase 2 e fase 3).

Lo sforzo iniziale di tesatura degli ancoraggi orizzontali è di 10,6 t/m (fig. 18).

Nella fig. 17 si può seguire l'andamento dei momenti flettenti a partire dalla condizione iniziale corrispondente alla tesatura dei cavi orizzontali (curva 1) che ovviamente è da confrontare con la curva a tratti della fig. 12. La curva 2 è il risultato dell'applicazione dello sforzo di precompressione iniziale. Si fa notare che il calcolo corrispondente al tiro a cadute scontate ha portato a differenze trascurabili e non rappresentabili graficamente.

Le restanti curve 3, 4, 5 rappresentano l'andamento dei momenti flettenti in corrispondenza delle già citate fasi di scavo. Infine nelle figg. 19 e 20, per le cinque situazioni sopra menzionate, si riportano rispettivamente le deformate e i diagrammi delle rotazioni.

6. CONFRONTO FRA I RISULTATI SPERIMENTALI E QUELLI TEORICI DEDOTTI DAI METODI DI CALCOLO ADOTTATI

In questo paragrafo vengono messi a confronto i dati, ricavati sperimentalmente dalle misure inclinometriche e dalle celle estensimetriche, con i risultati dedotti dall'applicazione dei tre metodi di calcolo già illustrati. Il confronto viene effettuato per ciò che concerne i momenti flettenti, le deformate e gli sforzi di ancoraggio in conformità allo schema indicato nella fig. 21.

a) - Analisi relative ai momenti flettenti e alle deformate

I citati confronti fra risultati teorici e sperimentali,

riportati nelle figg. 22 ... 27, sono stati effettuati per le seguenti situazioni:

- tesatura degli ancoraggi,
- tesatura dei cavi nel pannello precompresso,
- scavo a -4,0 m s.l.m.m.,
- scavo finale a -10,5 m s.l.m.m.

I risultati sperimentali relativi alle tesature e allo scavo a -4,0 m possono essere non del tutto attendibili in quanto derivati da misure con errore relativo alquanto elevato.

Nella situazione con scavo a -10,5 m s.l.m.m. la previsione teorica dei momenti flettenti effettuata sia con il metodo iterativo, sia con il metodo di Pozzati (fig. 9), è in buon accordo con i risultati sperimentali. Con il metodo di Blum invece si sottostima il momento flettente positivo in quanto si attribuisce alla paratia un grado di incastro troppo elevato. Significativa, per i pannelli precompressi, la riduzione dei momenti flettenti positivi totali, ovviamente operata dallo stato coattivo; riduzione in buon accordo con le previsioni teoriche. Tale influenza positiva della precompressione emerge anche dal confronto delle deformate: la fig. 26, relativa alla deformata del pannello precompresso, mostra chiaramente una ridotta concavità della linea elastica rispetto a quella del pannello semplicemente armato. Con le barre estensimetriche, ad esempio, situate a -8 m dal piano del piazzale e lato mare, le massime deformazioni sono state dell'ordine di 50 $\mu\epsilon$ per il pannello precompresso, contro 280 $\mu\epsilon$ per quello semplicemente armato (figg. 28 e 29).

Il controllo delle deformazioni medie del pannello precompresso ha mostrato che, all'atto della tesatura, la quasi totalità dello sforzo di precompressione è trasferita dai cavi sia a quota -8 m, sia a quota -18,0 dal piano piazzale, con intervento quindi trascurabile delle resistenze di attrito del terreno.

b) - Analisi relativa agli sforzi nell'ancoraggio

Come si può osservare nelle figg. 24 e 27, gli scarti fra le misure in sito e i calcoli teorici sono soddisfacenti. La precompressione verticale ha scarsa influenza sull'entità dello sforzo nel tirante.

7. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Dai risultati sperimentali acquisiti emergono alcune osservazioni che in parte vengono a ribadire conclusioni già presenti in altri contributi.

Circa i metodi di calcolo, le indicazioni fornite da quello di Blum portano a sopravvalutare, con tutte le logiche conseguenze, l'effetto incastrante del tratto di paratia infissa, specialmente allorquando questo è localizzato in zone di terreno di scarsa rigidità. Ben più calzanti appaiono i metodi tipo Winkler, modificato o misti (Pozzati), anche se, in particolare per i primi, più complessa appare la corretta determinazione dei parametri geotecnici da adottare.

Dall'esame degli stati di sollecitazioni flessionali dedotti sperimentalmente trova fra l'altro conferma [6] la circostanza che, anche a seguito dei movimenti del piede e della sommità, le spinte che si esplicano sulla parte di paratia a fronte dello scavo sono minori di quelle all'equilibrio limite inferiore.

In merito all'efficacia della coazione impressa al fine di assicurare una precompressione parziale del calcestruzzo, si può osservare che i risultati sono favorevoli; infatti anche se la presenza del terreno attenua, seppur non sensibilmente, le inflessioni conseguenti all'eccentricità dell'andamento del cavo, la componente normale della risultante si propaga pressoché inalterata nelle varie sezioni del diaframma, dando un efficace contributo nei confronti dello stato limite di fessurazione.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. BLUM H., Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken, "Die Ban-technik", 1950.
2. POZZATI P., Annotazioni sul calcolo delle paratie, "Giornale del Genio Civile", fasc. 4, 1968.
3. BARLA G. et al., Applicazione del metodo degli elementi finiti nella progettazione dei diaframmi, "Politecnico di Torino - 9° Ciclo di Conferenze. Problemi di meccanica dei terreni", 1979.
4. BERTERO M., LANCELLOTTA R., Metodi di calcolo basati sul comportamento elasto-plastico del terreno, "Politecnico di Torino - 9° Ciclo di Conferenze. Problemi di meccanica dei terreni", 1979.
5. MARCHETTI S., A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability, "Proc. Conf. in situ measurement of soil properties", ASCE Speciality conf. Raleigh - North Carolina, 1975.
6. ALESSI R., Palancole con tiranti: indagini sperimentali su alcune opere esistenti, "Rivista Italiana di Geotecnica", n. 5, 1965.
7. JANBU N., SENNESET K., Field compressometer. Principles and applications, "Proc. VIII I.C.O.SM.F.E.", Mosca, 1973.

PLANIMETRIA BANCHINA ROSETTI - Ravenna -

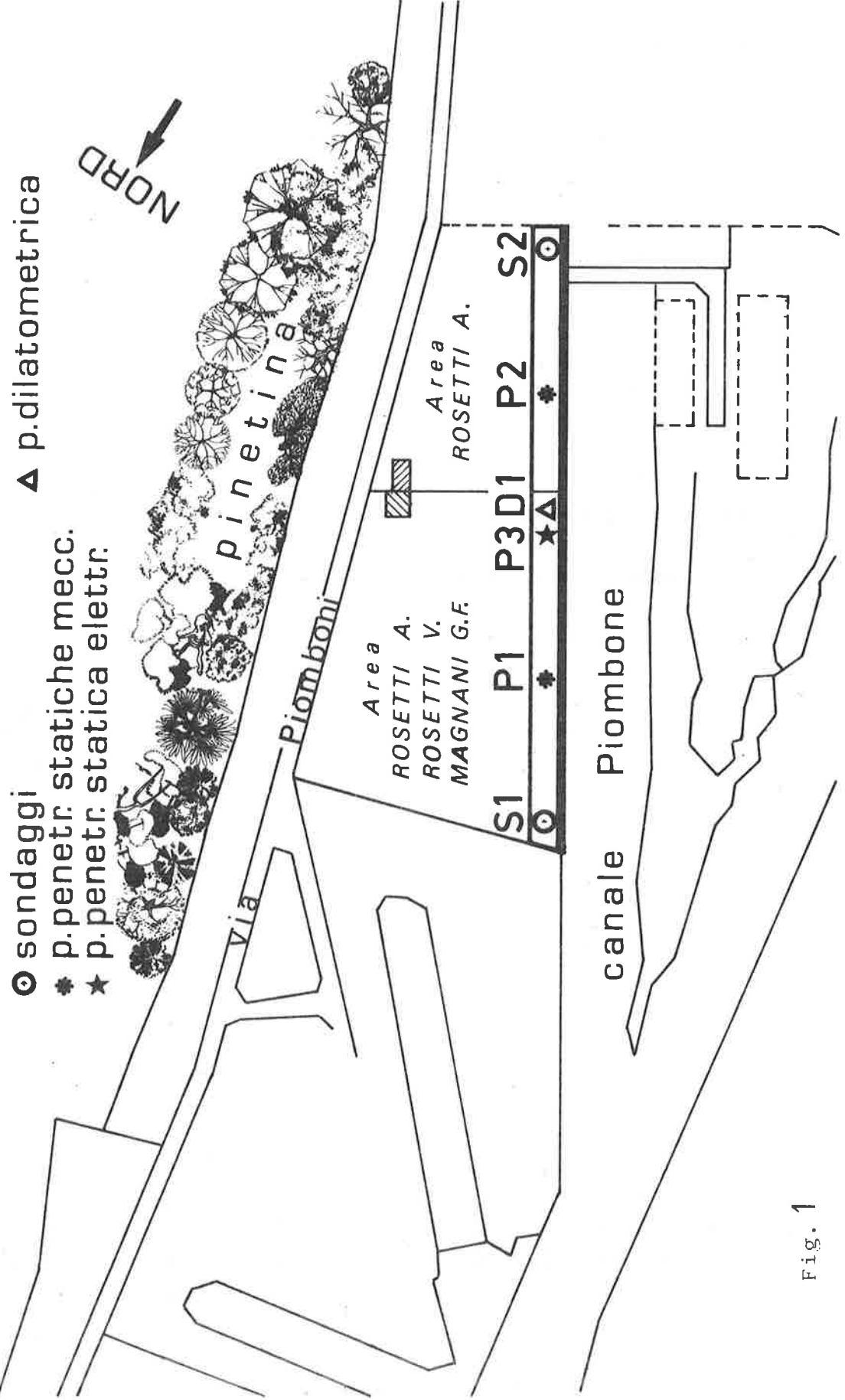


Fig. 1

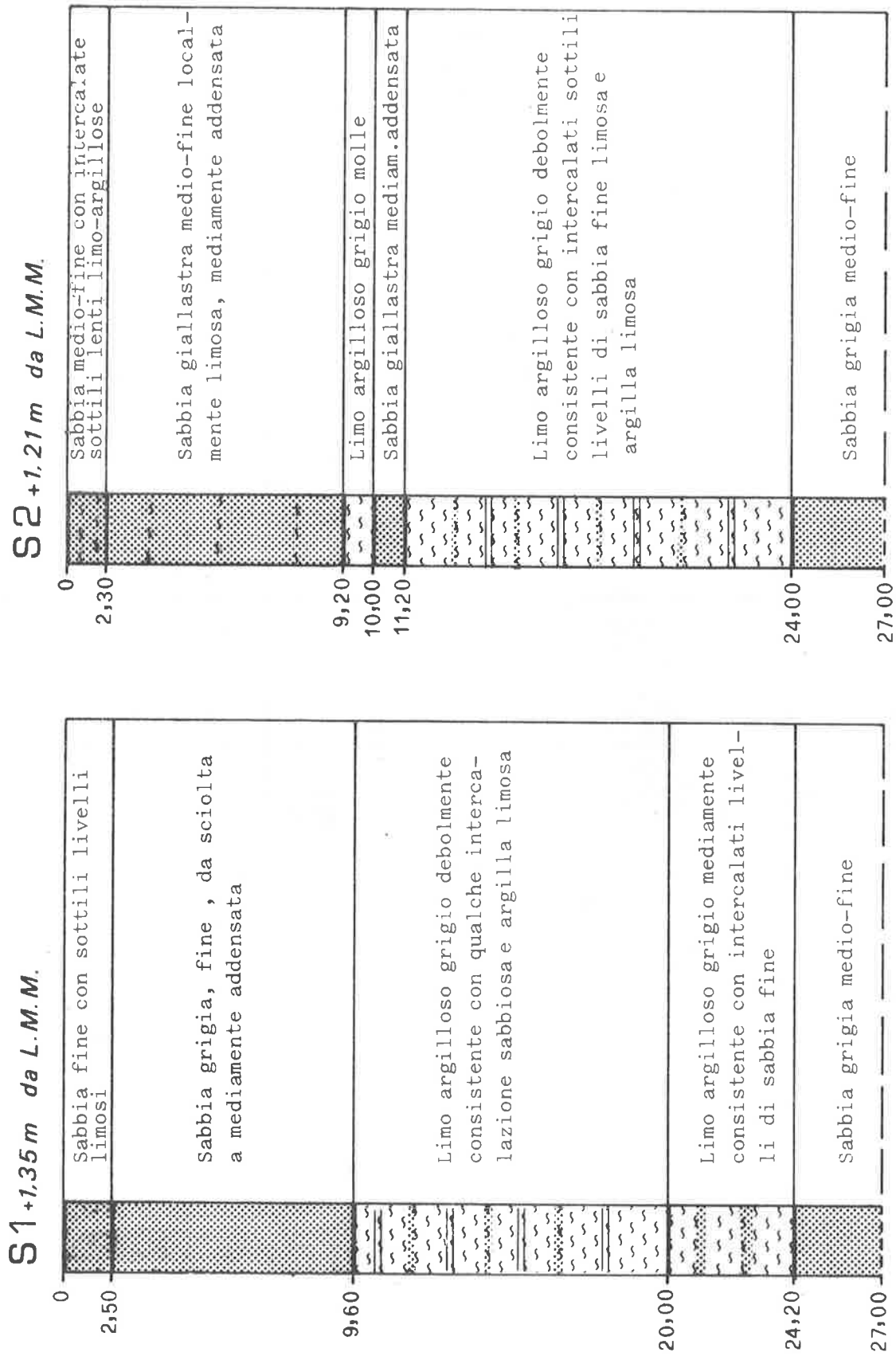
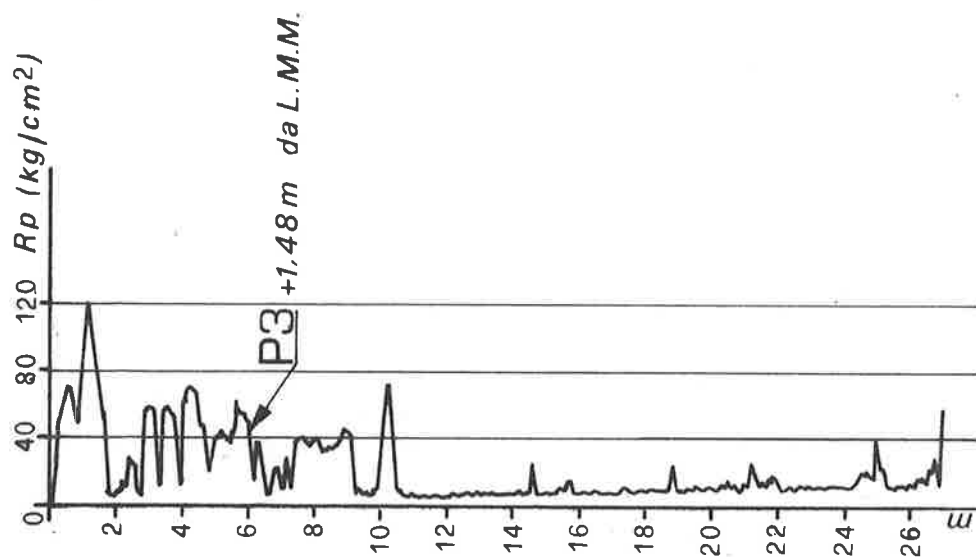


Fig. 2 - Sondaggi

PROVA PENETROMETRICA
STATICA ELETTRICA



PROVE PENETROMETRICHE
STATICHE MECCANICHE

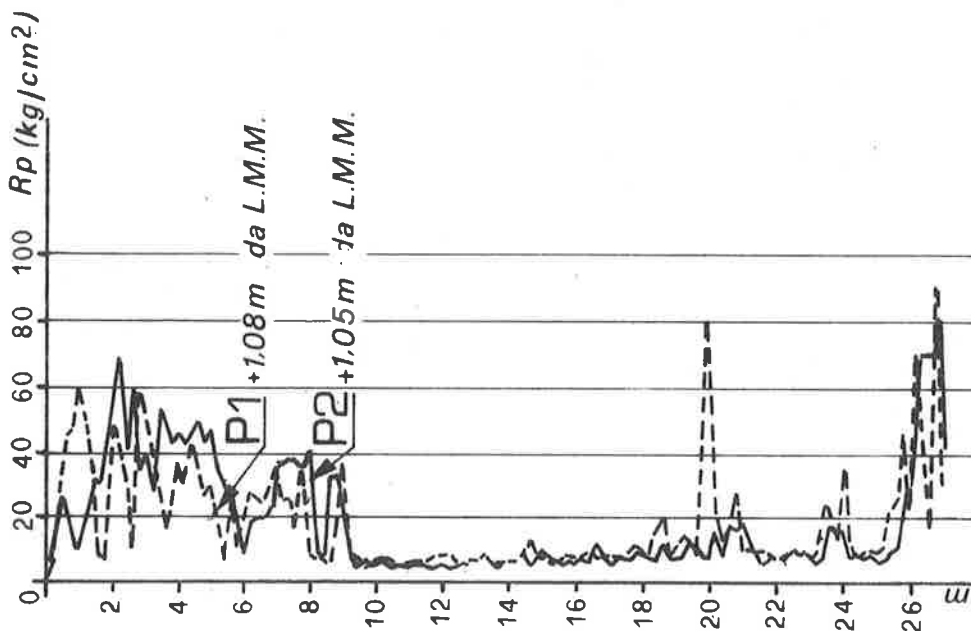


Fig. 3 - Prove Penetrometriche

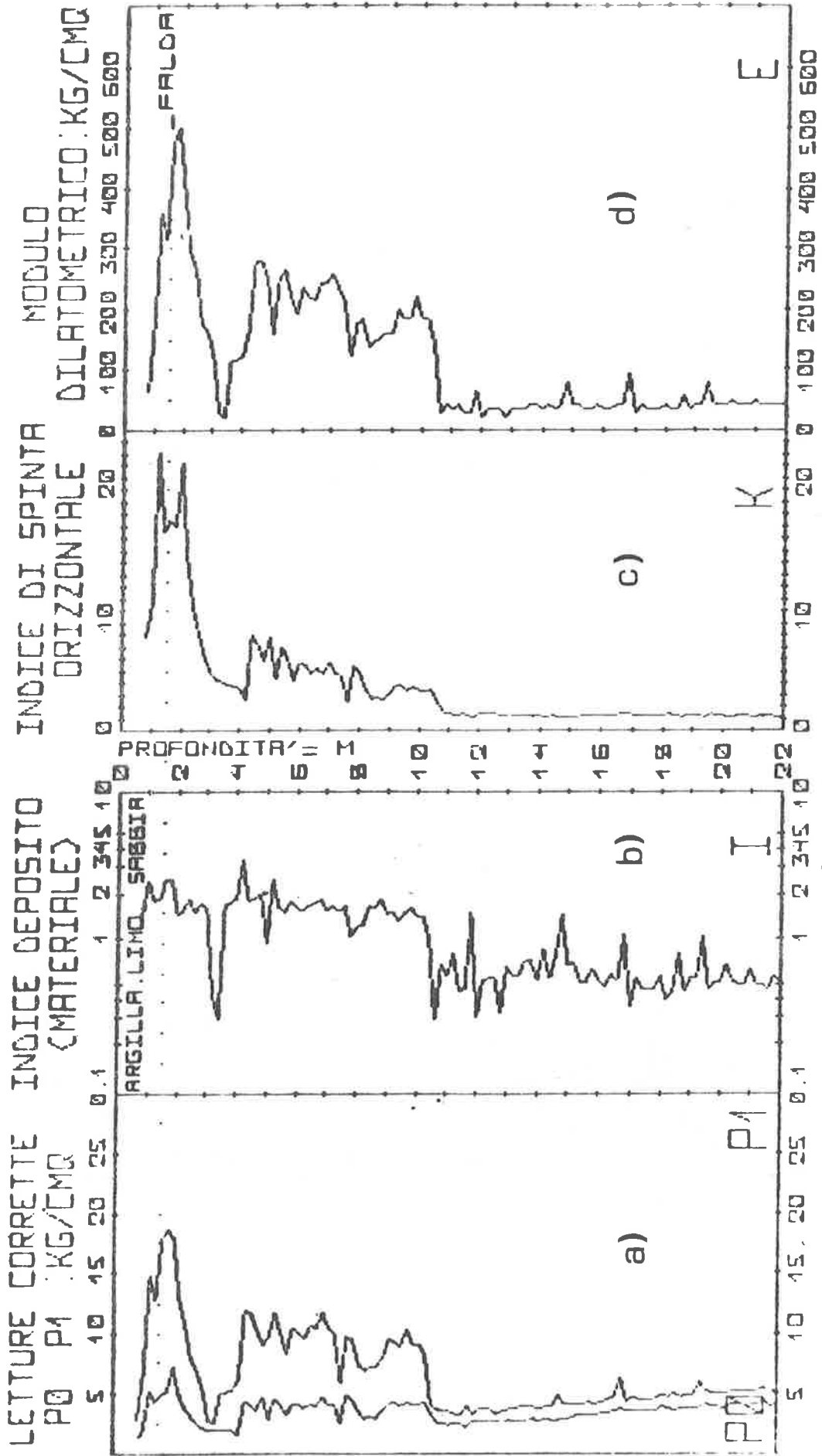


Fig. 4 - Risultati Prova Dilatometrica

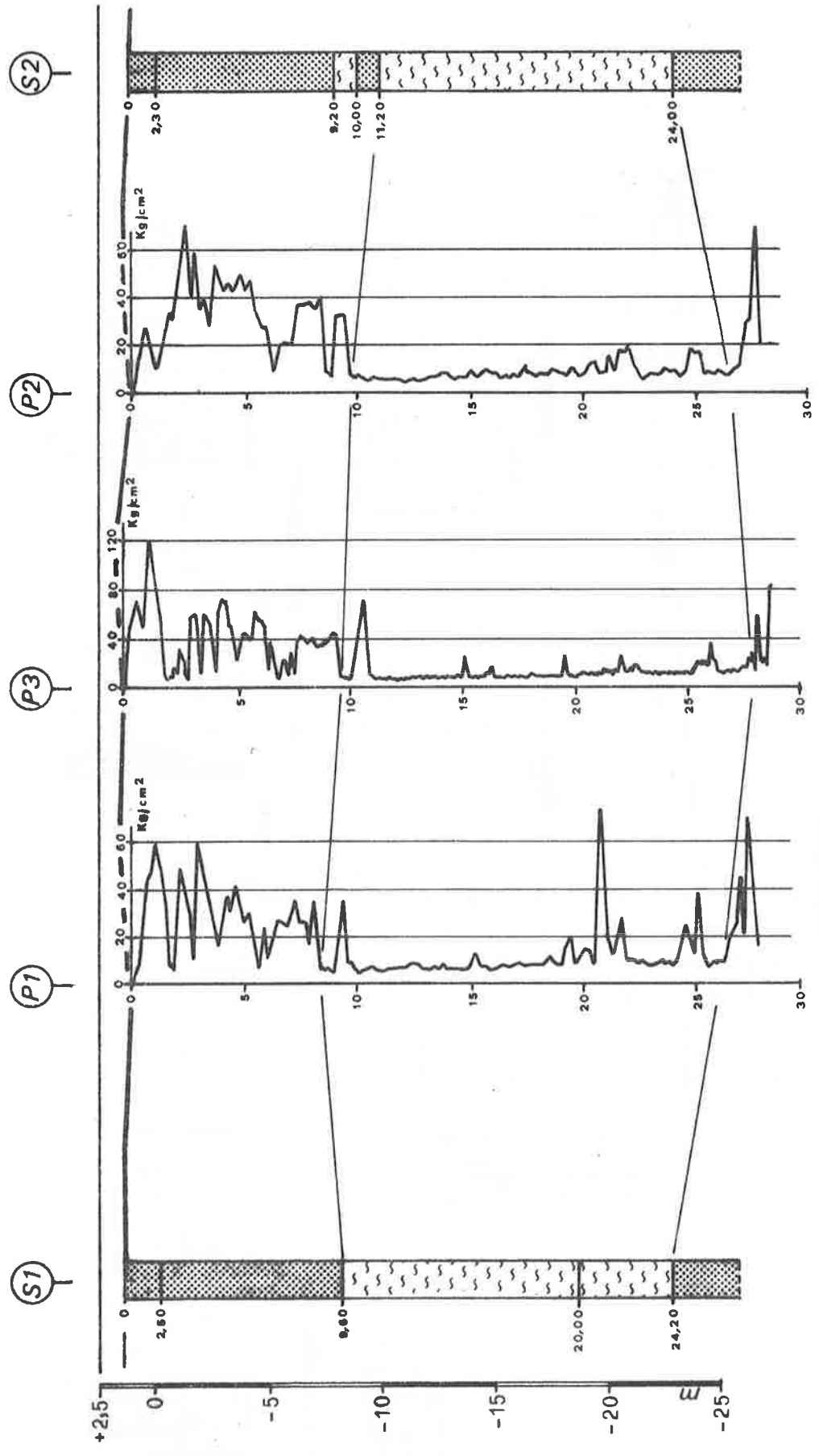
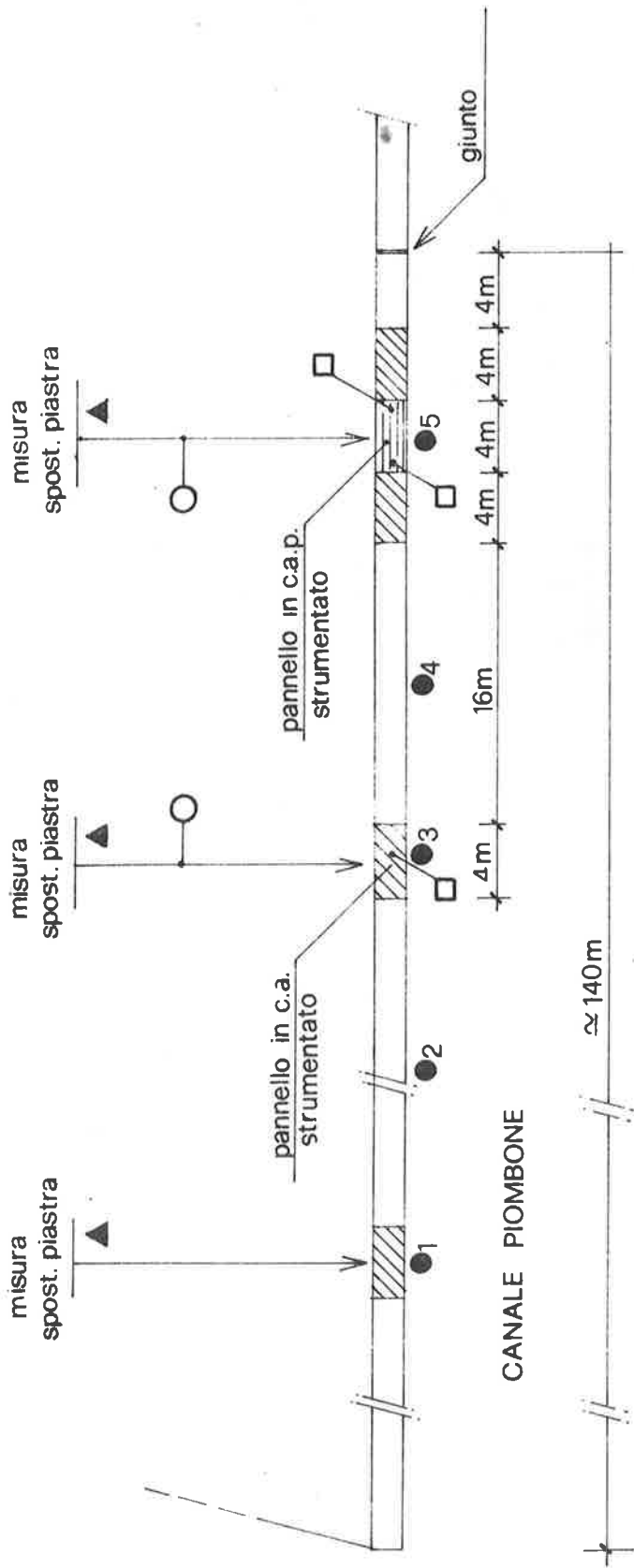


Fig. 5 - Sezione Stratigrafica



- - Misure di spostamenti orizzontali della trave di coronamento
- ▲ - Misure di spostamenti orizzontali delle piastre di ancoraggio
- - Misure di tensione dei tiranti di ancoraggio
- - Inclinometri

Fig - 7 -

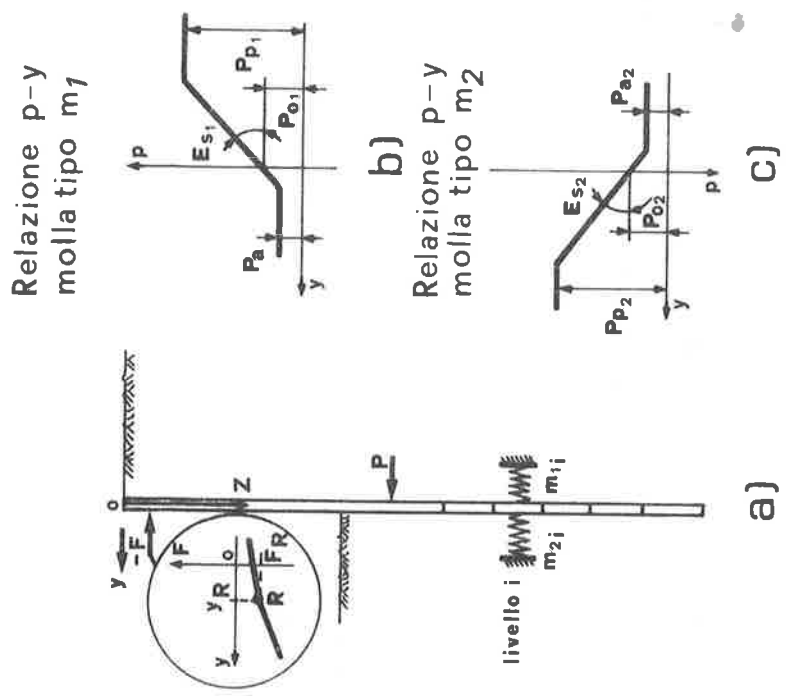


fig. 8 - Schema Elasto-Plastico

BANCHINA IN CEMENTO ARMATO ORDINARIO
METODO DELL' EQUILIBRIO LIMITE (BLUM)

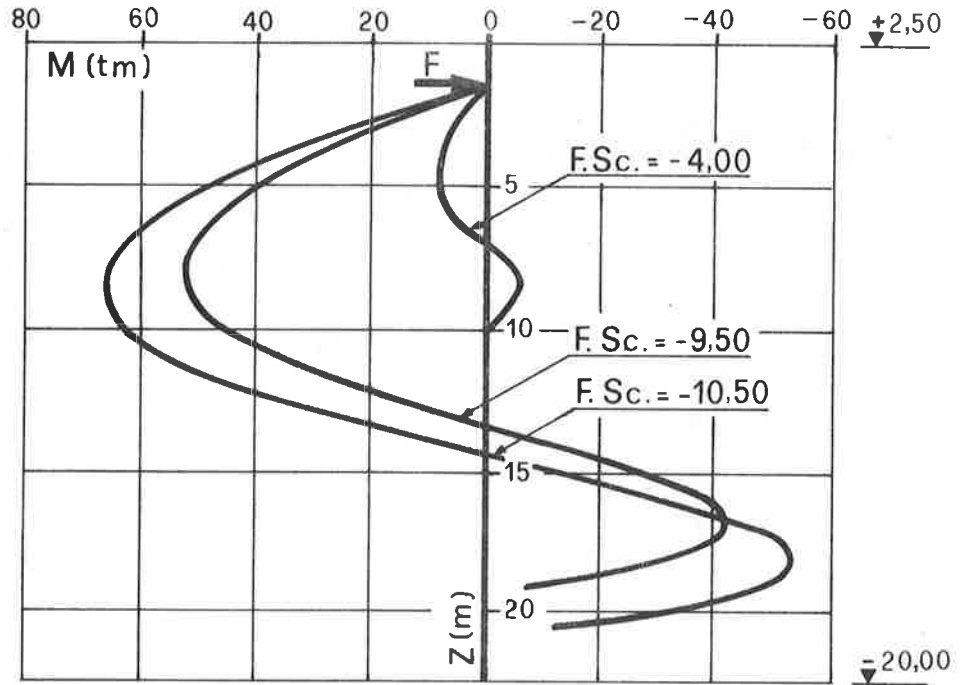


fig. 9 - Momenti Flettenti

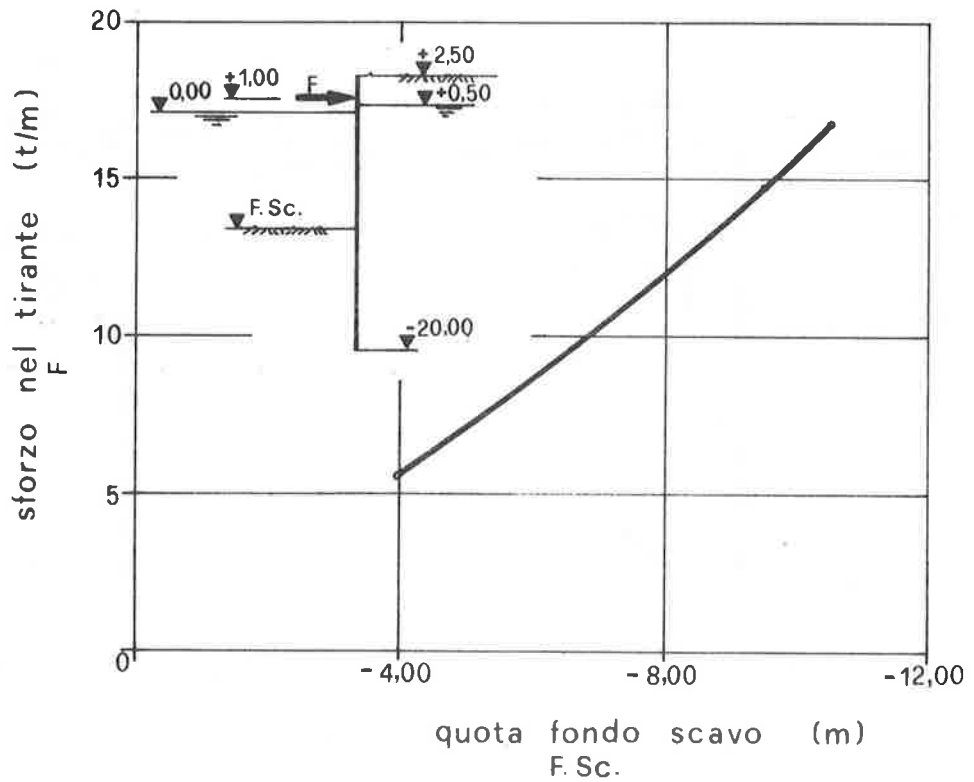


fig.10 - Sforzo nel Tirante

BANCHINA IN CEMENTO ARMATO ORDINARIO

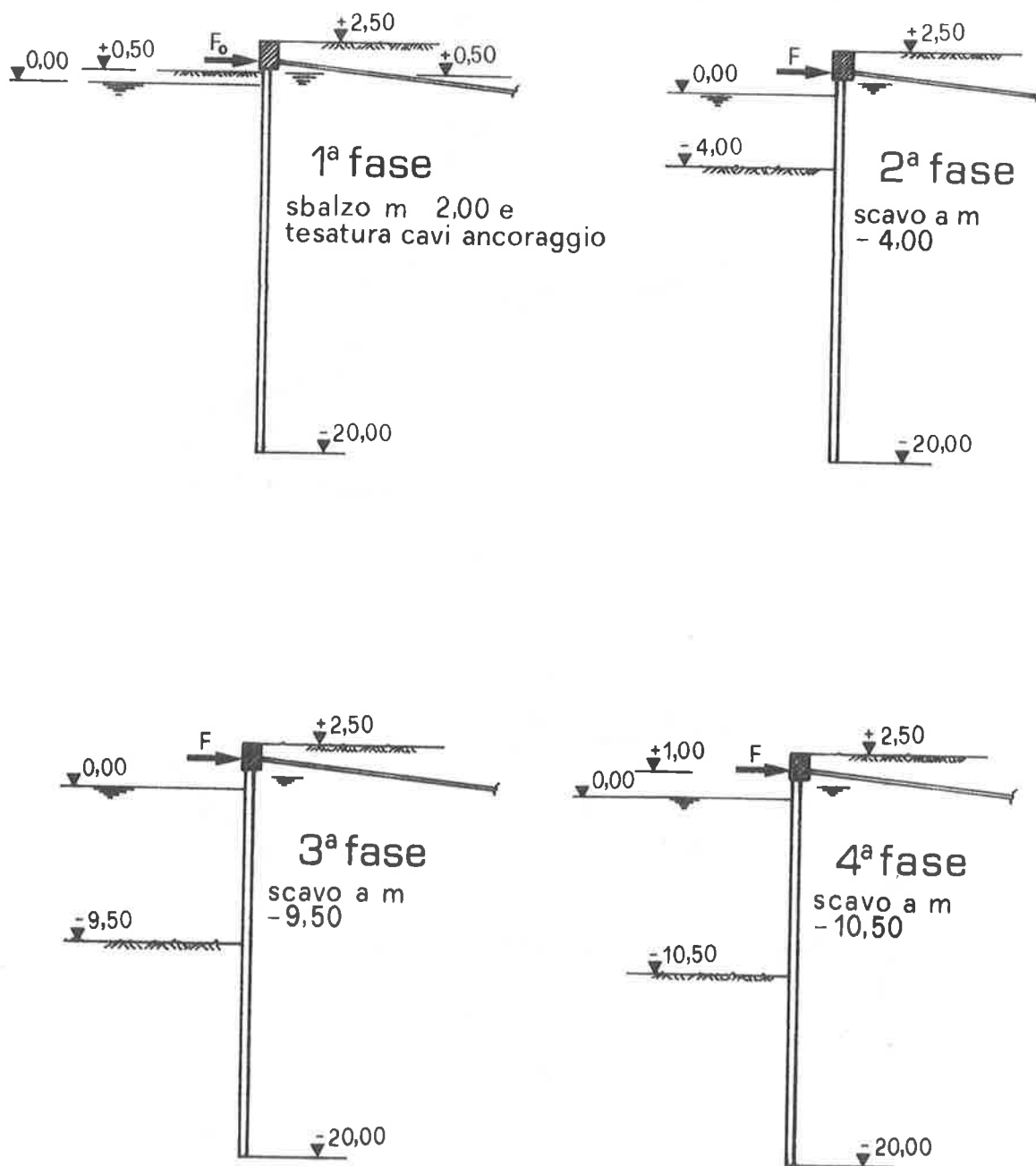


fig. 11 - Fasi di Tesatura ed Esecuzione Scavi

BANCHINA IN CEMENTO ARMATO ORDINARIO
SCHEMA ELASTO-PLASTICO (WINKLER)

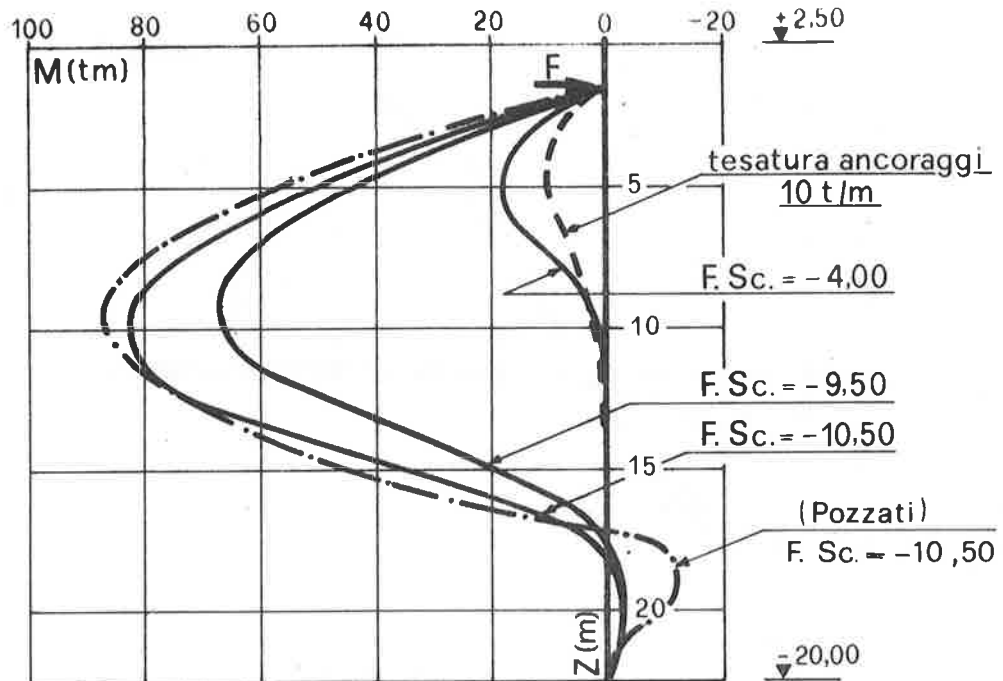


fig.12 - Momenti Flettenti

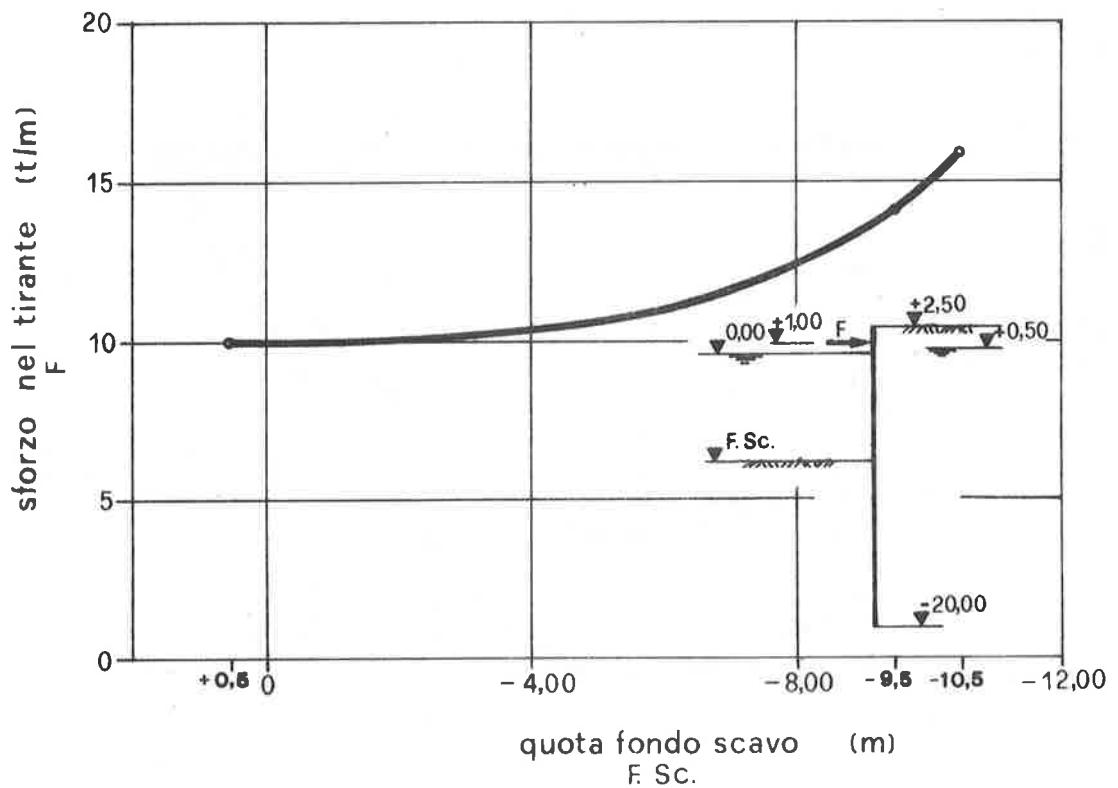


fig.13 - Sforzo nel Tirante

BANCHINA IN CEMENTO ARMATO ORDINARIO

SCHEMA ELASTO-PLASTICO (WINKLER)

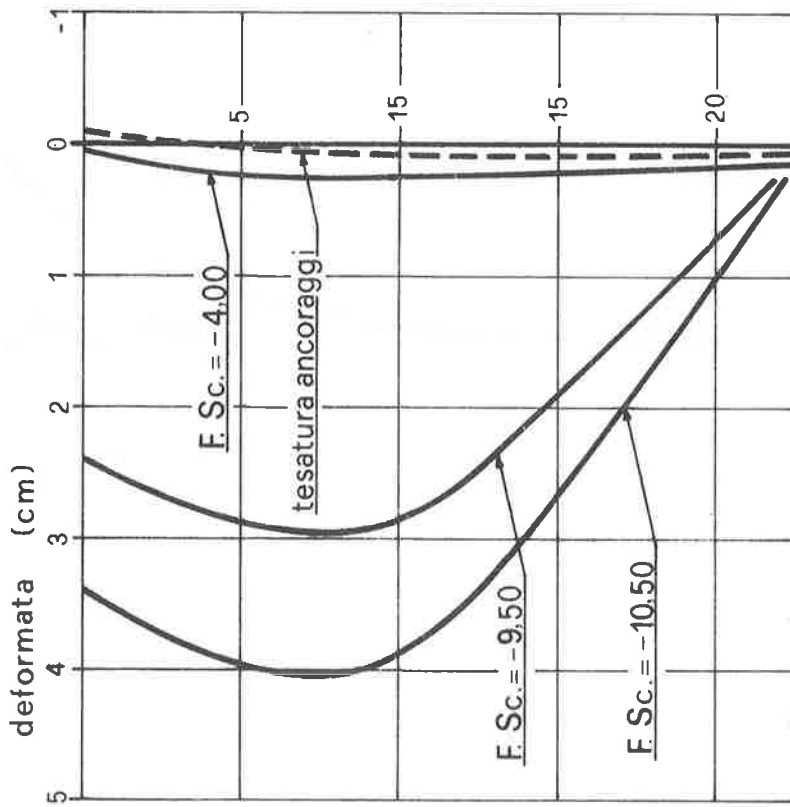


fig. 14 - Deformata

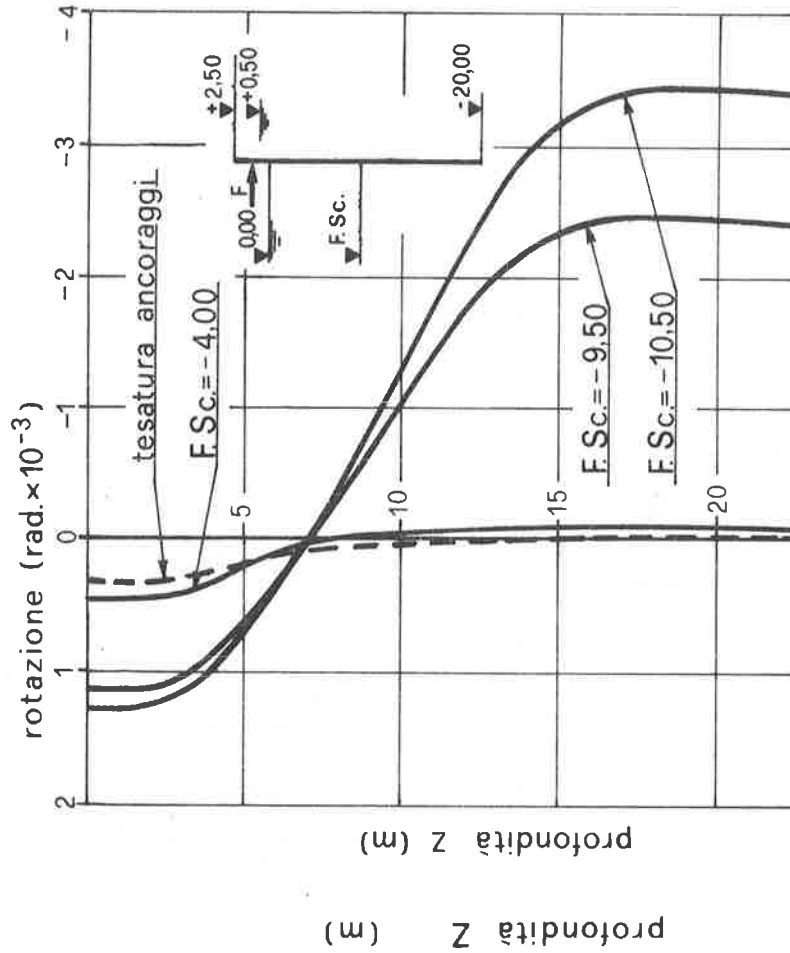


fig. 15 - Rotazioni

PANNELLO PRE-COMPRESSO

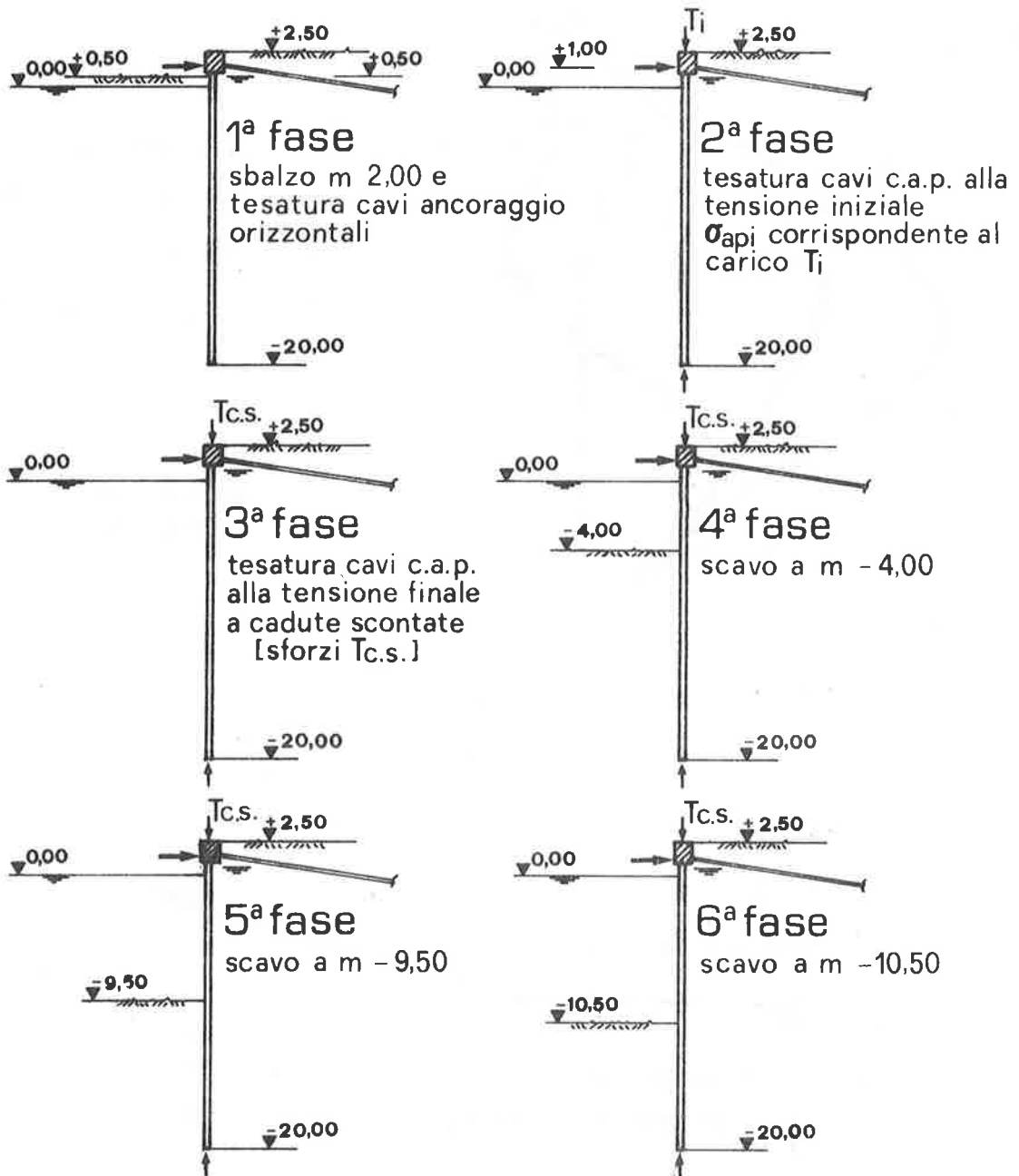


fig. 16 - Fasi di Tesatura ed Esecuzione Scavi

PANNELLO PRE - COMPRESSO

SCHEMA ELASTO-PLASTICO (WINKLER)

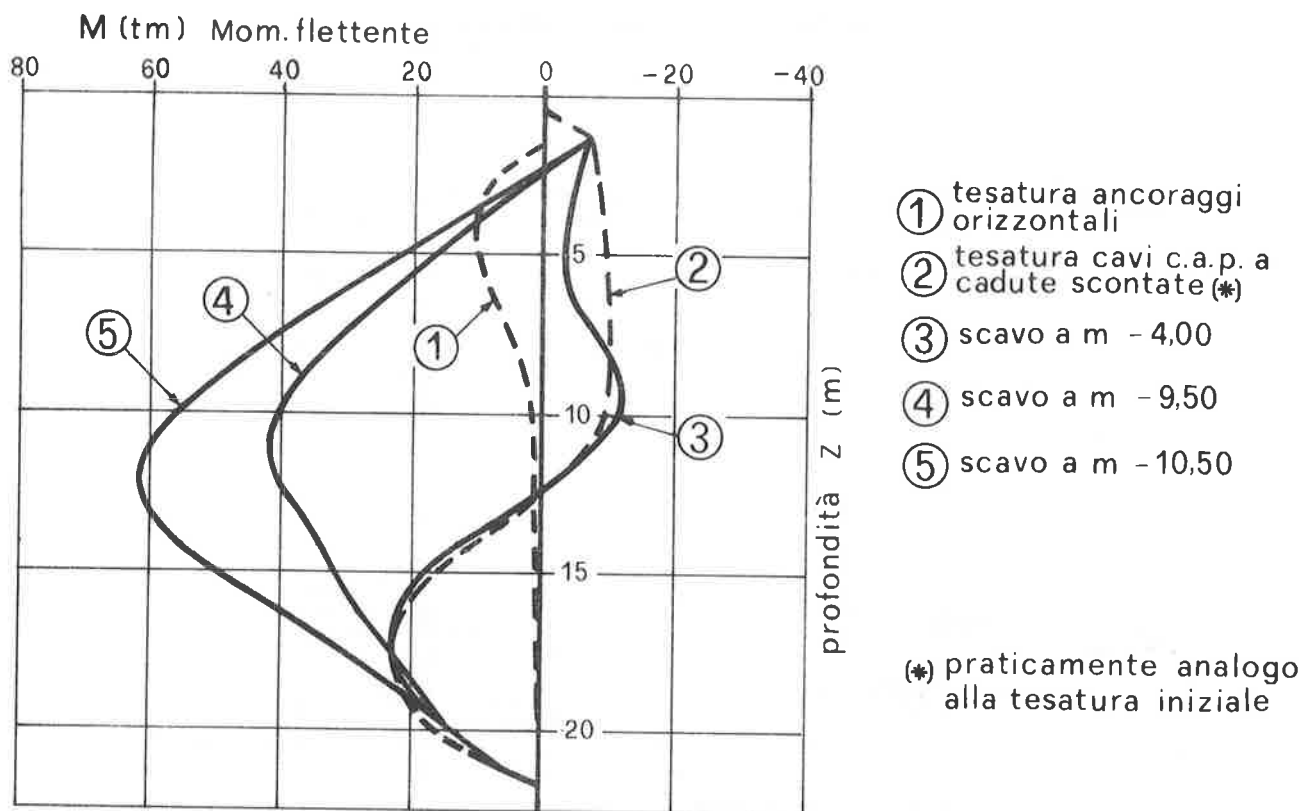


fig. 17 - Momenti Flettenti

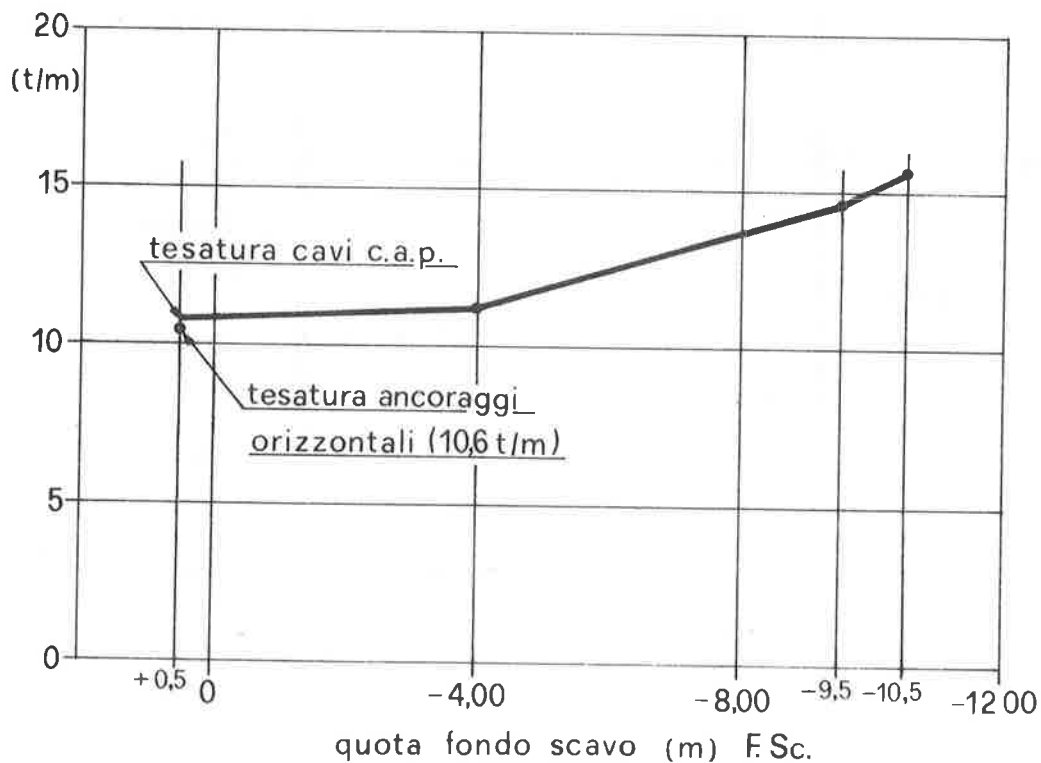
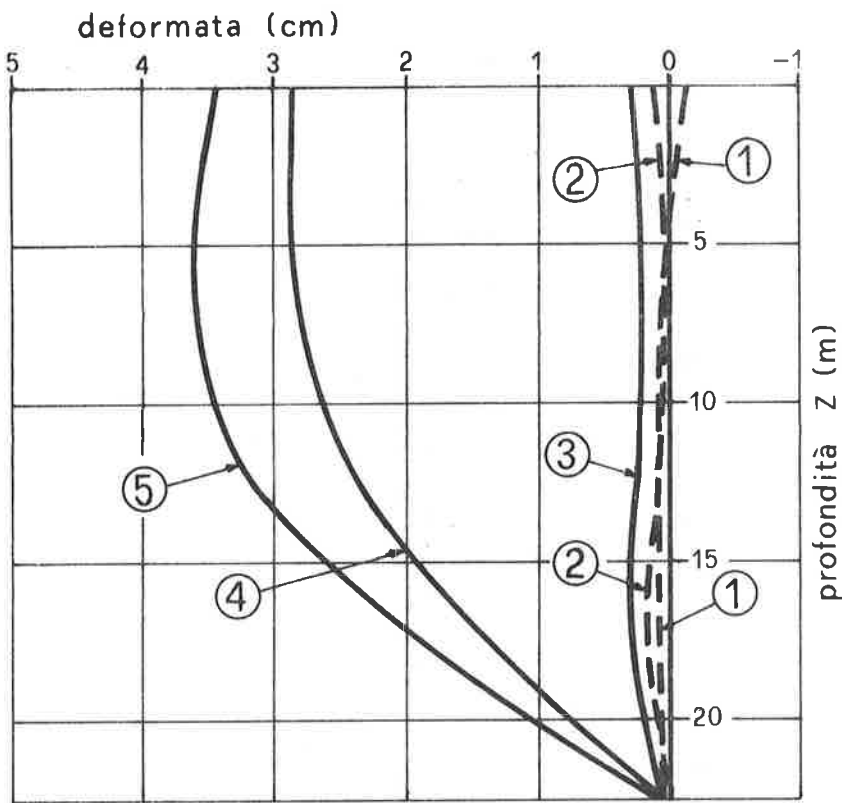


fig. 18 - Sforzo nel Tirante

PANNELLO PRE-COMPRESSO

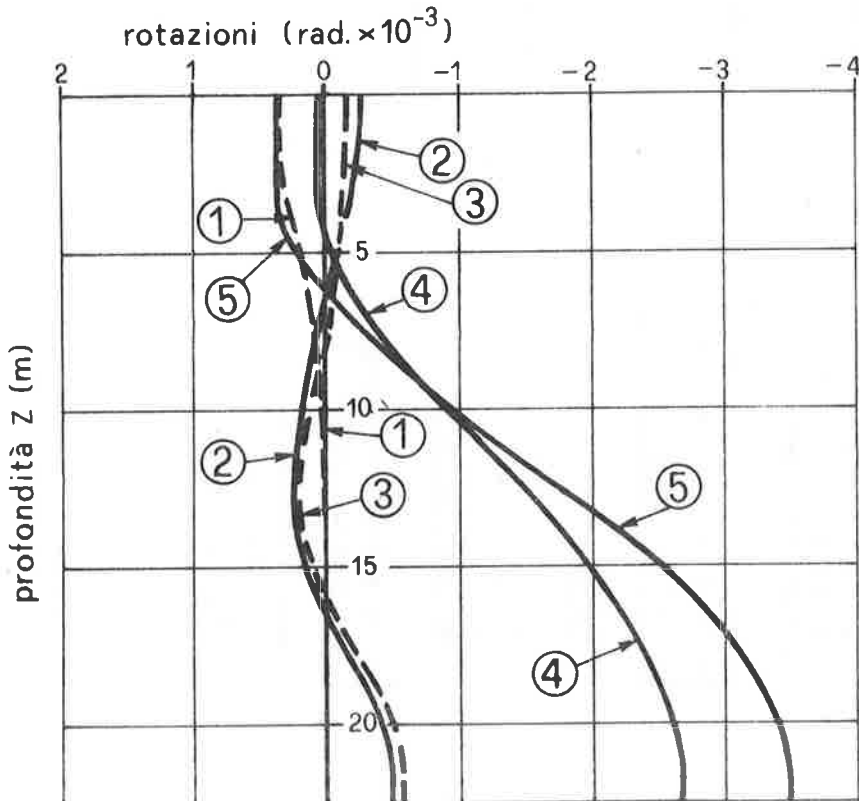
SCHEMA ELASTO-PLASTICO (WINKLER)



- ① tesatura ancoraggi orizzontali
- ② tesatura cavi c.a.p. a cadute scontate (*)
- ③ scavo a m - 4,00
- ④ scavo a m - 9,50
- ⑤ scavo a m - 10,50

(*) praticamente analogo alla tesatura iniziale

fig. 19 - Deformata



- ① tesatura ancoraggi orizzontali
- ② tesatura cavi c.a.p. a cadute scontate (*)
- ③ scavo a m - 4,00
- ④ scavo a m - 9,50
- ⑤ scavo a m - 10,50

(*) praticamente analogo alla tesatura iniziale

fig. 20 - Rotazioni

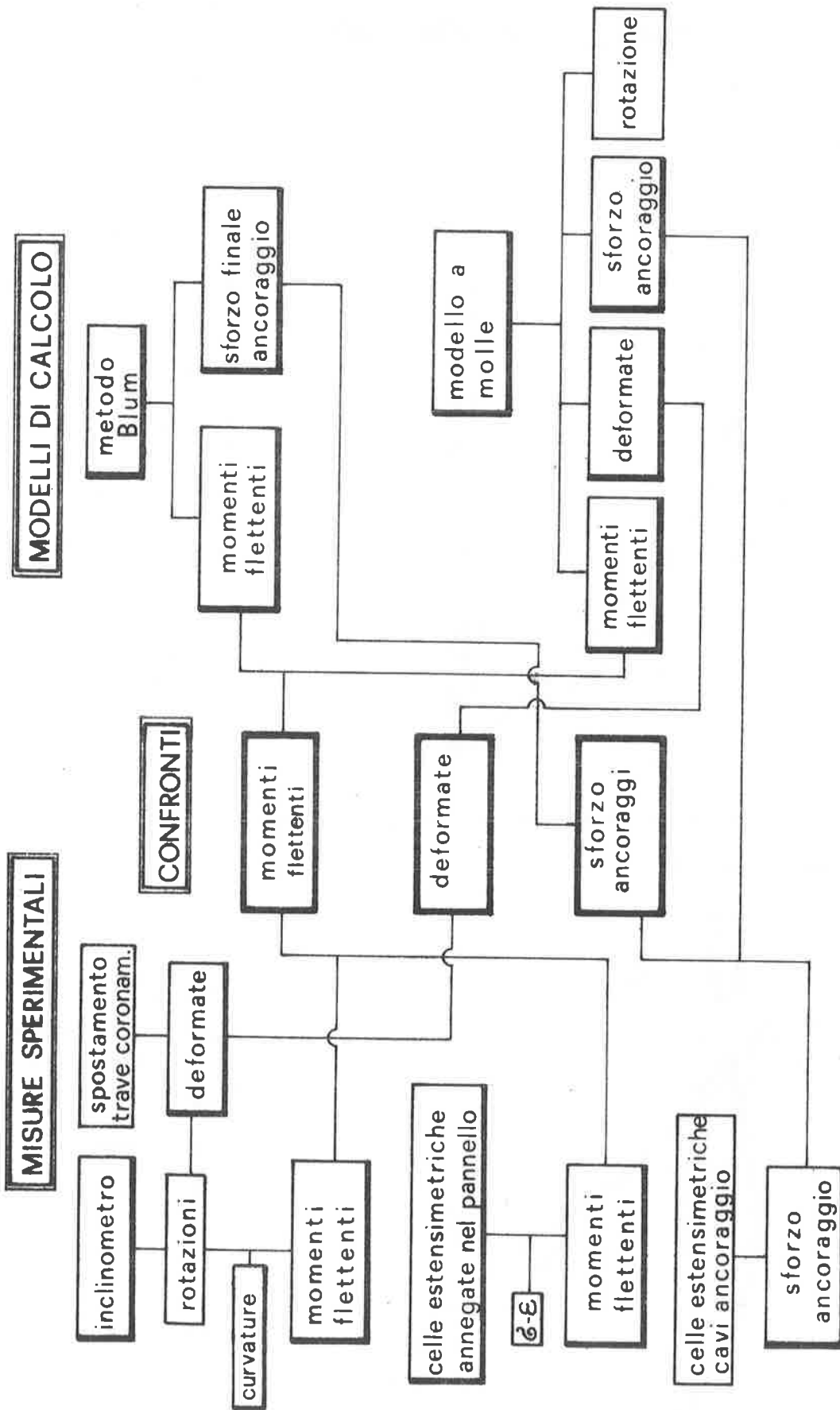


fig. 21 -

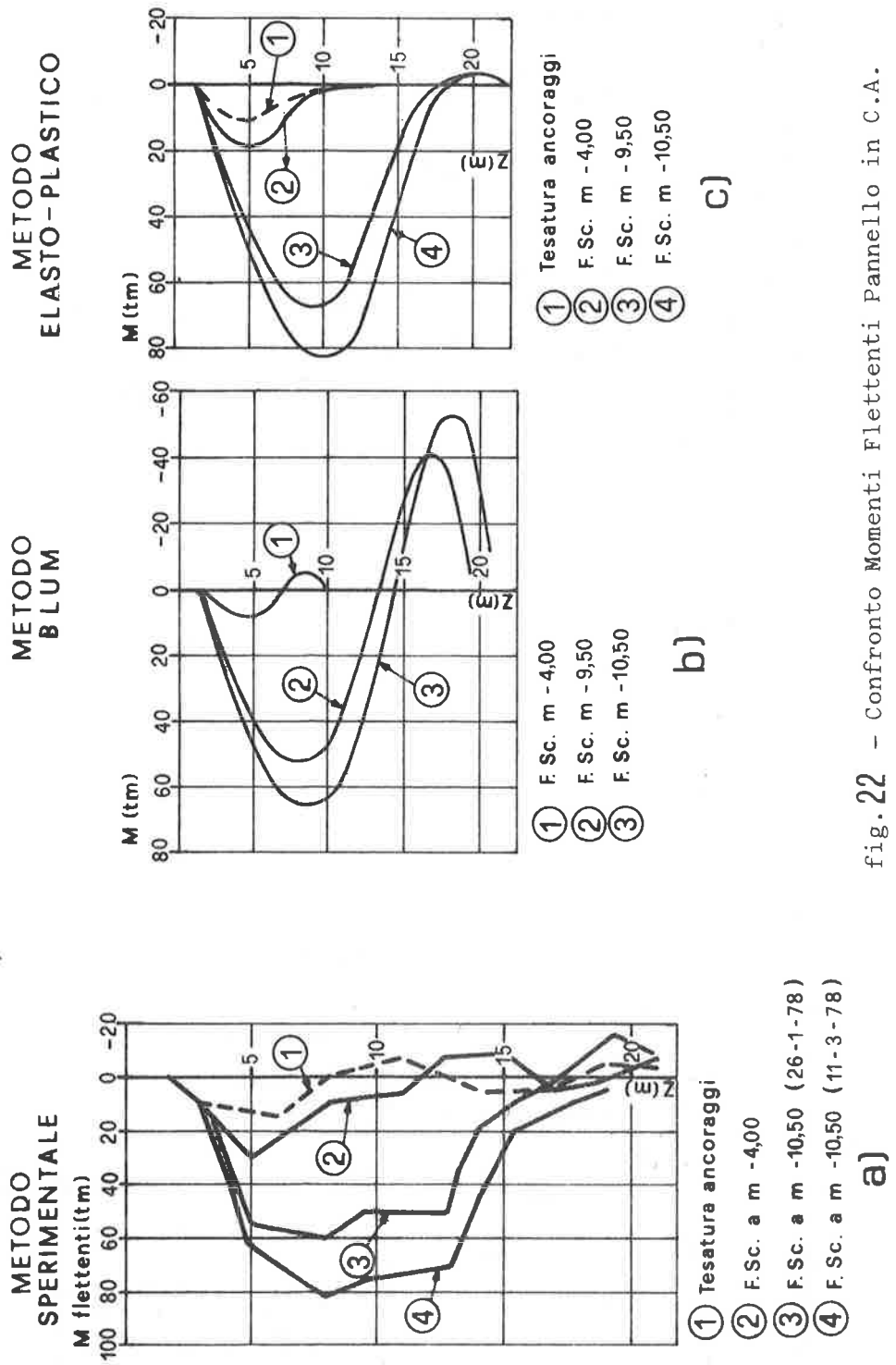
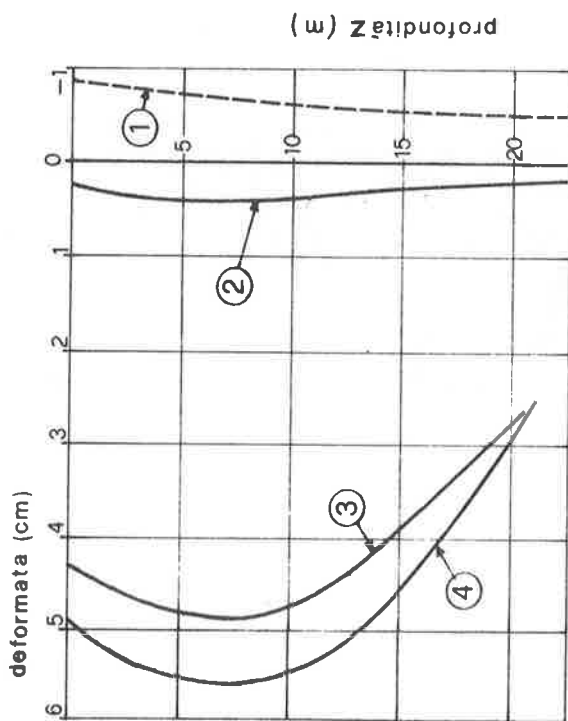


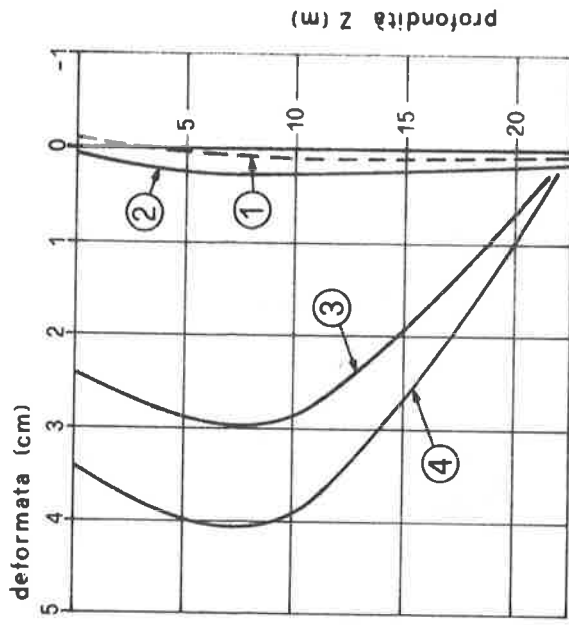
fig.22 - Confronto Momenti Flettenti Pannello in C.A.

SPERIMENTALE



- ① Tesatura ancoraggi
- ② F. Sc. m - 4,00
- ③ F. Sc. m - 1050 (26.1.78)
- ④ F. Sc. m - 1050 (11.3.78)

METODO ELASTO-PLASTICO



- ① Tesatura ancoraggi
- ② F. Sc. m - 4,00
- ③ F. Sc. m - 9,50
- ④ F. Sc. m - 10,50

fig. 23 - Confronto Deformate Pannello in C.A.

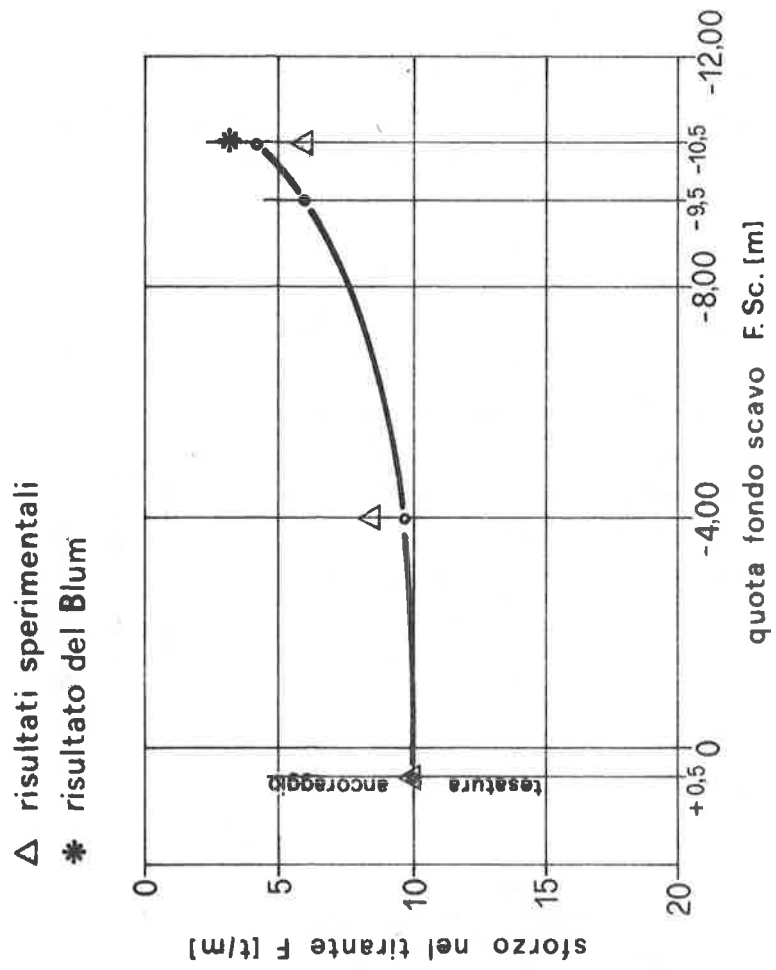


fig. 24 - Confronto Evoluzione Sforzo nel Tirante Pannello in C.A.

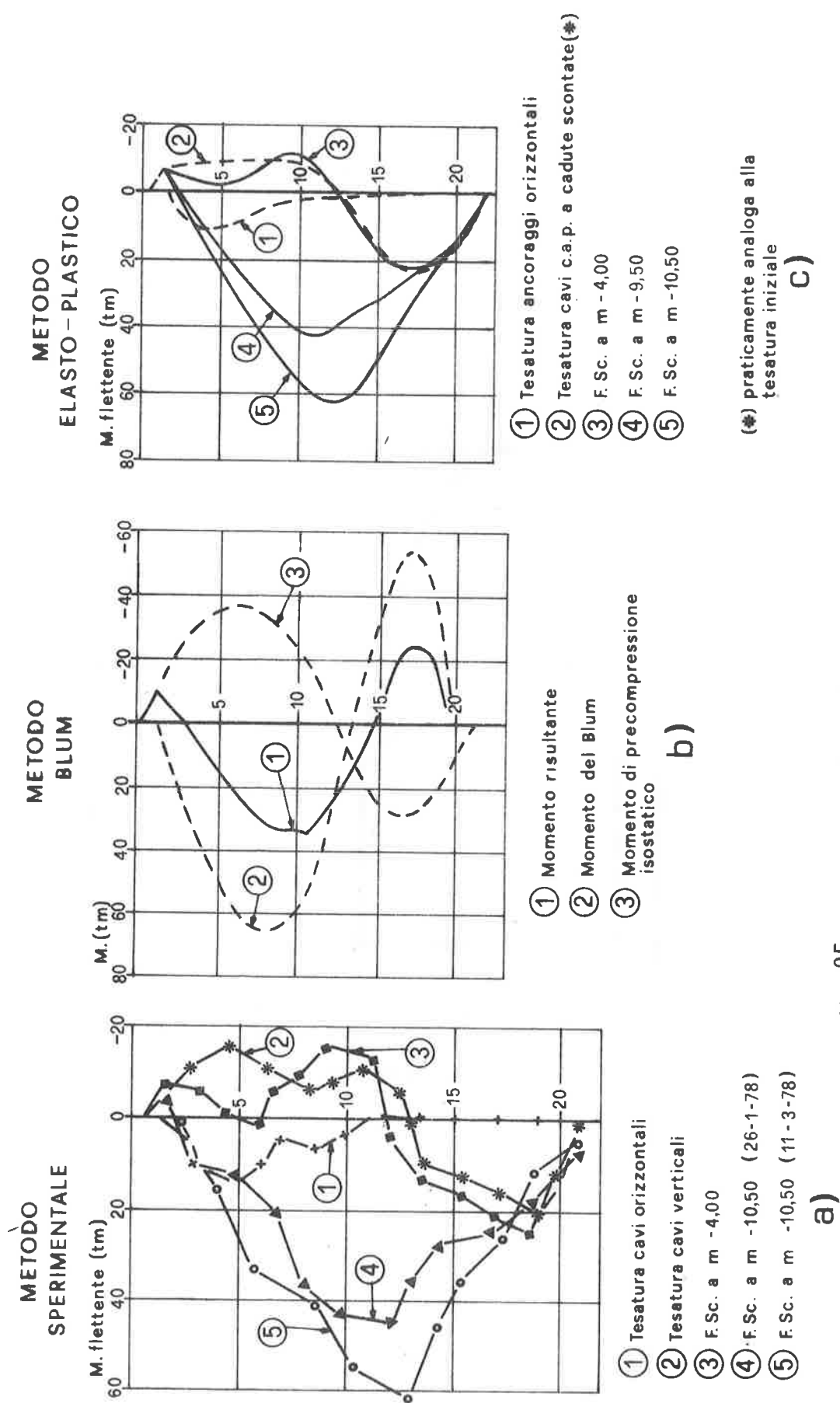
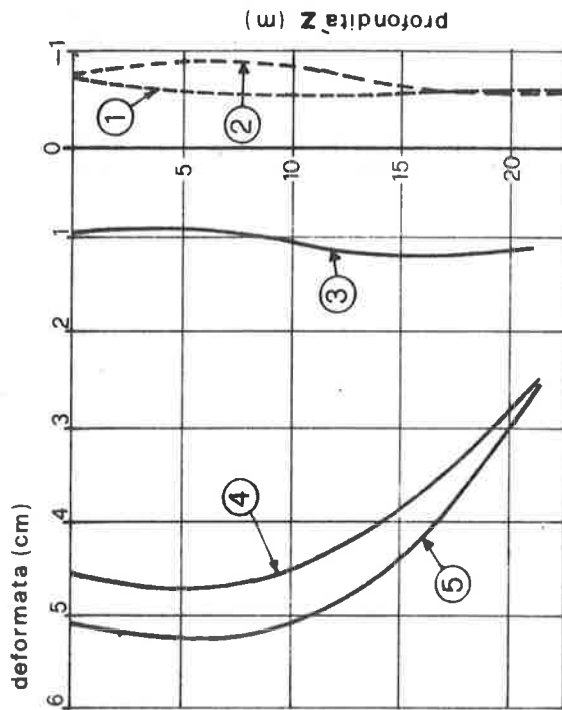


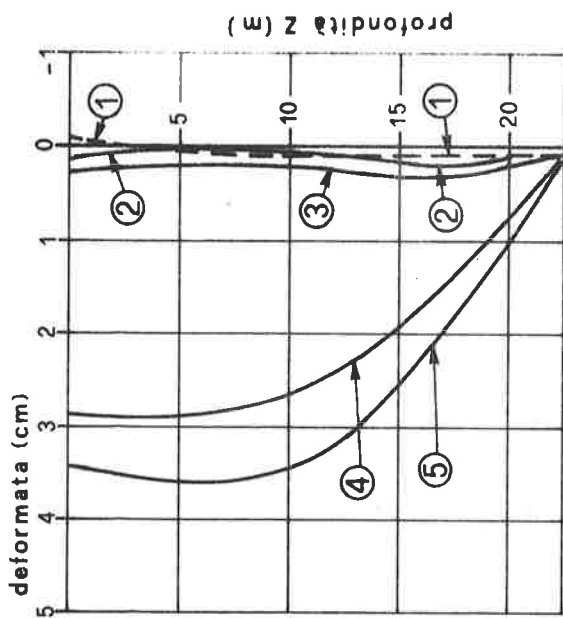
fig.25 - Confronto Momenti Flettenti Pannello pre-Compresso

SPERIMENTALE



- ① Tesatura ancoraggi
- ② Tesatura cavi c.a.p.
- ③ F.Sc. a m - 4,00
- ④ F.Sc. a m - 10,50 (26-1'78)
- ⑤ F.Sc. a m - 10,50 (11-3'78)

METODO ELASTO-PLASTICO



- ① Tesatura ancoraggi orizzontali
- ② Tesatura cavi c.a.p. a cadute scontate (※)
- ③ F.Sc. a m - 4,00
- ④ F.Sc. a m - 9,50
- ⑤ F.Sc. a m - 10,50

(※) praticamente analoga alla
tesatura iniziale

fig. 26 - Confronto Deformate Pannello pre -Compresso

△ risultati sperimentali
* risultato del Blum

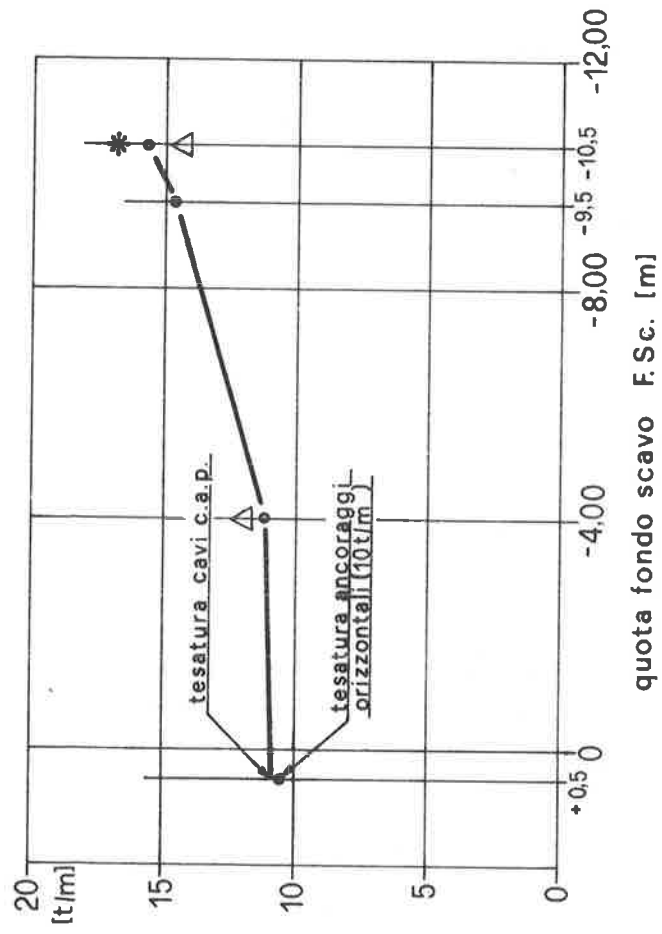
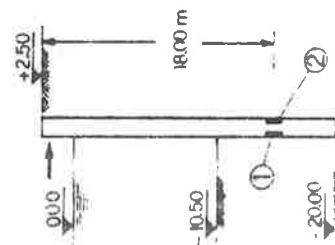
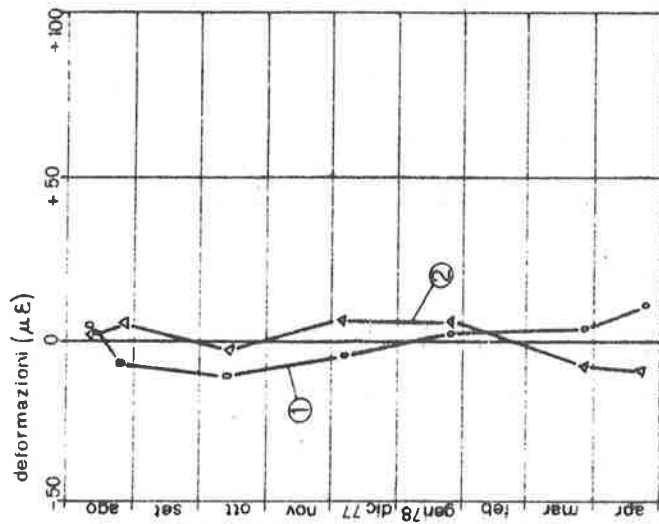


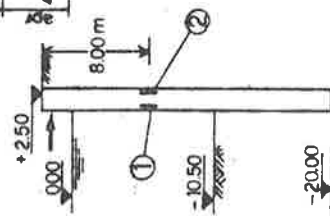
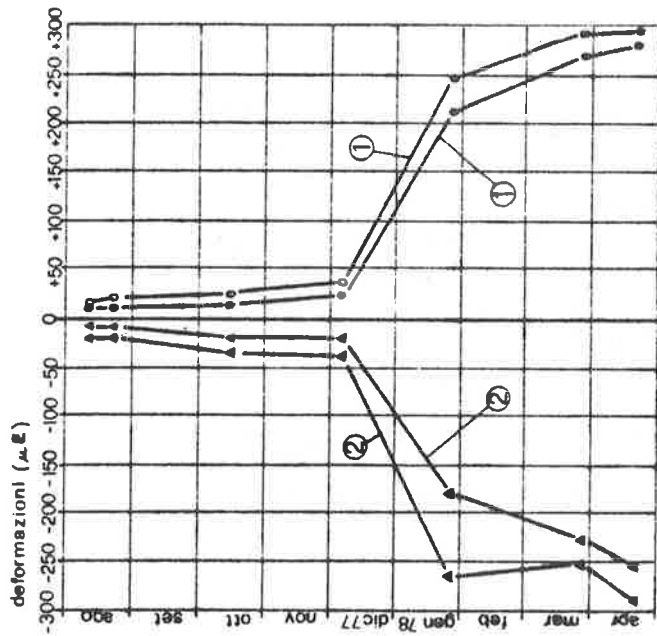
fig. 27 - Confronto Evoluzione Sforzo nel Tirante Pannello pre -Compresso

- BANCHINA IN CEMENTO ARMATO ARMATO ORDINARIO

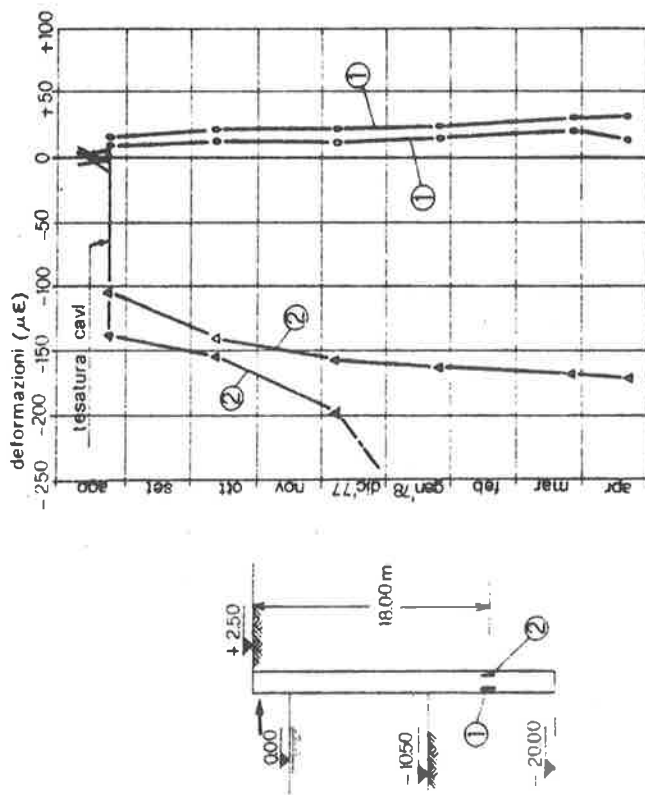
celle estensimetriche a 18 m
dal piano del piazzale.



celle estensimetriche a 8 m
dal piano del piazzale.



celle estensimetriche a 18 m
dal piano del piazzale.



celle estensimetriche a 8 m
dal piano del piazzale.

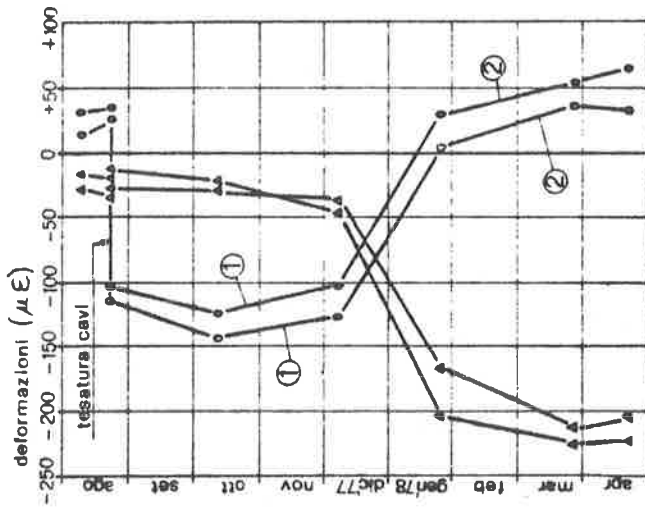


Fig - 29 -

TITOLO :

IL PONTE SOMMERSO

AUTORI :

CARLO CESTELLI GUIDI

SILVANO ZORZI

IL PONTE SOMMERSO (°)

CARLO CESTELLI GUIDI SILVANO ZORZI

Sommario

Si presenta una proposta di soluzione per l'attraversamento dello Stretto di Messina che riprende il tema della condotta sommersa a mezz'acqua, a peso bilanciato, provvista di un numero discreto di appoggi intermedi. In particolare viene accennato ad alcuni problemi connessi con la progettazione e la realizzazione dell'opera.

Summary

A proposal for the solution of the Stretto of Messina crossing is presented, consisting in a submerged balanced-weight tunnel, provided with a limited number of intermediate supports. In particular some problems associated with the tunnel design and construction are evidenced.

(°) La memoria è stata estratta dalla pubblicazione "Il Ponte Sommerso" presentata dall'Ing. Alfio Chisari (IRI-ITALSTAT)

1. Premessa

La prospettiva di realizzare un collegamento stabile Sicilia-Continente è stata, nel decennio trascorso, al centro di un dibattito nelle diverse sedi istituzionali: politiche, scientifiche, culturali e sociali.

La Conferenza Nazionale dei Trasporti ha dato una risposta affermativa all'esigenza di collegamento stabile, inquadrandola nella problematica connessa all'integrazione del Mezzogiorno e delle isole nell'area economica nazionale.

Nella stessa Conferenza si è poi manifestata un'esigenza particolare affinché le diverse alternative di soluzioni progettuali vengano vagliate sotto il profilo tecnico-economico attraverso l'elaborazione di una rigorosa analisi di fattibilità.

Si espone di seguito una proposta di soluzione che riprende il tema della condotta sommersa a mezz'acqua; la quale offre l'inestimabile vantaggio di risolvere nel modo migliore il problema degli accessi, che possono essere collocati pressochè al livello dell'attuale viabilità.

L'attraversamento inoltre non avrebbe un'ubicazione necessariamente obbligata, ma potrebbe essere spostato, con un certo grado di libertà, in situazione più favorevole alla topografia urbanistica.

Già nell'anno 1971 il Dr. Ulrich Finsterwalder ipotizzava la possibilità di realizzare l'attraversamento dello stretto di Messina mediante una condotta sommersa a mezz'acqua, a peso bilanciato (pari al volume del liquido spostato) di 3000 m di lunghezza, vincolata solo agli estremi sulle sponde.

L'idea della travata in equilibrio di peso era affascinante. Tale soluzione, sulla base di tante ulteriori conoscenze acquisite e di un più realistico ripensamento della proposta iniziale del Dr. Finsterwalder, meritava di essere ripresa e sviluppata. In effetti, se pur staticamente possibile, la travata in equilibrio su 3000 m di luce è soggetta, sotto i carichi accidentali o la spinta delle correnti marine, a deformazioni macroscopiche, dello stesso ordine di grandezza di quelle di un ponte sospeso sulla stessa luce libera.

La soluzione alternativa proposta è perciò ancora quella della travata tubolare disposta nel piano verticale ad arco di cerchio ad attraversamento dello stretto a mezz'acqua, ma provvista di un numero discreto di appoggi intermedi, pur sempre in regime di quasi perfetta sospensione; intervenendo i vari appoggi prevalentemente alla sopportazione di carichi accidentali, della spinta delle correnti e del peso delle incrostazioni marine.

Gli appoggi intermedi, rispetto a quelli di un eventuale ponte a più campate, risultano in tal caso ben meno impegnati sotto il profilo statico e decisamente meno impegnativi sotto lo aspetto costruttivo, essendo la loro altezza sul fondo dell'ordine di soli 50-60 m.

La travata tubolare continua, su sostegni amplissimamente distanziati, data la sua snellezza, presenta un'adattabilità senza danno a cedimenti differenziali degli appoggi, anche cospicui.

Gli stessi moti sismici sussultorio o ondulatorio hanno su di essa effetti ridotti in virtù della bassa frequenza propria della struttura rispetto alla frequenza dominante dei sismi.

Per quanto riguarda la struttura e la tecnologia della costruzione si prevede una travata tubolare costituita da due gusci metallici concentrici, con intercapedine riempita di calcestruzzo armato, tanto robusta e di tale massa da escludere il rischio di essere danneggiata da urto e affondamento di natanti o esplosione di bomba.

2 - Aspetti sismici

La sismicità dello stretto di Messina rappresenta uno dei grossi interrogativi sulla realizzabilità tecnica di qualsiasi opera stabile di attraversamento.

Preliminare allo studio concreto della progettazione è senz'altro necessaria una serie di indagini sul sito comprendente: indagini geologiche, geofisiche e geotecniche.

L'attività sismica del Mediterraneo è concordemente riconosciuta come conseguenza dello stato di compressione esistente tra i continenti africano ed europeo.

Nel meccanismo di liberazione dell'energia accumulata, complesso e scarsamente conosciuto, uno dei punti focali è costituito da un sistema di faglie attive che interessa lo stretto di Messina e l'intero arco calabro.

La localizzazione degli epicentri dei più importanti terremoti permette di precisare che l'orientamento del sistema di faglie entro lo Stretto si svolge lungo la direttrice di Messina-Vibo Valentia.

Previsioni quantitative sui terremoti nella zona in esame possono essere ottenute attraverso elaborazioni statistiche dei dati storici.

Con riferimento al Catalogo Sismico Enel (1975), prendendo in esame un'area di 200 Km di raggio con centro nel sito dell'opera, si trovano registrati oltre 4500 eventi. Un certo numero di questi eventi (anteriori al XVI secolo, di intensità inferiore al VI grado Mercalli, di origine vulcanica, etc.) deve essere escluso per motivi di attendibilità ed omogeneità statistica. Opportune leggi di attenuazione forniscono, per ciascuno degli eventi validi, l'intensità avvertita nel sito.

L'analisi statistica di tali intensità fornisce come risultato i periodi di ritorno di 250 e 500 anni per i gradi IX e X rispettivamente.

Come è noto, il terremoto del 1908 è stato stimato di intensità pari a circa l'XI grado Mercalli.

Le incertezze con cui le analisi statistiche interpretano gli eventi più rari non consentono di attribuire un valore al periodo di ritorno di tale evento che verrà quindi nel seguito definito come "evento con periodo di ritorno non inferiore a 500 anni".

Il requisito principale di progetto nei confronti dell'azione sismica, adeguato all'importanza dell'opera, è che non si verificino gravi danni strutturali in occasione anche di eventi di probabilità molto ridotta. In analogia con opere di importanza confrontabile, si ritiene ragionevole che tale requisito sia rispettato per un evento con periodo di ritorno non inferiore a 500 anni. Un secondo requisito di progetto richiede poi

che l'opera resti indenne da qualsiasi danno strutturale in occasione di eventi sismici più frequenti e quindi di minore in tensità: il periodo di ritorno dell'evento corrispondente a tale requisito si assume, con criterio di larga cautela, pari a 250 anni.

In mancanza di informazioni dettagliate sulle caratteristiche di amplificazione locale del suolo, con i dati geotecnici attualmente disponibili, e tenendo conto della notevole estensione spaziale della struttura, si può associare al sisma più severo di progetto un valore efficace del picco di accelerazione di 0,5 g, mentre per la verifica del secondo requisito il valore corrispondente è di 0,3 g.

I valori suddetti valgono per le componenti orizzontali delle accelerazioni: per quelle verticali tali valori possono essere stimati del 30% inferiori.

Per quanto riguarda il contenuto in frequenza, in mancanza di informazioni dirette (registrazioni di sismi di forte in tensità), sono rilevanti le due osservazioni seguenti:

- il fondale dello Stretto è di natura prevalentemente rocciosa;
- le profondità ipocentrali caratteristiche della zona dello Stretto non sono molto elevate (dell'ordine di qualche decina di chilometri).

Sulla base di queste osservazioni si può assumere che il contenuto in frequenza del moto sismico sia distribuito in modo approssimativamente uniforme nella banda di frequenza tra 0 e 15 Hz.

Data la rilevante distanza tra i punti di contatto della struttura con il suolo, si può senz'altro ritenere che le accelerazioni trasmesse ai singoli appoggi siano tra loro completamente scorrelate.

Un'ulteriore conseguenza della lunghezza dell'opera è la necessità di tener conto degli spostamenti relativi che si verificano tra i punti del suolo ove sono ubicati gli appoggi.

La deformazione elastica del suolo conseguente al meccanismo di propagazione delle onde comporta spostamenti relativi

tra gli appoggi all'incirca uguali agli spostamenti assoluti puntuali. Gli ordini di grandezza di questi, congruenti con accelerazioni di 0,5 e 0,3 g, sono rispettivamente 50 e 30 cm.

Terremoti con origine nel sistema di faglie dello Stretto possono provocare importanti scorrimenti permanenti in superficie. Utilizzando le indicazioni di natura storica disponibili, uno scorrimento residuo di 1 metro può ritenersi compatibile con l'evento sismico di progetto.

3. Problemi di carattere idraulico e marittimo

Trovare una risposta adeguata, convincente e, soprattutto, documentata, ai problemi di carattere idraulico e marittimo, costituisce un momento pregiudiziale alla messa a punto di uno studio di fattibilità che coinvolga l'attuale assetto delle acque ed il loro movimento.

La soluzione "Ponte Sommerso", della quale ci si occupa nella presente relazione, pone ostacoli evidenti alla circolazione idrica nello Stretto. Ostacoli che derivano sia dall'ingombro rappresentato dagli appoggi, inferiore peraltro a quello di analoghe soluzioni classiche con ponte a più luci, che da quello della galleria sommersa.

In proposito può osservarsi che l'incremento di velocità delle correnti non è proporzionale in modo diretto alla riduzione della luce netta, poichè contemporaneamente l'aumento della resistenza al moto provoca una riduzione della portata transiente.

Altri problemi, forse i più rilevanti dal punto di vista di uno studio di fattibilità, si presentano nelle fasi di varo e di posizionamento delle diverse sezioni del manufatto.

Si individuano pertanto di seguito gli studi e le ricerche che occorre esperire in modo sistematico al fine di avere disponibili quelle informazioni di base che appaiono indispensabili per procedere allo sviluppo dello studio del progetto anche sotto il profilo degli aspetti idraulici e marittimi.

La messe di notizie possedute circa le caratteristiche

tipicamente "dinamiche" dello Stretto di Messina (correnti, maree, livelli, moto ondoso, movimenti oscillatori di lungo periodo) è nettamente insufficiente ai fini tecnici.

Le campagne di indagini più recenti, pur impegnando nomi illustri quali quello di Cousteau, hanno fornito risultati puntuali e dispersi.

E' evidente pertanto la necessità di riprendere in esame "in toto" il complesso delle caratteristiche da indagare e di impegnare nell'esecuzione delle misure tutte le più avanzate e collaudate tecniche di rilevamento, senza risparmio di mezzi.

Le azioni esercitate sul manufatto sia in fase costruttiva che in fase finale e le perturbazioni indotte nella circolazione idrica, dipendono grandemente dal regime delle correnti, in velocità e direzione, lungo tutto lo sviluppo dello Stretto. Si tratta pertanto di strumentare diverse sezioni trasversali, misurando le correnti superficiali e a diverse profondità per un periodo sufficientemente lungo.

Relativamente all'importanza assunta dalle correnti nello Stretto, è da ricordare comunque che sono state misurate, anche recentemente, velocità localizzate dell'ordine di 3,5 m/s.

Non sono poi certamente da sottovalutare le componenti secondo la direzione verticale, o verso l'alto o verso il basso.

Sembra che tali particolari correnti, di intensità non trascurabili, siano da collegare alla propagazione di onde interne, generate a loro volta da una instabilità della superficie di separazione di masse d'acqua di diversa densità.

4. La struttura tubolare

4.1 Criteri informativi.

La "travata" del ponte sommerso è costituita da una struttura tubolare continua immersa a mezz'acqua, pressochè in equilibrio di peso, atta a superare perciò luci libere tanto più ampie quanto più peso e sottospinta pareggiano.

I fattori squilibranti sono però numerosi: i carichi accidentali stradali e ferroviari, il peso delle incrostazioni marine sull'estradosso (alghe e molluschi), la spinta delle correnti variamente orientate, gli impulsi dovuti al sisma; in confronto ai carichi permanenti, tali azioni risultano modeste, ognuna di esse rappresenta un'aliquota squilibrante dell'ordine massimo del 3%; ma sono tali azioni che, in funzione delle caratteristiche strutturali della sezione tubolare resistente, definiscono la distanza massima compatibile tra gli appoggi della travata continua.

Tale distanza va inoltre controllata anche agli effetti di contenere entro limiti ammissibili la deformabilità della struttura tubolare, soprattutto al passaggio dei convogli ferroviari, o in presenza delle massime spinte delle correnti; e va altresì verificata in funzione di un ipotetico disastro navale (collisione, collisione con incaglio, urto per affondamento), o esplosione di bomba.

Potrebbe anche darsi, come estremo limite di cautela, che fosse opportuno dimensionare il ponte sommerso anche nell'ipotesi che l'intera struttura tubolare, per un inverosimile incidente, dovesse riempirsi totalmente d'acqua; in tal caso il fattore squilibrante sarebbe di ben altro ordine di grandezza rispetto a quelli già presi in considerazione, e di per sé solo limiterebbe l'interasse massimo tra gli appoggi.

La struttura tubolare, ai fini della sicurezza e della durabilità, deve risultare compatta, robustissima e impermeabile; la sua sezione trasversale, allo scopo di ridurre al minimo la sezione liquida dell'attraversamento e l'ostacolo alle correnti marine, deve avere altezza ridotta e sagoma idrodinamica.

Deve essere previsto un sistema regolabile, sicuro e di facile esercizio, per poter zavorrare la struttura tubolare nel suo interno, in modo che sempre e comunque sia possibile qualsiasi intervento per controllare e regolare il meccanismo precipuo della soluzione proposta: quello dell'equilibrio dei pesi; il dimensionamento della struttura deve tuttavia, in linea di principio, prescindere il più possibile da interventi sulla zavorra in fase di esercizio del ponte.

Deve essere altresì studiato il sistema per poter operare, ad intervalli lunghi di tempo, una rudimentale manutenzione dell'estradosso della struttura; precipuamente allo scopo di rimuovere l'eventuale eccesso di incrostazioni marine.

4.2 - Descrizione di possibili soluzioni strutturali.

Per esaminare il funzionamento di una siffatta struttura tubolare sono stati necessariamente presi in considerazione alcuni schemi definiti, sui quali poter operare le verifiche fondamentali e poter meglio individuare la problematica insita nei suoi principali aspetti.

4.2.1 - La sezione trasversale

La forma ottimale pare essere quella ellittica, cui è stato attribuito un ingombro interno di 36,60 m sull'asse orizzontale e di 21,00 m su quello verticale; tale sezione può alloggiare, in destra e sinistra, due carreggiate autostradali, ognuna a doppia via di corsa e corsia di emergenza, provviste di marciapiedi di ricovero e servizio; e, al centro, una sede ferroviaria a doppio binario; il posizionamento del piano del ferro, rispetto all'asse orizzontale della sezione ellittica, è previsto variabile lungo il tracciato; risulta così possibile sfruttare in altezza l'intero vano libero disponibile per ridurre la pendenza del profilo ferroviario (v. tav. 3).

L'involucro della struttura tubolare è costituito da due gusci concentrici in lamiera di acciaio, con interspazio dello ordine di 1÷2m, tra di loro rigidamente intralicciati; l'interspazio è riempito di calcestruzzo armato, o anche precompresso, formante coi gusci corpo monolitico; la struttura risultante si conforma, come un misto ferro-calcestruzzo, attrezzato a fungere da resistentissimo "bunker".

Internamente sono previsti setti di controventatura verticali e orizzontali in calcestruzzo armato o precompresso: a delimitazione e supporto della rete ferroviaria e delle due carreggiate autostradali e a formazione dei vani per ventilazione ed impianti; i vani inferiori compresi tra l'involucro e i setti, risultano

disponibili come contenitori della massa inerte bilanciante la sottospinta (camere di compensazione a zavorra d'acqua).

La funzione di tale zavorra risulta limitata, agli effetti del funzionamento della struttura tubolare in regime di "quasi" equilibrio idrostatico; il suo peso potrebbe essere sostituito da un generale irrobustimento della struttura stessa; ma essa va intesa come garanzia di sicurezza al fine di poter operare il più opportuno riaggiusto dei pesi in gioco, sia in fase di costruzione che di esercizio.

4.2.2 Il profilo longitudinale

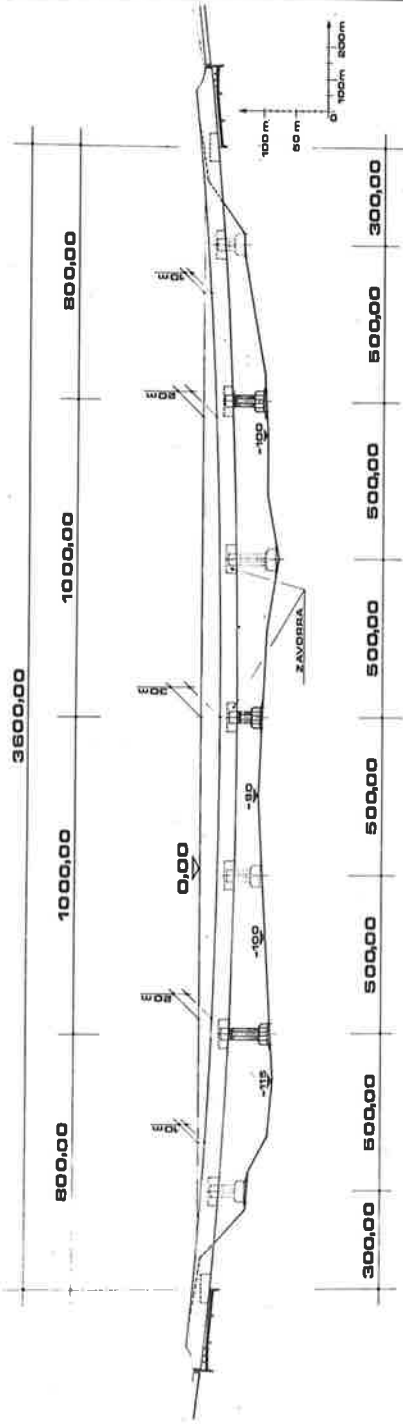
Per semplicità di schematizzazione esso è stato assunto, in prima ipotesi, conformato ad arco di cerchio di 3.600 m di sviluppo tra gli appoggi terminali e 45.000 m di raggio; tale profilo consente di limitare le pendenze stradali ad un massimo del 4% e quella ferroviaria al 2%; è infatti previsto che i treni imbocchino il ponte sommerso rasentando il fondo della struttura tubolare, e traversino in mezzeria il punto più depresso rasentando la calotta; tale escursione di posizionamento consente, coi dimensionamenti assunti, di dimezzare la pendenza massima del piano del ferro.

4.2.3 La distanza tra gli appoggi

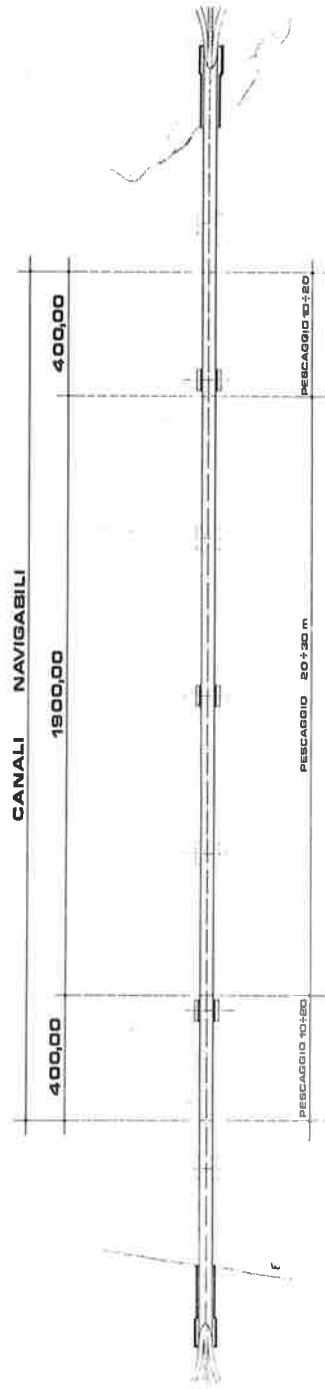
Sempre a titolo di ipotesi di verifica, la distanza massima tra gli appoggi in alveo è stata assunta pari a 1.000 m; oppure in alternativa pari a 500 m; la prima ipotesi corrisponde al massimo sfruttamento della sezione resistente, i cui parametri dimensionali sono soprattutto dettati dagli ingombri funzionali; la seconda ipotesi è invece ancora compatibile con la sicurezza dell'opera nel caso di totale inondamento del tubo (v. tav. 2).

La scelta dell'interasse ideale rappresenta per certo il nodo soluzioneale critico e impone i più complessi e diversificati accertamenti e studi, quali ad esempio: la natura dei terreni sottostanti, il disturbo idraulico conseguente ai sostegni, il loro costo, il possibile sistema di esecuzione della

PROFILO LONGITUDINALE



PIANTA



1:5000
0 100m 200m

TAV.

2
PIANTA E PROFILO
LONGITUDINALE

struttura tubolare, le massime deformazioni in essa ammesse, le implicazioni sismiche, il grado di sicurezza desiderabile ecc.

Per quanto concerne la sola struttura tubolare, va tuttavia anticipato che le due ipotesi prese in considerazione non ne alterano sostanzialmente l'assetto strutturale; avendo assunto come tassi di lavoro nei materiali, nel caso di interasse pari a 1.000m e assenza di inondamento, quelli normalmente ammissibili, con coefficienti di sicurezza molto elevati; nel caso di interasse pari a 500 m e condotta inondata (data l'abnormità dell'evento) tassi di lavoro per contro prossimi al limite elastico dei materiali con coefficienti di sicurezza ridotti.

4.3 Azioni sulla struttura

4.3.1 Carichi accidentali.

Sono quelli stradali e quelli ferroviari, di valore ben cognito; per i primi si è ipotizzato un carico indefinitamente esteso di 4t/m (1t/m per ogni via di corsa); per i secondi si è considerata la presenza contemporanea di due convogli ferroviari di 250 m di lunghezza, e di intensità pari a 8,2t/m cadauno, incrociantisi nei due sensi di marcia. Tali carichi, combinati nelle condizioni più sfavorevoli agli effetti del regime flessionale, equivalgono all'incirca ad un carico indefinito comunque disposto dell'ordine di 10t/m (rappresenta poco più dell'1% delle masse in gioco).

4.3.2 Peso delle incrostazioni

Alghe e molluschi, come sugli scafi delle navi, verranno ad incrostarsi sulla superficie esterna della struttura tubolare con che ritmo di accrescimento e in che misura massima è difficile dire, senza sperimentazione diretta in sito, in presenza delle forti correnti di frequente e mutevole direzione. Uno strato corticale di acciaio inossidabile a protezione del guscio metallico esterno, o speciali vernici di materiale repellente possono forse, in tutto o in parte, ostacolare il fenomeno; oppure si può pensare ad un sistema meccanico di periodica raschiatura di pulizia. Cautelativamente va però sempre tenuto

conto di un possibile cospicuo incremento dei pesi inerti agenti sulla struttura; si è fatta l'ipotesi, negli esami campione, che tale incremento di carico possa addirittura essere dell'ordine di 20t/m, comunque disposto nelle posizioni più favorevoli, valore doppio perciò di quello conseguente ai carichi viaggianti. Il dimensionamento strutturale deve prudenzialmente tenerne conto; anche se, in effetti, le vasche di compensazione a zavorra d'acqua sarebbero in grado di provvedere, con manovre semplici, al riequilibrio dei maggiori pesi.

Va tenuto poi presente che le incrostazioni provocano, a fronte delle correnti marine, un aumento del coefficiente di scabrezza della struttura tubolare.

4.3.3 Sottospinta idrostatica residua

Nella struttura tubolare del ponte i carichi ingeneranti sforzi flessionali e taglianti nel piano verticale sono quelli viari e ferroviari (pari a circa 10t/m) e il peso delle incrostazioni (assunto, al massimo, pari a 20 t/m), ambedue agenti dall'alto verso il basso. Parrebbe perciò opportuno che l'iniziale stato della condotta risultasse preferenzialmente squilibrato in direzione opposta, e cioè dal basso verso l'alto.

Prevedendo, ad esempio, una prevalenza della sottospinta rispetto alla totalità dei carichi permanenti dell'ordine di 10 t/m, la travata risulterebbe pressochè equilibrata in concomitanza coi massimi carichi viaggianti; oppure con la metà del peso massimo attribuito alle incrostazioni; mediamente perciò essa sarebbe in quasi perfetto stato di equilibrio idrostatico; oppure, alternativamente soggetta a sforzi flessionali o taglianti pressochè uguali ma di segno opposto e di entità ridotta.

Per conseguire tale risultato, basta regolare all'inizio l'apporto in peso della zavorra nelle vasche di compensazione; con la possibilità di eventualmente correggerlo in seguito, ad intervalli lunghi di tempo.

In assenza di un peso di incrostazioni non bilanciato dalla sottospinta residua, deve ovviamente essere impedito

alla condotta di sollevarsi dai suoi appoggi; ciò può essere conseguito con appoggi "bilaterali" (resistenti cioè anche a forze agenti dal basso verso l'alto); oppure incrementando il peso della zavorra in corrispondenza degli appoggi (impiegando calcestruzzo anzichè acqua su tutti i vani inferiori di sponibili).

4.3.4 Urto dei natanti o esplosione di bomba.

La collisione di natanti di piccola stazza non pare pregiudizievole alla stabilità della struttura tubolare se si raffronta la sua massa strutturale (circa 700 t/m) con quella del natante, e l'enorme rigidità dell'involucro "bunkerizzato" a fronte della deformabile carcassa della nave. La energia cinetica viene a dissiparsi prevalentemente per effetto della deformazione di sfondamento nelle murate dello scalo. Ma un importante lavoro di deformazione sarà anche prodotto in opposizione della stessa struttura tubolare, in grado di tollerare deformazioni rilevanti sotto forze concentrate dell'ordine di alcune decine di migliaia di tonnellate.

Altrettanto succede per effetto dell'eventuale scoppio di una bomba in prossimità del ponte sommerso o addirittura contro il suo involucro, il cui spessore può resistere all'urto da esplosione di parecchie centinaia di chilogrammi di tritolo.

Molto più oneroso si presenta invece l'urto per affondamento se, nella peggiore delle ipotesi, la nave venisse a poggiare sopra il tubo.

La struttura tubolare può reggere comunque navi in affondamento del peso (immerso in acqua) dell'ordine di 50.000 t.

4.4 Soluzione strutturale prevalentemente funzionante come trave continua in cemento armato precompresso.

Lo spessore dell'involucro è dell'ordine di 2,00 m e la sua portanza è principalmente affidata al calcestruzzo contenuto entro gusci di acciaio di non rilevante spessore, precompresso mediante acciaio preteso corrente longitudinale.

Il guscio interno garantisce in ogni caso l'assoluta impermeabilità del tubo; quello esterno, una volta assolte le sue funzioni di cassero contenitore del getto, può subire, senza determinante pregiudizio per la struttura, la corrosione dell'ambiente marino.

Su interassi tra gli appoggi di 500 m, la stessa struttura, con solo aumento del ferro di armatura, sarebbe in grado di far fronte all'inondazione completa, seppure con coefficiente di sicurezza a rottura ridotto a 1,25.

4.5 Soluzione strutturale prevalentemente funzionante come travata continua in ferro cementato.

Lo spessore dell'involucro è in questo caso dell'ordine di 1,00 m e la portanza è principalmente affidata ai gusci di acciaio di rilevante spessore ed al ferro di armatura aggiunto nel calcestruzzo di riempimento.

E' in tal caso irrinunciabile la funzione portante anche del guscio esterno, che va debitamente protetto da fenomeni cospicui di corrosione.

Su luci massime di 1000 m, nelle stesse condizioni di carico che per la travata in cemento armato precompresso, i tassi di lavoro nei materiali sono quelli normalmente ammissibili, ed il coefficiente di sicurezza è sempre dell'ordine di 2,00.

Su interassi tra gli appoggi di 500 m la stessa struttura, addittura senza incremento di ferro di armatura, sarebbe in grado di far fronte all'inondazione completa, seppure con coefficiente di sicurezza a rottura ridotto a 1,25.

4.6 Stabilità nel piano trasversale.

La sezione interna a direttrice ellittica è prevista funzionalmente suddivisa nei vani di utilizzo e di assorbimento per il tramite di setti in cemento armato, verticali ed orizzontali, di rilevante spessore. Tali setti conferiscono una sicura stabilità trasversale di forma a fronte sia del rilevante sistema di pressioni radiali idrostatiche, sia degli eventi conseguenti ai carichi accidentali e agli urti dei natanti.

La suddivisione della sezione della struttura tubolare in 8 singoli vani operata dai setti rappresenta inoltre un fattore di gran-

de sicurezza agli effetti dell'eventuale inondazione della condotta, che in realtà probabilisticamente potrebbe essere solo parziale.

I due vani centrali ad esempio, a disposizione della sede ferroviaria, potrebbero essere previsti completamente stagni rispetto ai vani laterali; e basterebbe questo provvedimento per ridurre circa alla metà l'onere dei maggiori carichi d'acqua prodotti da un inondamento solo parziale.

4.7 Deformabilità della struttura tubolare.

Anche su appoggi con interasse pari a 1.000 m, le deformazioni sotto i carichi accidentali, stradali e ferroviari concomitanti nella posizione più sfavorevole, sono modeste; la freccia massima in mezzaria di una campata, nella soluzione in cemento armato precompresso, può essere contenuta entro 1/1000 della luce; e trattasi di situazione di carico abnorme; in situazione di normale esercizio, la freccia massima è contenuta entro 1/2000 della luce. Sotto la spinta laterale della corrente, che investe la sezione ellittica parallelamente all'asse maggiore, le deformazioni sul piano orizzontale risultano essere circa la metà di quelle indicate sul piano verticale. Nel caso di appoggi con interasse pari a 500 m le deformazioni risultano affatto trascurabili (circa 1/10 delle precedenti).

4.8 Sistemi costruttivi

La messa in opera delle componenti consiste:

- nella costruzione/installazione della struttura monotubolare;
- nella costruzione/installazione delle pile in alveo.

Si premette che i procedimenti di messa in opera richiedono lo sviluppo di tecnologie particolari e da definire.

Da questo punto di vista, mentre il sistema di installazione delle pile in alveo può essere assimilato, con le dovute cautele, ai sistemi di installazione di piattaforme fisse offshore e può giovare quindi delle conoscenze acquisite nel campo, il sistema di montaggio della struttura monotubolare sulle pile risulta completamente inesplorato, sia per le dimensioni

fisiche della struttura, sia per le particolari caratteristiche meteorologiche dello Stretto di Messina.

L'installazione della struttura deve essere effettuata con un sistema che goda delle seguenti proprietà:

- dia un buon grado di affidabilità;
- consenta la messa in opera in un tempo breve (2÷3 giorni) in modo da poter sfruttare "finestre" ambientali ottimali in termini di velocità di corrente e di previsione meteo nel breve e medio termine;
- permetta eventuali manovre di emergenza in concomitanza con il verificarsi di eventi meteorologici non previsti.

4.8.1 Il varo a spinta

Come procedimento esecutivo si può ipotizzare, in prima istanza, quella del varo "a spinta", consistente nel prefabbricare sulle sponde, entro appositi "bacini di carenaggio" in allineamento col profilo dell'attraversamento, successivi monconi della struttura tubolare; e, facendo contrasto sulle strutture murarie del bacino, nello spingere progressivamente in avanti il congiunto in formazione; ogni sforzo risultando alleviato dal comportamento idrostatico equilibrato della struttura in mare. Nel piano verticale, il posizionamento della struttura in fase di avanzamento può essere tenuto sotto controllo operando sulla zavorra presente nelle camere di compensazione. Procedimenti analoghi "a spinta" sono già stati soddisfacentemente sperimentati per varare grandi ponti o via dotti.

Più difficile è in controllo degli spostamenti nel piano orizzontale, per la presenza della spinta delle correnti marine; potenti cavi di ormeggio, ampiamente divaricati, potrebbero guidare l'avanzamento, oppure appoggi-guida provvisori.

Tale sistema di installazione della struttura tubolare si presta, però, alle seguenti considerazioni critiche:

a) la struttura viene sottoposta ad elevati sforzi flessionali, specialmente quando le parti a sbalzo di trovano in corrispondenza della zona di massima corrente;

b) l'installazione risulta lenta in quanto l'assemblaggio dei tronconi nel cantiere di spinta richiede opportuni tempi di

esecuzione e controllo (raggi X ed ultrasuoni) delle saldature sulle coperture interne ed esterne;

c) può essere difficile individuare manovre di emergenza nel caso di mareggiate o presenza di forti correnti.

4.8.2 Varo per affondamento

Una soluzione alternativa, che deve pur essa essere verificata, può consentire di superare tali difficoltà:

a) Il metodo di costruzione con il varo a spinta da terra può essere effettuato per i tratti costieri dove l'azione delle correnti è minore ed è quindi più agevole contrastarla con sistemi di cavi o di appoggi guida provvisori.

Il flusso di informazione rilevato con opportuni trasduttori permette la gestione centralizzata ed automatizzata dei parametri da ottimizzare (tensione e spostamenti) effettuata in tempo reale.

b) il rimanente tratto centrale può essere coperto con tronconi di struttura tubolare, costruiti in opportuni bacini, fondellati alle estremità, rimorchiati in loco, resi ad assetto variabile con sistema di pompe montate su puntone appoggio e manichette flessibili, ed affondati con l'aiuto di cavi guida ancorati sul fondo e sulle pile; il profilo curvilineo di progetto può essere facilmente conseguito, stante l'ampio grado di deformabilità della struttura tubolare.

Sembrerebbe opportuno che la massima lunghezza di ogni sezione da assemblare non superi i 500 metri.

Il sistema presenta i seguenti vantaggi:

a) è possibile utilizzare una sezione del porto di Messina come bacino naturale per la costruzione;

b) il tempo di messa in opera richiesto (uscita dal porto, posizionamento sul sito, affondamento e clampaggio, sigillatura esclusa) non dovrebbe superare i 2÷3 giorni;

c) si possono sfruttare i periodi di stanca delle correnti di marea durante le fasi di quadratura, allorquando la velocità di corrente si può ridurre a valori di 1m/s;

d) la struttura risulta movimentabile in quanto una massa, corrispondente a 400.000t può essere guidata con opportuni sistemi di traino fino al sito di installazione;

e) consente manovre di sicurezza, consistenti nell'orientare il troncone galleggiante secondo la direzione della corrente o nel ricovero in zone protette nel caso di eventi meteo marini non previsti;

f) consente una installazione delle pile su un profilo planimetricamente non rettilineo, in quanto piccoli scostamenti dalla configurazione rettilinea possono essere richiesti sia per ottimizzare la disposizione delle pile in funzione delle caratteristiche geomorfologiche e litologiche del fondale che per prevedibili imprecisioni nella localizzazione delle pile di supporto.

In termini conclusivi può affermarsi che ambedue le ipotesi di messa in opera presentano un consistente grado di affidabilità pur se la definitiva stesura progettuale della struttura e della sua messa in opera non può che rinviarsi allo studio di fattibilità, dopo che saranno disponibili dati ed informazioni mancanti.

Quale che sia il procedimento prescelto è comunque ovvio che le difficoltà tanto più si riducono quanto più gli appoggi sono ravvicinati.

Tanto che anche il sistema e le fasi di costruzione e messa in opera prepotentemente influiscono sulla problematica generale.

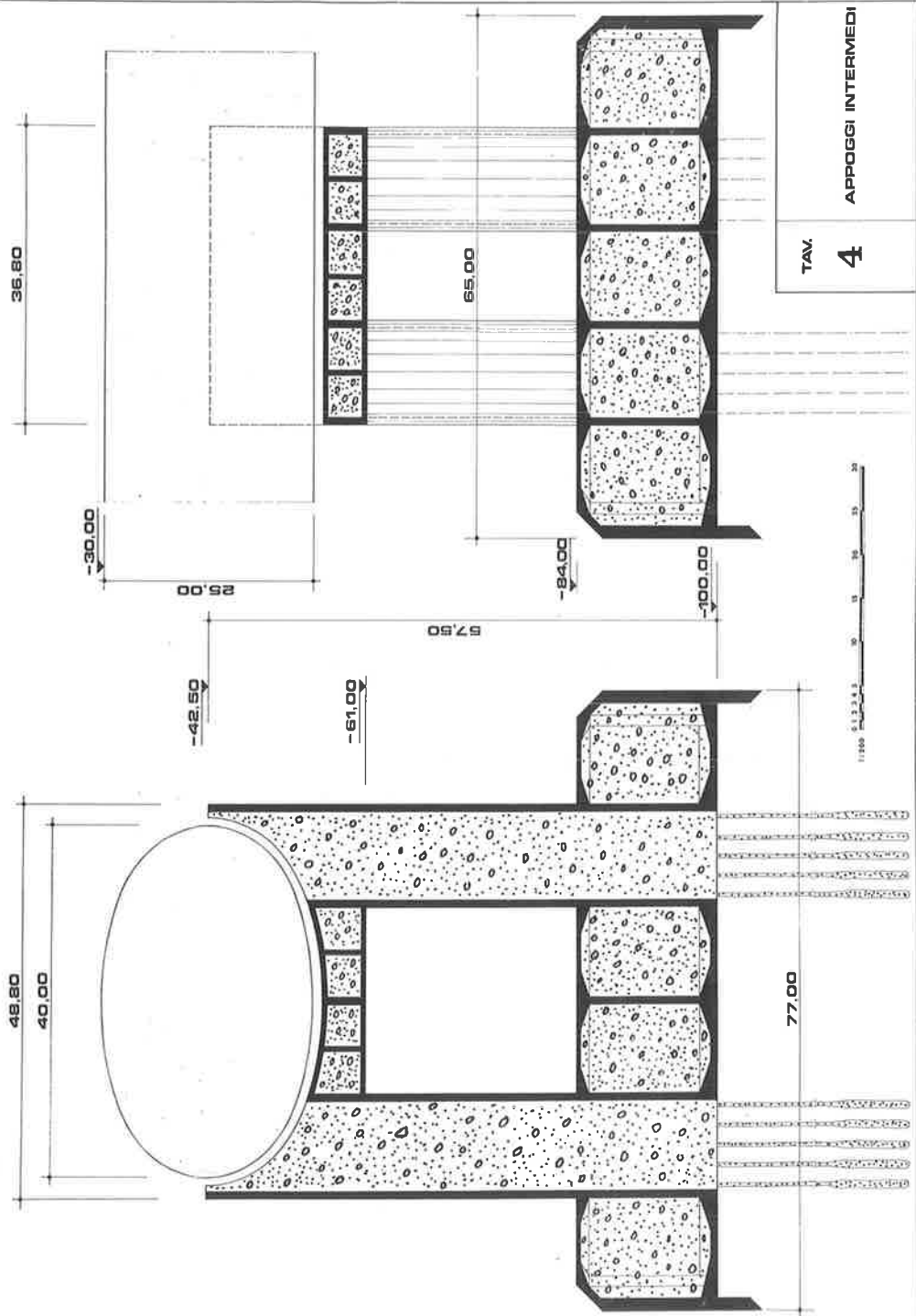
5 Sostegni ed opere di fondazione

Lo studio delle pile di sostegno Ponte Sommerso si presenta molto complesso sia per i molteplici problemi di carattere esecutivo legati essenzialmente alle forti correnti presenti nello Stretto, sia per il notevole numero di analisi che comporta il loro dimensionamento.

Infatti, proprio a causa delle forti correnti nello Stretto, la cui esatta conoscenza è indispensabile e non acquisita, non sembra ipotizzabile che le pile possano essere posizionate

SEZIONE TRASVERSALE

SEZIONE LONGITUDINALE



TAV. 4
APPOGGI INTERMEDI

senza l'ausilio di opportune strutture guida infisse nel fondo marino.

Non si nascondono le difficoltà di realizzare anche parte della struttura a terra e trasportarla in galleggiamento e, infine, posizionarla in opera per affondamento. La spinta idrodinamica dovuta alla corrente potrebbe, infatti, raggiungere valori tali da rendere difficoltosa la governabilità in acqua di una struttura di notevoli dimensioni come la pila.

In ogni caso la soluzione più probabile è che la struttura che si pensa di realizzare -tipo piattaforma marina a gravità in c.a.- venga costruita a terra ad elementi ed assemblata in opera attorno alla struttura guida.

Tutte le fasi di costruzione saranno studiate in modo tale da impegnare lo Stretto per il minore tempo possibile.

Le pile sono costituite da un cassone di fondazione formato da una serie di celle quadrate e da quattro colonne circolari di sostegno per la sella di appoggio della struttura tubolare (v. tav. 4).

All'interno delle quattro colonne sono alloggiato le strutture guida in acciaio, preparate a terra, trasportate in galleggiamento e posizionate in sito prima dell'esecuzione del cassone.

Le strutture guida che, oltre a garantire il posizionamento della pila durante l'affondamento, assicurano il necessario vincolo sotto le azioni orizzontali trasmesse dall'azione di trascinarsi dell'acqua e per i tratti in emersione, dal vento, rimarranno annegate nel getto di riempimento delle colonne e del cassone di base.

Le selle in cemento armato a struttura cellulare sono predisposte per l'installazione degli organi che consentono l'avanzamento della galleria ("collari" di parabordi girevoli con lo scopo di facilitare le operazioni di varo della struttura tubolare in fase esecutiva), e di tutti gli apparecchi di appoggio che saranno opportunamente protetti, in particolare nei confronti di possibili incrostazioni.

La fattibilità delle pile è legata oltre che ai problemi di esecuzione, che sono di più difficile definizione anche alla stabilità d'insieme e puntuale, che pertanto è stata valutata in via preliminare tenendo conto di tutte le azioni trasmesse dalla canna e di quelle direttamente applicate, combinate nel modo più sfavorevole.

I carichi dominanti agenti sulla struttura, nella sua posizione finale e per le diverse condizioni di funzionamento, sono quelli dovuti al sisma di progetto, alla corrente ed al peso proprio.

L'acqua ha un doppio effetto negativo: riduce l'azione stabilizzante del peso proprio delle pile e dà luogo ad un incremento delle forze orizzontali indotte dal sisma in quanto non partecipa al moto della struttura, anzi lo contrasta con la propria inerzia.

Come esposto nei paragrafi precedenti, sono stati considerati due sismi di progetto con accelerazione massima al suolo pari a 0,3 e 0,5 g.

Le pile sono state verificate in modo tale che per $A_{max} = 0,3$ g la stabilità globale, al ribaltamento ed allo scorrimento, è assicurata con ampi margini di sicurezza e le sollecitazioni in tutte le sezioni sono contenute entro i limiti elastici.

Considerando il terremoto $A_{max} = 0,5$ g, la stabilità di insieme è soddisfatta facendo affidamento su una serie di ancoraggi profondi alloggiati all'interno delle strutture guida; le sollecitazioni in tutti gli elementi strutturali inducono tensioni nei materiali che sono ancora contenute entro i limiti elastici, pur potendosi ammettere, per un evento così eccezionale, plasticizzazioni locali.

La funzionalità dell'opera è quindi garantita nei confronti di tutti i carichi agenti e delle loro combinazioni.

I bacini di testata sulle sponde costituiscono sia gli appoggi di estremità, sia i cantieri di costruzione e getto dello impalcato del ponte.

La sagoma del solettone di fondo è ellittica in modo da

sposare la sezione trasversale del tunnel ed è munita di una sella di scorrimento in acciaio ricoperta di materiale anti-frizione; inoltre sulle murate sono predisposti gli alloggiamenti per gli organi di traslazione.

Tali accorgimenti sono necessari al fine di ridurre al massimo la spinta necessaria per il varo; lo sforzo peraltro risulta alleviato dal benefico effetto della sottospinta idraulica.

Sono previsti sulle testate lato terra degli apparecchi ammortizzatori tipo "fender" per dissipare l'energia in caso di sisma.

La struttura dei bacini è di tipo massivo in cemento armato ed è ancorata al terreno mediante una serie di tiranti per contrastare gli effetti della sottospinta dell'acqua che supera le 20 t/mq.

La costruzione dei bacini è prevista all'interno di una cintura di diaframmi plastici in modo che le fasi di scavo e di esecuzione possano avvenire all'asciutto ed al sicuro da sifonamenti. Non si esclude che in fase di progettazione esecutiva possa risultare necessario costruire i bacini all'interno di una cintura di paratie a speroni, ancorate al terreno, in sostituzione dei diaframmi plastici. L'argine a mare che necessariamente dovrà essere realizzato sarà più o meno spinto a largo in funzione della morfologia locale e degli spazi disponibili.

TITOLO :

L'AZIONE DELL'ACQUA DEL MARE SUL CALCESTRUZZO ARMATO

AUTORE :

MARIO COLLEPARDI

Dipartimento di Scienza dei Materiali - Facoltà di Ingegneria
Università di Ancona.

L'AZIONE DELL'ACQUA DEL MARE SUL CALCESTRUZZO ARMATO

MARIO COLLEPARDI

Sommario

Le strutture in calcestruzzo armato a contatto dell'acqua del mare possono essere degradate attraverso diversi meccanismi. Questi possono essere di natura chimica, fisica e meccanica. Tuttavia, i fattori più importanti che influiscono sul processo di degradazione del calcestruzzo e del ferro sono: a) dilavamento della pasta di cemento da parte dell'acqua; b) attacco dei solfati sul calcestruzzo; c) corrosione dei ferri accelerata dalla presenza degli ioni cloruro.

Abstract

Reinforced concrete structures in sea water can be deteriorated through different mechanisms. These can be due to chemical, physical and mechanical causes. However, the most important factors affecting concrete and iron deterioration are: a) leaching of cement paste by sea water; b) sulfate attack of concrete and c) iron corrosion promoted by the presence of chloride ions.

1. INTRODUZIONE

Possono essere definiti agenti chimicamente aggressivi per il calcestruzzo quei prodotti che, a seguito di trasformazioni chimiche o chimico-fisiche, provocano un peggioramento nelle prestazioni del conglomerato. Tali agenti possono essere presenti in natura (terreni, acque marine, acque sotterranee, ecc.) o prodotti artificialmente dall'uomo attraverso processi concernenti industrie chimiche, alimentari, farmaceutiche, petrolifere, ecc.

Qualunque sia la natura dell'agente aggressivo naturale, la degradazione del calcestruzzo interessa non tanto la superficie del manufatto, ma soprattutto la sua struttura interna, la cui permeabilità diviene, pertanto, il principale parametro che governa la durabilità del materiale. Perché un agente aggressivo naturale possa esplicare la sua azione è necessario, quindi, che esso penetri all'interno del calcestruzzo. In genere, un agente aggressivo secco - si consideri per esempio il solfato di magnesio in cristalli - non è in grado di penetrare all'interno di un calcestruzzo anche se molto permeabile. Perché ciò possa avvenire è necessario che l'agente aggressivo sia disciolto nell'acqua e da questa trasportato all'interno del calcestruzzo. Per questo motivo, l'acqua è considerata un elemento ambientale potenzialmente più aggressivo che non l'aria o il terreno a contatto del calcestruzzo. Nel caso del terreno, un agente aggressivo può provocare la degradazione del calcestruzzo solo per la presenza di acqua nel terreno, attraverso la quale può avvenire il trasporto del sale aggressivo dal terreno all'interno del calcestruzzo.

L'acqua del mare rappresenta indubbiamente l'agente aggressivo naturale più importante sia per la vastità del fenomeno, sia per gli effetti degradanti che coinvolgono il calcestruzzo e i ferri d'armatura.

L'attacco dell'acqua del mare nei confronti del calcestruzzo armato è piuttosto complesso e coinvolge meccanismi di natura chimica (per la presenza di anidride carbonica, di sali magnesiaci e soprattutto di sali solfatici), di natura fisica (cristallizzazione dei sali, insorgere di pressione osmotica, alternanze di bagnatura e asciugamento, e formazione di ghiaccio) di natura meccanica (abrasione ed impatto dovuto al moto ondoso) e perfino di natura biologica (per la presenza di batteri e molluschi).

Ciò spiega come la degradazione del calcestruzzo si manifesti in forme e con intensità talvolta molto diverse a seconda che prevalga un meccanismo piuttosto che l'altro, in relazione alle differenti condizioni ambientali, climatiche, geografiche.

Tuttavia, si possono fondamentalmente individuare due tipi di degradazione: il primo consiste in un dilavamento della pasta di cemento e si manifesta prevalentemente in mare aperto (dove il moto ondoso favorisce l'azione dilavante dell'acqua del mare) ed in presenza di anidride carbonica aggressiva; il secondo si presenta sotto forma di fessurazioni e distacchi del calcestruzzo ed è principalmente causato dall'azione dei solfati.

L'acqua del mare - a causa della presenza di quantità rilevanti di cloruri - è in grado di provocare un'azione aggressiva anche nei confronti dei ferri d'armatura. La corrosione dei ferri - che può provocare a sua volta un distacco del co-proferro - si manifesta talvolta anche in opere distanti alcuni chilometri dalle coste.

Tenuto conto della complessità del fenomeno, nel seguito sono discussi i seguenti tre tipi di aggressione: dilavamento della pasta di cemento, attacco dei solfati, attacco dei cloruri nei confronti dei ferri di armatura, tutti fenomeni con

nessi con l'azione dell'acqua del mare. Ciò non significa che gli altri fenomeni sopra menzionati (quali l'azione meccanica provocata dal moto ondoso, ecc., non siano da prendere in considerazione. Per essi, tuttavia, si rimanda alla letteratura specializzata ed in particolare al libro "Concrete Corrosion" - "Concrete Protection" di Imre Biczòk (Akadémiai Kiadó, Budapest, 1972).

2. IL DILAVAMENTO DELLA PASTA DI CEMENTO

Per dilavamento si intende l'azione dissolvente esercitata da un liquido in movimento a contatto con un solido.

L'idrossido di calcio, che è uno dei costituenti della pasta di cemento, ha una solubilità in acqua di 1,6 g/l alla temperatura di 20°C. Ciò significa che una qualsiasi porzione di pasta o di calcestruzzo in contatto con un litro d'acqua, dopo un certo tempo necessario al raggiungimento dell'equilibrio, può arrivare a perdere fino a 1,6 grammi di Ca(OH)_2 . Se però l'acqua è in movimento l'azione dissolvente si rinnova continuamente ed in teoria si può arrivare a sciogliere tutto l'idrossido di calcio presente in un calcestruzzo. In effetti, il dilavamento può procedere più o meno rapidamente in relazione ad alcuni parametri che ne regolano la cinetica, quali per esempio la temperatura dell'ambiente, la porosità del solido, la velocità con cui si muove il liquido, l'estensione della superficie di contatto liquido-solido, ecc.

In linea di massima, qualunque sia l'effetto della temperatura sulla solubilità, un solido si scioglie più rapidamente a caldo. Ancora più forte è l'effetto della porosità sulla velocità di dissoluzione: una pasta più porosa per un elevato rapporto acqua/cemento o per una stagionatura troppo breve e quindi per una maggiore porosità capillare, oppure per una inadeguata compattazione, e quindi per una maggiore macroporosità, è più

rapidamente dilavata dall'azione dell'acqua corrente. Nel caso del calcestruzzo, la porosità, oltre che dal rapporto acqua/cemento e dal grado di compattazione, può essere influenzato anche dal dosaggio di cemento: una quantità di cemento insufficiente a riempire tutti gli interstizi presenti tra gli inerti porterà inevitabilmente ad un materiale più poroso, qualunque sia stato il rapporto acqua/cemento, l'efficienza del sistema di messa in opera, e l'accuratezza della stagionatura. A parità di volume della struttura di calcestruzzo, maggiore è la superficie esposta all'azione dell'acqua, più rapido è il dilavamento. Anche il grado di finitura della superficie influenza la velocità di dilavamento, nel senso che superfici più chiuse e più compatte rallentano il dilavamento. Resta, infine, da segnalare l'importanza della scelta del cemento: calcestruzzi confezionati con un cemento pozzolanico o d'altoforno presentano un minor quantitativo di Ca(OH)_2 , rispetto a quelli preparati con cemento Portland, e quindi risultano sensibilmente più resistenti all'azione dilavante dell'acqua in movimento.

L'effetto del dilavamento consiste in una perdita di resistenza meccanica ed in un aumento della porosità dovuta all'asportazione di materiale solido dalla pasta di cemento presente in una malta o in un calcestruzzo. Si è calcolato, in prima approssimazione, che per ogni 1% del contenuto originale di calce di idrolisi asportata per dilavamento, si registra una diminuzione dell'1-2% nella resistenza meccanica a compressione (1). D'altra parte, soprattutto se l'acqua dilavante contiene ioni aggressivi, quali per esempio i solfati, l'aumento di porosità provocata dal dilavamento della calce di idrolisi crea condizioni più favorevoli alla penetrazione degli ioni aggressivi all'interno della struttura e ne accelera quindi il deterioramento.

L'azione dissolvente dell'acqua viene sensibilmente accentuata dalla presenza della cosiddetta anidride carbonica "aggressiva" capace di sciogliere il carbonato di calcio presente nel-

la pasta di cemento ed eventualmente negli inerti calcarei. A parità di contenuto di anidride carbonica totale (sempre presente nell'aria e quindi nell'acqua sotto forma di acido carbonico) la frazione di anidride carbonica "aggressiva" aumenta nell'acqua se questa contiene dei sali. Pertanto le acque salmastre, e soprattutto quelle marine, presentano un'azione dilavante nei confronti del calcestruzzo sensibilmente maggiore delle altre acque naturali.

In generale, quando si parla di dilavamento di un calcestruzzo si pensa soprattutto all'azione dissolvente dell'acqua nei confronti della calcedi idrolisi, che è indubbiamente il composto più solubile presente in un impasto cementizio. Tuttavia, anche gli altri costituenti della pasta cementizia, ritenuti in prima approssimazione insolubili in acqua, presentano in realtà una certa solubilità anche se sensibilmente inferiore a quella del Ca(OH)_2 .

Per concludere si può affermare che, nella pratica, le conseguenze del dilavamento sono di fatto trascurabili se si confeziona e si mette in opera un normale calcestruzzo di buona qualità possibilmente con cemento pozzolanico o d'altoforno, mentre diventano apprezzabili se si prepara un calcestruzzo povero di cemento, con un alto rapporto acqua/cemento, mal costipato, ed inadeguatamente stagionato.

3. ATTACCO DEI SOLFATI

Tra tutti gli agenti aggressivi del calcestruzzo, i solfati sono indubbiamente i più importanti sia per la frequenza con cui si può manifestare l'attacco solfatico, sia per le conseguenze estremamente negative che essi sono capaci di provocare.

Il contenuto di solfato nell'acqua del mare è piuttosto rilevante e varia tra un minimo di 2500 ppm ad un massimo di 3100 ppm. Tuttavia, è stato riscontrato che a causa della presenza di altri sali nell'acqua di mare, l'effetto dei solfati è meno gra-

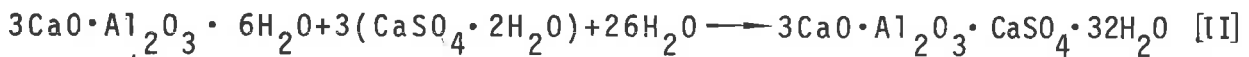
ve di quello che si potrebbe dedurre dalla sua concentrazione. Si assume che, per l'acqua del mare, la concentrazione dei solfati, dal punto di vista dell'aggressione nei confronti del calcestruzzo, equivale a circa 1000-2000 ppm.

L'attacco solfatico si manifesta attraverso un rigonfiamento esagerato del calcestruzzo. Quando il calcestruzzo è immerso in acqua potabile esso tende a rigonfiarsi di alcune centinaia di micron per metro nel giro di qualche anno (2) : il rigonfiamento, dovuto all'ingresso di acqua potabile nella pasta di cemento, è esattamente l'opposto del fenomeno di ritiro che si manifesta, sia pure con una variazione dimensionale molto maggiore, allorché il calcestruzzo è esposto in un ambiente asciutto e l'acqua evapora dalla pasta cementizia verso l'ambiente. Il rigonfiamento che si manifesta in un calcestruzzo immerso in una acqua solfatica, molto maggiore di quello concernente l'immersione in acqua potabile (Fig. 1), è di tale entità che possono verificarsi fessurazioni o distacchi nel materiale (Fig. 2). Si potrebbe pensare di definire patologico il rigonfiamento in acqua solfatica e fisiologico quello in acqua potabile. La Fig. 3 mostra un esempio pratico di degradazione di attacco solfatico in un calcestruzzo impiegato per la costruzione di canali di irrigazione (3).

Occorre, inoltre, tener conto che un eccessivo rigonfiamento del calcestruzzo - causato dall'azione dei solfati - è condizione necessaria ma non sufficiente per provocare la degradazione del calcestruzzo. Nei calcestruzzi a ritiro compensato contenenti cementi espansivi (4) si verifica sostanzialmente lo stesso fenomeno fisico (rigonfiamento) molto spesso causato dalla stessa stessa reazione chimica (produzione di ettringite). In questo caso, però, il rigonfiamento - di entità controllata - oltre a coinvolgere tutta la struttura, è contrastato dalla presenza di armature appositamente predisposte per trasformare l'espansione in una compressione del calcestruzzo ed in una tensione dei ferri d'arma-

tura. Nel caso della degradazione causata dall'attacco solfatico, il rigonfiamento, oltre a raggiungere valori elevati per la sua continua presenza di solfati, non si esplica omogeneamente in tutta la struttura ma si manifesta soprattutto nelle zone corticali di calcestruzzo a contatto con i solfati provenienti dall'ambiente. Inoltre, la mancanza di un adeguato contrasto nelle zone di calcestruzzo più esposte all'evaporazione consente che le dilatazioni differenziali provochino la fessurazione ed il distacco del materiale.

Le reazioni distruttive del calcestruzzo dovute alla presenza di solfati nell'ambiente sono fondamentalmente due: quella che porta alla formazione di gesso biidrato ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) e quella che provoca la formazione di ettringite ($3\text{Ca} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$):



L'idrossido di calcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (sempre presente in un calcestruzzo in quanto prodotto dalla reazione tra l'acqua di impasto ed i silicati di calcio del cemento) viene trasformato nel più voluminoso gesso biidrato, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, secondo la reazione [I]. Ancora maggiore è l'aumento di volume che si verifica con la reazione [II] quando un alluminato idrato di calcio, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}^*$, è trasformato in ettringite. Gli alluminati idrati

* Nota: il $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ non è l'unico alluminato idrato di calcio presente nella pasta di cemento. Altri alluminati idrati, $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2\text{O}$; $2\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$, o anche un solfoalluminato meno ricco in solfato, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ sono convertibili in ettringite con aumento di volume.

presenti nella pasta cementizia all'interno di un calcestruzzo provengono fondamentalmente dall'alluminato tricalcico ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ o più brevemente C_3A) e dal ferro-alluminato tetracalcico ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ o più brevemente C_4AF) del cemento. La reazione [II] provoca, come si è detto, un maggior aumento di volume che non la reazione [I], ed il C_3A più del C_4AF sembra contribuire alla produzione di ettringite. Da ciò deriva che il contenuto di C_3A nel cemento da impiegare è un parametro importante nel determinare l'attacco solfatico del calcestruzzo a parità di condizione aggressiva dell'ambiente.

3.1 Raccomandazioni per calcestruzzi resistenti all'attacco solfatico

Il problema di eliminare i danni provocati da un attacco solfatico sul calcestruzzo consiste in:

- a) valutare in modo quantitativo il grado dell'attacco solfatico;
- b) confezionare (mediante scelta delle materie prime ed opportuno proporzionamento degli ingredienti) un calcestruzzo che sia capace di resistere adeguatamente all'attacco solfatico.

Ovviamente più severo è l'attacco dei solfati, maggiore deve essere la resistenza chimica opposta dal calcestruzzo.

Per quanto riguarda la valutazione dell'attacco, il criterio adottato dalla maggior parte delle normative è quello di misurare la concentrazione del solfato nell'ambiente, tenendo presente che maggiore è la concentrazione di solfato più severo è l'attacco, e che a parità di concentrazione del solfato nell'ambiente l'aggressione è maggiore se l'ambiente è costituito dall'acqua invece che dal terreno.

Il Comitato 201 (durabilità del calcestruzzo) dell'American Concrete Institute (5) raccomanda di far riferimento alla Tabel-

la 1. A seconda del contenuto di solfato in un terreno o in un acqua, l'attacco è definito "debole", "moderato", "severo", e "severissimo". Si può osservare, per esempio, che ad un attacco severo corrispondono tenori in solfati solubili di 0,2-2% se l'ambiente è il terreno, e di 1500-1000 parti per milione (ppm) corrispondenti a 0,15-1% se l'ambiente è l'acqua. Stabilito il grado di attacco mediante un'analisi chimica del solfato nell'ambiente, si possono prendere le adeguate contromisure consistenti nello scegliere un cemento tanto più resistente ai solfati (cioè tanto più povero in C_3A) ed un rapporto acqua/cemento tanto più basso quanto è più severo l'attacco.

Tabella 1 Raccomandazione del Comitato ACI 201 (5) per calcestruzzi resistenti ai solfati.

Grado di attacco	Solfati (SO_4^{2-}) nel terreno (%)	Solfati (SO_4^{2-}) nell'acqua (ppm)	Cemento secondo ASTM	Rapporto a/c massimo **
Debole	0,00 - 0,10	0 - 150	--	--
Moderato *	0,10 - 0,20	150 - 1500	Tipo II, IP, IS	0,50
Severo	0,20 - 2,00	1500 - 10000	Tipo V	0,45
Severissimo	2,00	10000	Tipo V + pozzolana	0,45

* L'acqua del mare rientra in questa categoria

**Un più basso rapporto acqua/cemento può essere necessario per prevenire la corrosione dei ferri in un calcestruzzo armato o precompresso.

Nel caso di un attacco "debole" si può impiegare qualsiasi cemento ed il rapporto acqua/cemento dipenderà sostanzialmente dalla resistenza meccanica che si vuole ottenere. Per un attacco "moderato" è necessario non superare 0,50 per il rapporto acqua/cemento mentre il cemento prescelto (Tipo II) dovrà essere

moderatamente resistente ai solfati, la qualcosa corrisponde, secondo l'ASTM 150, ad un contenuto di C_3A inferiore all'8%. Per un attacco "severo" è necessario ridurre ulteriormente il rapporto acqua/cemento al di sotto di 0,45; il cemento impiegato (tipo V) dovrà essere più resistente ai solfati, cioè contenere non più del 5% in C_3A mentre la somma di $C_4AF + 2C_3A$ non dovrà essere superiore al 20%. Per un attacco "severissimo" il rapporto acqua/cemento non deve superare 0,45 mentre il cemento tipo V dovrà essere sostituito da una miscela di cemento tipo V e pozzolana o cenere volante (15-25%). La pozzolana, combinandosi con gran parte dell'idrossido di calcio proveniente dall'idratazione del cemento, riduce infatti la quantità di gesso biidrato prodotto secondo la reazione [I]. L'efficacia della pozzolana e della loppa nel ridurre l'attacco solfatico è riconosciuta dal Comitato 201 dell'ACI ammettendo di sostituire il cemento tipo II con una miscela di cemento Portland normale tipo I (per il quale il C_3A può superare l'8%) e pozzolana (cemento IP) o loppa d'altoforno (IS).

Il Comitato ACI 211 (proporzionamento del calcestruzzo dell'American Concrete Institute suggerisce (6) valori leggermente diversi dal Comitato ACI 201 come è mostrato in Tabella 2 e prevede un solo tipo di attacco (con solfati maggiori dello 0,2%). Tuttavia rimane fermo il principio che occorre fissare un rapporto acqua/cemento relativamente basso. Inoltre, l'impiego di un cemento Portland normale (tipo I ASTM) è consentito in luogo di un cemento resistente ai solfati (tipo II o meglio tipo V ASTM), purché il rapporto acqua/cemento sia un po' più basso (circa il 10% in meno). Infine il Comitato ACI 211 suggerisce rapporti acqua/cemento più bassi per strutture sottili o con copriferri inferiori a 25 mm. Infatti, a parità di ambiente aggressivo, le conseguenze dell'attacco solfatico sono ovviamente più gravi per queste strutture che non per quelle più massicce.

Tabella 2 Raccomandazioni del Comitato 211 ACI (6) per calcestruzzi resistenti agli ambienti solfati* e all'acqua di mare.

Tipo di struttura	acqua/cemento massimo	Tipo di cemento
Sezioni sottili o con copriferrì inferiori a 25 mm	0,40	I
	0,45	II o V
Strutture massicce	0,45	I
	0,50	II o V

* con tenori di solfato superiore allo 0,2% espresso come SO_4^{2-}

Le raccomandazioni (7) dell'associazione europea dei cementieri (Cembureau) prevedono quattro tipi di attacco solfatico e suggeriscono diversi proporzionamenti per confezionare calcestruzzi adeguatamente resistenti ai solfati (Tabella 3). Oltre al tipo di cemento ed al rapporto acqua/cemento, presi in considerazione dalle raccomandazioni ACI (Tabelle 1. e 2), il Cembureau raccomanda (7) un dosaggio minimo di cemento non previsto, invece, dalle raccomandazioni ACI (5,6). In realtà, la prescrizione di un dosaggio minimo di cemento può dar luogo ad alcuni seri inconvenienti in quelle strutture dove sia necessario lo sviluppo del calore di idratazione o minimizzare il ritiro. Si pensi, per esempio, ai grossi getti per una diga o per una fondazione. Se l'acqua o il terreno a contatto con tali strutture contengono rispettivamente 5 g/l o più di 12 g/Kg, il calcestruzzo dovrebbe essere confezionato con un rapporto acqua/cemento di 0,45 e contenere, secondo le raccomandazioni Cembureau, almeno 370 Kg/m³ di cemento resistente ai solfati. Tale dosaggio di cemento è sicuramente eccessivo per strutture di grande mole per l'elevato sviluppo del calore. In realtà, il dosaggio di cemento deve risultare una conseguenza del rapporto acqua/cemento, del diametro massimo dell'inerte e della lavorabilità. Per esempio,

Tabella 3. Raccomandazioni del Cembureau (7) per calcestruzzi resistenti ai solfati

Grado di attacco	Nessuno	Debole		Moderato	Forte	Fortissimo (*)
		200-400	400-600			
Solfato nelle acque (mg di SO ₄ ²⁻ per litro)	0 - 200	200-400	400-600	600-3000	3000-6000	>6000
Solfato nei terreni (mg di SO ₄ ²⁻ per Kg di terreno secco)	0 - 2000	2000-4000	4000-6000	6000-12000	>12000	--
Cemento	Normale	Normale	Normale (**)	"Resistente ai solfati" (***)	"Resistente ai solfati" ai solfati"	"Resistente ai solfati" ai solfati"
Rapporto acqua/cemento massimo	--	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45
Dosaggio di cemento (Kg/m ³)	--	300	330	330	370	370

(*) E' prevista anche una protezione del calcestruzzo con resina, bitume, ecc.

(**) In tal caso il cemento normale può essere sostituito con un cemento "resistente ai solfati" dosato a 300 Kg/m³ con un rapporto acqua/cemento di 0,55.

(***) Il "cemento resistente ai solfati" dovrebbe essere definito dalle norme di ciascun Paese della Comunità Europea. In realtà in Italia non esiste alcuna norma di legge che definisce tale cemento, anche se si assume che il cemento d'altoforno, quello pozzolanico, quello ferrico e ancor più quello ferrico-pozzolanico siano resistenti ai solfati. D'altra parte nessuna norma di legge stabilisce in Italia cosa sia il cemento ferrico o il cemento ferrico-pozzolanico.

con un diametro massimo dell'inerte di 75 mm e con una lavorabilità di 2,5 cm di slump, sono necessari 140 litri di acqua per metro cubo di calcestruzzo (8). Pertanto il dosaggio di cemento risulterà così fissato dal rapporto acqua/cemento (0,45):

$$\frac{a}{c} = \frac{140}{c} = 0,45 \quad c = \frac{140}{0,45} = 310 \text{ Kg/m}^3$$

Naturalmente, con lo stesso rapporto acqua/cemento di 0,45 (richiesto per garantire la resistenza all'attacco solfatico) sarà necessario aumentare il dosaggio di cemento se si diminuisce il diametro massimo dell'inerte.

Criteri analoghi a quelli adottati per le raccomandazioni ACI sono suggeriti dalle raccomandazioni FIP-CEB (9). L'attacco solfatico è definito debole, medio o forte a seconda del contenuto dello ione SO_4^{2-} nelle acque o nei terreni come è mostrato in Tabella 4. Maggiore è il contenuto di solfato nell'ambiente, minore deve essere il rapporto acqua/cemento per il calcestruzzo. In realtà le raccomandazioni FIP-CEB precisano che il massimo rapporto acqua/cemento debba essere 0,60 per un attacco debole e 0,50 per un attacco forte, dovendosi forse intendere un valore intermedio di 0,55 per un attacco medio. Le raccomandazio-

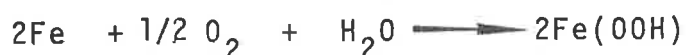
Tabella 4 Raccomandazioni FIP-CEB per calcestruzzi resistenti all'attacco solfatico (9).

Grado di attacco	debole	medio	forte
Solfato nelle acque (mg SO_4^{2-} /l)	200 - 600	6000 - 3000	>3000
Solfato nei terreni (mg SO_4^{2-} /Kg di terreno secco)	2000 - 5000	> 5000	--
Rapporto acqua/cemento massimo	0,60	0,55	0,50

ni FIP-CEB sottolineano l'importanza di un'accurata stagionatura umida per le opere in calcestruzzo esposte ad ambienti aggressivi, mentre non prescrivono - al pari delle raccomandazioni ACI - alcun dosaggio di cemento minimo; né d'altra parte viene prescritto alcun tipo di cemento giacché si assume che un calcestruzzo impermeabile, per il basso rapporto acqua/cemento, sia sufficientemente durevole indipendentemente dal tipo di cemento adottato.

4. L'ATTACCO DEI CLORURI NEI CONFRONTI DEI FERRI D'ARMATURA

Le armature in presenza dell'ossigeno e dell'umidità dell'ambiente possono subire una degradazione consistente nella trasformazione chimica da ferro metallico a ossidi o idrossidi di ferro. Il processo può essere così schematizzato:



La reazione può avvenire più facilmente nelle strutture in calcestruzzo armato il cui copriferro non protegge adeguatamente i ferri dalla penetrazione dell'aria umida dall'ambiente verso i ferri stessi. La presenza di cloruri - aggiunti oltre certi limiti insieme al cemento, agli additivi, agli inerti o all'acqua di impasto o provenienti dall'ambiente come è il caso dell'acqua del mare - promuove notevolmente il processo di ossidazione del ferro.

La corrosione dei ferri di armatura presenta sostanzialmente due fenomeni degradanti: il primo, più pericoloso, riguarda la diminuzione di sezione del ferro metallico, il secondo comporta un distacco del copriferro a causa del rigonfiamento del ferro sottostante per la trasformazione da metallo in ossido. Naturalmente la rimozione del copriferro provoca una completa esposizione dei ferri all'azione aggressiva che viene pertanto accelerata.

L'effetto é particolarmente pericoloso nei calcestruzzi armati precompressi dove l'azione corrosiva diviene piú incisiva in presenza di una sollecitazione di trazione sui ferri d'armatura.

Nel caso di strutture esposte all'azione dell'acqua del mare la concentrazione di cloruri - variabile in genere tra 18 e 22 grammi/litro - é tale da provocare un sensibile e rapido processo di ossidazione dei ferri se non sono adeguatamente protetti da un copriferro impermeabile. C'è inoltre da tener conto che nel caso dell'acqua del mare il calcestruzzo del copriferro può essere piú facilmente attaccato dall'azione dei sali (in particolare il solfato) creando così condizioni piú favorevoli alla penetrazione ed all'attacco dei cloruri verso i ferri di armatura.

Pertanto per proteggere i ferri dall'aggressione dei cloruri é necessario: a) innanzitutto creare una barriera adeguata con un copriferro in calcestruzzo impermeabile e resistente esso stesso all'attacco nei confronti del calcestruzzo; b) in secondo luogo evitare l'impiego di materiali (cemento, additivi, inerti ed acqua di impasto) con quantità rilevanti di cloruro.

Per quanto riguarda il punto a) occorre fondamentalmente:

1. Limitare il rapporto acqua/cemento - per ridurre la "microporosità" ed aumentare l'impermeabilità del calcestruzzo - a valori non superiori a quelli già riportati nelle Tabelle 1-4.
2. Compattare completamente il calcestruzzo mediante una efficace ed omogenea vibrazione o, qualora ciò sia di difficile esecuzione, aumentare adeguatamente la lavorabilità del calcestruzzo in relazione ai sistemi di vibrazione disponibili. La completa compattazione del calcestruzzo é di fondamentale importanza per ridurre la "macroporosità" del copriferro: qua

lora ciò non avvenga diviene praticamente inutile l'impiego di calcestruzzi "microporosi" per il basso rapporto acqua/cemento.

3. Aumentare lo spessore di copriferro il quale dovrà essere tanto maggiore quanto peggiore e la qualità intrinseca del calcestruzzo, cioè quanto più alto è il rapporto acqua/cemento.

Come si vede esiste una stretta correlazione tra i tre summenzionati parametri nei confronti della resistenza chimica del copriferro in quanto i primi due influenzano la "resistenza specifica" del calcestruzzo alla penetrazione degli agenti aggressivi, mentre il terzo condiziona soltanto la lunghezza del cammino resistente.

A differenza di quanto avviene per l'attacco solfatico nei confronti del calcestruzzo, non esiste invece una normativa che specifichi, correlandoli tra loro, i valori dei parametri summenzionati. Tuttavia l'American Concrete Institute raccomanda (5) di non superare un rapporto acqua/cemento di 0,40 per strutture armate con copriferro di circa 35 mm. Qualora questo specifico rapporto acqua/cemento non possa essere realizzato si può tollerare un rapporto acqua/cemento di 0,45 purché il copriferro sia aumentato di mezzo pollice. Questi valori sono raccomandati per tutti i tipi di cemento, sebbene quelli con moderati contenuti di C_3A (tra 5 e 8%) abbiano mostrato una migliore protezione nei confronti dei ferri d'armatura.

Per quanto concerne la presenza di cloruro aggiunto nello impasto attraverso una o più delle materie prime (acqua, cemento, inerti e additivi) il Comitato ACI 201 (5) raccomanda che il contenuto totale di cloruro - espresso rispetto al peso di cemento - non debba superare i seguenti limiti:

1. Calcestruzzi armati precompressi 0,06%

- | | |
|--|---------------|
| 2. Calcestruzzi armati in ambienti umidi ed esposti ai cloruri dell'ambiente (zone marine) | 0,10% |
| 3. Calcestruzzi armati in ambienti umidi ma non esposti ai cloruri dell'ambiente (incluse zone dove il calcestruzzo può essere occasionalmente bagnato come nei garage, cantine, ecc.) | 0,15% |
| 4. Calcestruzzi armati in ambienti asciutti. | Nessun limite |

5. CONCLUSIONI

Al fine di garantire una durabilità sia del calcestruzzo che dei ferri, per le strutture in calcestruzzo armato destinate a rimanere a contatto con l'acqua del mare, si deve: a) limitare il rapporto acqua/cemento (0,45-0,50) per creare una struttura impermeabile e quindi inattaccabile come suggerito dalle normative internazionali; b) orientarsi verso cementi di per sé più resistenti ai solfati ed al dilavamento (cemento d'altoforno, pozzolanico, ferrico, ferrico-pozzolanico); c) compattare completamente il calcestruzzo aumentandone la lavorabilità; d) prevedere un copriferro di adeguato spessore (≥ 35 mm); e) limitare il contenuto di cloruro nelle materie prime (cemento, inerti, acqua e additivi) a 0,06% per il calcestruzzo precompresso ed a 0,10% per il calcestruzzo armato.

6. BIBLIOGRAFIA

- (1) F.M. Lea "The Chemistry of Cement and Concrete", pg. 345
Edward Arnold, London, (1970).
- (2) M. Collepardi "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", pg.
466, Hoepli, Milano, (1980).
- (3) B.P. Bellport, "Performance of Concrete", pg.83, Technical
Editor, University Toronto Press, (1968).
- (4) M. Collepardi "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", pg.
230, Hoepli, Milano, (1980).
- (5) ACI Committee 201 "Guide to Durable Concrete", Journal
American Concrete Institute, 74, 573, (1977).
- (6) ACI Committee 211 "Recommended Practice for Selecting
Proportions fo Normal and Heavyweight Concrete" ACI Manual
of Concrete Practice, Part 1. pg.211-1, ACI Publication,
Detroit, (1979).
- (7) Cembureau Recommendation "Use of Concrete in Aggressive
Environment", (1976).
- (8) M. Collepardi "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", pg.
410, Hoepli, Milano, (1980).
- (9) Codice-Modello per le strutture in cemento armato, CEB-FIP,
pg. 159, Ed. AITEC, Roma, (1979).

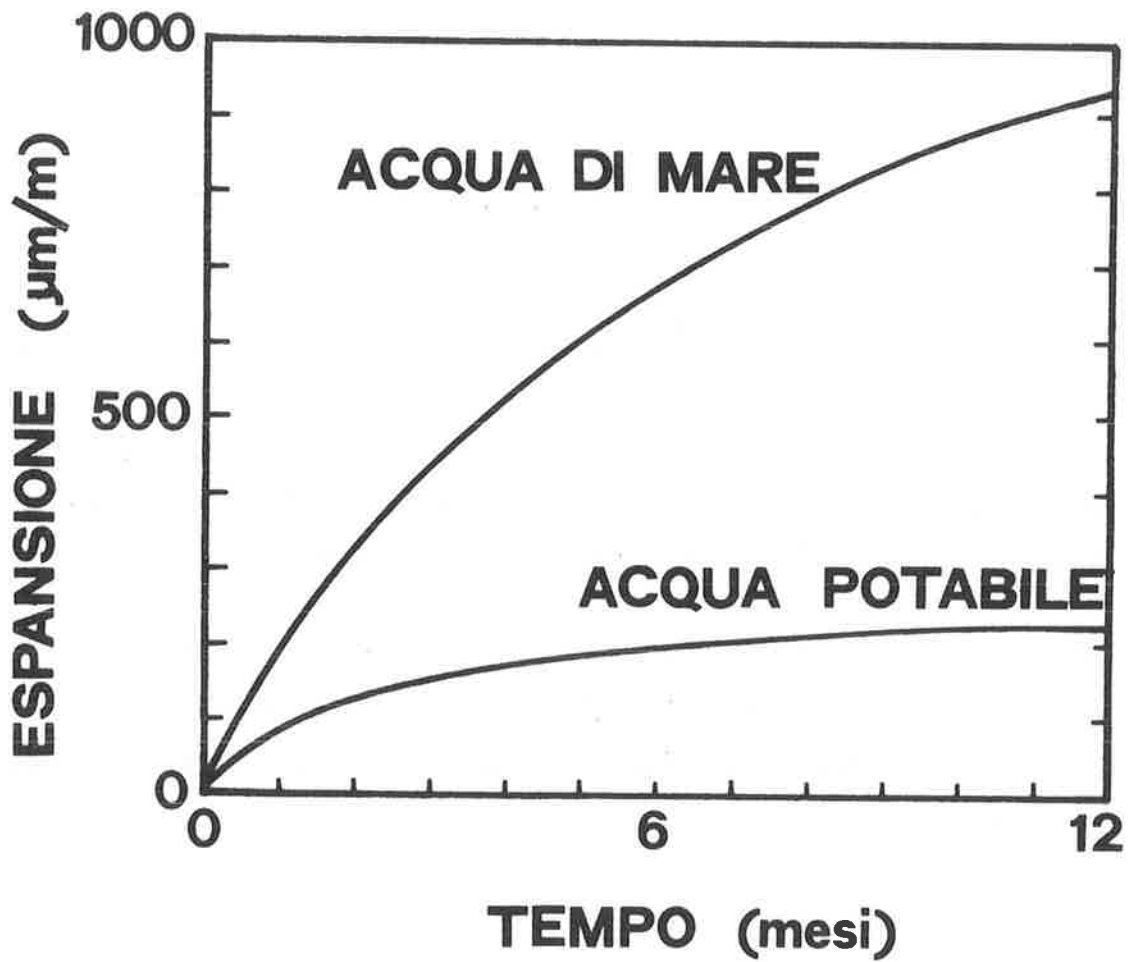


Fig. 1 Influenza del tipo di acqua sull'allungamento del calcestruzzo (cemento Portland ordinario = 300 Kg/m^3 ; acqua/cemento = 0,60)



Fig. 2 A sinistra un provino di calcestruzzo degradato per immersione in acqua solfatica (3000 ppm); a destra un provino di calcestruzzo resistente all'azione dei solfati. Nel centro é mostrato un provino sottoposto a dilavamento con acqua contenente anidride carbonica aggressiva.

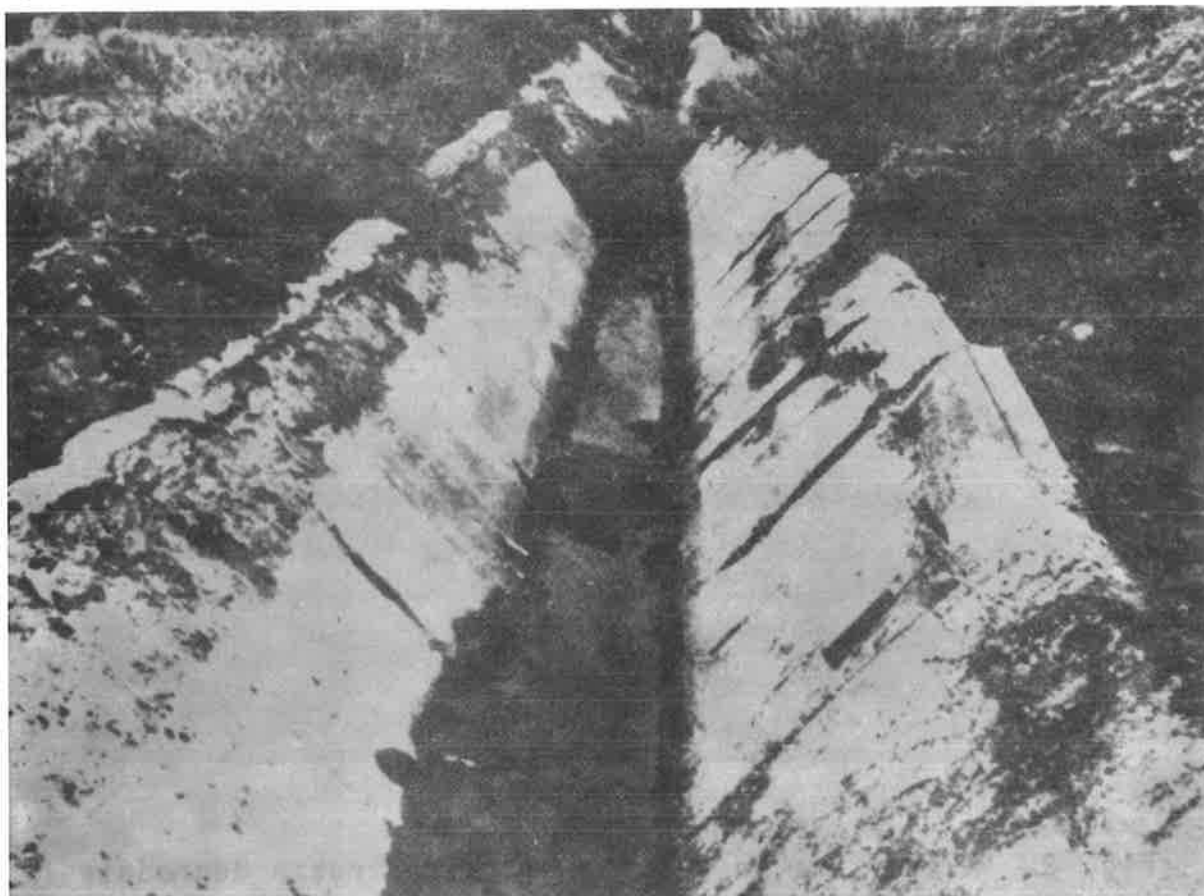


Fig. 3 Esempio di degradazione di calcestruzzo impiegato per la costruzione di canali di irrigazione contenenti acque solfatiche (3).

TITOLO :

PROSPETTIVE DI MECCANICA STRUTTURALE NELL'INGEGNERIA
"OFFSHORE" DELLE PIATTAFORME IN CEMENTO ARMATO.

AUTORE :

GIULIO MAIER

Professore di Scienza delle Costruzioni - Facoltà di Ingegneria
del Politecnico di Milano.

PROSPETTIVE DI MECCANICA STRUTTURALE NELL'INGEGNERIA
"OFFSHORE" DELLE PIATTAFORME IN CEMENTO ARMATO

GIULIO MAIER

Sommario

L'ingegneria oceanica acquista crescente importanza soprattutto per la necessità di estrarre idrocarburi in mari sempre più profondi ed ondosì. In tale ambito le piattaforme a gravità in cemento armato hanno acquisito negli ultimi anni un posto di rilievo, sia per l'imponenza e il successo delle realizzazioni, sia per la molteplicità, difficoltà e relativa novità dei problemi che la loro progettazione propone.

In questa nota si passano in breve rassegna, dal punto di vista meccanico-strutturale, alcuni tra i più tipici ed importanti di tali problemi, cercando di metterne in luce gli aspetti metodologici salienti di potenziale interesse in più vasti ambiti di analisi e progettazione strutturale.

Summary

Offshore engineering is acquiring growing importance, primarily in view of the exploitation of oil and gas deposits in more and more hostile and deeper waters. In recent years offshore gravity platforms in reinforced concrete have attracted much attention, both because of the large size and the success of those installed so far and because of the manifold, difficult and partly new problems arising in their design. Some meaningful and typical of these problems are briefly surveyed

in this paper from the structural mechanics standpoint: the aim is to point out some peculiar and innovative methodological aspects of potential interest in broader areas of structural analysis and design.

1. INTRODUZIONE

Nel 1973, quando cominciò a manifestarsi la crisi di disponibilità di risorse energetiche che ancora travaglia i Paesi industriali, circa il 20% della produzione mondiale di idrocarburi veniva tratta da giacimenti collocati sotto il fondo dei mari. Gli esperti ritengono che si supererà il 50% intorno alla metà degli anni '80. Questo dato è indice sufficientemente significativo dell'attuale crescita delle tecnologie "offshore", soltanto se lo si associa al contemporaneo aumento delle profondità e, più in generale, dell'ostilità dell'ambiente (ondosità, caratteristiche climatiche e meteorologiche, ecc.) in cui le mutate situazioni economico-politiche inducono ad operare. Tali impetuosi sviluppi non possono che proporre tutta una serie di problemi inusuali per importanza, complessità ed interdisciplinarietà, talora sfida e stimolo per l'ingegneria moderna e per le relative scienze di base; tra queste prima la meccanica delle costruzioni. Benché l'ingegneria oceanica già si estenda a promettenti nuovi ambiti (generazione di energia elettrica da moto ondoso, raccolta dei noduli di minerali metallici, costruzione di centrali nucleari galleggianti, ecc.), il filone principale di attività è pur sempre imperniato su ricerca, estrazione, immagazzinamento e trasporto di petrolio e gas. In questo campo l'industria italiana ha raggiunto e consolidato una posizione di riconosciuto prestigio, sia per quanto concerne le piattaforme e la relativa impiantistica [24], sia nella progettazione e posa di condotte sottomarine (è di questi mesi il completamento del gasdotto transmediterraneo, opera per vari aspetti di avanguardia sul piano internazionale [28]).

Il materiale calcestruzzo interviene molto marginalmente nel-

la tecnologia delle condotte offshore (per lo più come rivestimento di appesantimento e protezione). Le piattaforme in cemento armato sono minoritarie di numero (ne sono state costruite fino ad oggi una ventina contro qualche migliaio di metalliche) e finora non hanno avuto realizzazioni da parte dell'industria italiana. Tuttavia credo rappresentino un tema non privo di pertinenza e di interesse in questo Congresso, sia per la loro relativa novità (la prima fu installata nel Mare del Nord nel 1973 mentre la prima in acciaio sorse sul Golfo del Messico nel 1947), sia per l'imponenza di mole e la natura in parte inconsueta e innovativa dei problemi che presentano a progettisti, analisti, esecutori ed utenti.

In questo contributo ci si propone di fornire non già una sistematica disamina di tali problemi, ma un breve profilo introduttivo per non iniziati e qualche riflessione su certe questioni di particolare rilevanza per il loro potenziale effetto innovativo sul piano metodologico nella strutturistica offshore e forse anche "onshore". Specificatamente, si considerano nel seguito in alcuni loro aspetti salienti, l'interazione fluido-struttura, l'interazione suolo-struttura, le piastre curve che sono le più importanti componenti strutturali e l'identificazione indiretta di possibili danni o deterioramenti.

2. GENERALITA'

Una tipica piattaforma a gravità in c.a. consiste in una fondazione superficiale a piastra quadrata o circolare o poligonale, su cui sorgono una serie di celle contigue ("cassone") per lo stoccaggio degli idrocarburi e tre o quattro torri (o "gambe") a tratti cilindrici o troncoconici che sostengono il blocco dei ponti (o "deck") a circa 30 metri sopra la superficie del mare. Il deck, in acciaio, è una sovrastruttura di tipo modulare o "integrata" con la sottostante in c.a. ed ospita macchinari, impianti, alloggiamenti, raggiungendo pesi totali di 30-40.000 ton [17, 24]

Alcuni dati relativi alla piattaforma norvegese Condeep ubicata nello Statfjord B, in corso di completamento quest'anno (1981), danno un'idea della mole di questo tipo di costruzioni: profondità del mare 144 m ; dimensioni della base 152 m ; capacità di stoccaggio dei serbatoi 240.000 m³ ; volume di calcestruzzo impiegato 130.000 m³ . Le altre tredici piattaforme in c.a. già installate nel Mare del Nord non presentano sostanziale dispersione di dati, sorgendo la minore e meno recente (Doris, Ekofisk 1, 1973) su fondali profondi 70 m . Il progetto più spettacolare di cui si ha notizia (Selmer Tripod) concerne una piattaforma di c.a. in 300 m di profondità.

Non mancano significative varianti rispetto alla configurazione tipo Condeep cui si è accennato. La piattaforma inglese Doris Frigg CDP1, adibita a perforazione su fondali di 96 m ma non allo stoccaggio, comprende colonne avvolte in una parete cilindrica perforata ad attenuazione dei carichi d'onda. Soluzioni miste c.a.-acciaio trovano significativo esempio nella piattaforma sperimentale tedesca Nordsee che consiste in un ampio cassone-serbatoio anulare di c.a. ed in una tozza struttura tubolare in acciaio culminante in alto nel deck |30| .

Le principali ragioni a favore di una meno sporadica adozione di soluzioni costruttive in c.a. e c.a.p. nella futura tecnologia offshore di grande mole appaiono essere le seguenti |21, 29, 34| : (a) la piattaforma in c.a. è per sua natura adattabile a resistere alle azioni esterne per gravità, senza il costoso presidio delle palificazioni sottomarine (ma esistono brillanti soluzioni a gravità anche in acciaio, come le piattaforme italiane Loango e Maureen |20, 24|); (b) la tecnologia offshore in c.a., per mano d'opera, organizzazione del cantiere, ecc., è vicina (quindi suscettibile di interscambio) alla tradizionale industria delle costruzioni civili più di quanto non sia quella in acciaio, con le sue speciali esigenze in fatto, per es., di calandratura,

saldatura e controlli di spesse lamiere); (c) risulta relativamente facile e rapida (e quindi meglio adeguabile alla brevità dei periodi di calma in certi mari) l'installazione di un complesso monolitico da costruire quasi completamente in ambiente protetto, rimorchiare al largo, installare per affondamento e poi completare nel solo deck; (d) condizioni economiche generali tendono a favorire l'uso del c.a. piuttosto che di acciaio delle qualità e nelle ingenti quantità richieste dall'offshore; (e) l'esperienza acquisita dal '73 ad oggi, specialmente nel Mare del Nord, è stata incoraggiante e ha ridotto, se non del tutto dissipato, dubbi e preoccupazioni sul comportamento di c.a. e c.a.p. in ambiente marino, in particolare nei confronti dei fenomeni correlati di fatica e corrosione; (f) il c.a. si presta meglio dell'acciaio a realizzare strutture resistenti al fuoco ed alle esplosioni cui sono esposti gli impianti petroliferi.

Pur senza entrare qui in valutazioni comparative si può ritenere plausibile l'opinione che il futuro delle grandi costruzioni offshore in conglomerato appare piuttosto promettente, nelle forme ormai consuete della piattaforma fissa, oppure forse in forme nuove che già si preannunciano (come la torre articolata proposta per profondità dell'ordine dei 200-250 m [34]). Ciò aggiunge interesse pratico al notevole interesse tecnico-scientifico dei problemi strutturali peculiari delle piattaforme in c.a., dei quali ora considereremo alcuni.

3. CARICHI AMBIENTALI

Una struttura offshore, soprattutto se in c.a. e quindi costituita da elementi relativamente ingombranti e tozzi, richiede un'oculata valutazione dei carichi dovuti al moto ondoso. Ad esempio sulla già citata piattaforma Doris Ekofisk 1, con peso proprio totale di circa 230.000 ton, i massimi di spinta orizzontale e momento ribaltante (dovuti ad onde di 24 m) ammontano rispettivamente a 78.600 ton e 3.350.000 ton m, e di gran lunga prevalgono sui contributi del vento e delle correnti che pure non vanno trascurati, come in generale non si possono ignorare l'eventualità di collisioni, scosse sismiche, ecc. (mentre risultano irrilevanti il distacco di vortici e lo "slamming" che insidiano le membrature delle piattaforme me-

talliche). All'entità di tali ordini di grandezza, eccezionali per lo strutturista di terraferma, si accompagnano problemi di analisi che tutt'ora preoccupano il progettista offshore in c.a. e che qui cercheremo di lumeggiare.

Possono essere di due tipi le informazioni oceanografiche (generalmente su condizioni del mare eccezionali con "periodo di ritorno" di 100 anni) che si usano per il calcolo dei carichi d'onda di progetto (su queste strutture con durata prevista di 20-30 anni): (a) onde di progetto (per il Mare del Nord, tipicamente, altezze intorno a 30 m, con periodo più sfavorevole di 15-20 sec.); (b) spettri del moto ondoso (ossia, a titolo di breve richiamo: si considera il livello istantaneo del mare in un punto come una funzione nonperiodica aleatoria del tempo $\eta(t)$, se ne calcola la trasformata di Fourier $\eta(f)$ in funzione della frequenza f , da cui si ricava la densità spettrale o "spettro" $S_{\eta\eta}(f)$, che può interpretarsi come la legge di distribuzione tra le frequenze del contenuto energetico del moto ondoso che si vuole descrivere).

Il metodo puramente deterministico fondato sull'onda di progetto, è d'uso finora frequente per la sua semplicità; tende però ad essere abbandonato, per evidenti inadeguatezze interpretative, a favore della più realistica (anche se concettualmente e operativamente più ardua) analisi spettrale fondata su basi tipo (b) [17, 36]. Questa tendenza nel valutare le più gravose risposte strutturali alle onde è fortemente incentivata proprio nel campo delle piattaforme in c.a. dalle peculiarità della loro interazione con l'ambiente fluido in moto. Infatti le loro lunghezze caratteristiche c (principalmente diametri delle colonne) risultano paragonabili a quelle del moto delle particelle fluide (semiampiezza orbitale a , che per onde armoniche, di Airy, coincide in superficie con l'ampiezza dell'onda). Ora, secondo ben noti risultati di idrodinamica applicata [22], per $c > 0,4 a$ si entra in un "regime inerziale", nel senso che, della forza che il fluido trasmette all'ostacolo, prevale l'addendo lineare nella velocità dovuto all'inerzia del fluido, mentre diviene trascurabile l'addendo di resistenza ("drag") che dipende dal quadrato della velocità. Questa circostanza ha la seguente importante conseguenza

sull'analista strutturale: la sostanziale linearità del regime inerziale consente di definire con accuratezza le funzioni di trasferimento da spettri d'onda a spettri di carico, e quindi conferisce affidabilità all'analisi spettrale ed alle conseguenti verifiche su basi probabilistiche (invece, per membrature d'acciaio con minori rapporti c/a la validità dell'analisi spettrale è compromessa dal termine nonlineare della consueta formula di Morison e dagli errori insiti nella sua forzosa approssimazione linearizzante, per es. secondo Borgmann [8]).

L'ipotesi che il campo idrodinamico non sia modificato dalla presenza dell'ostacolo, accettabile per le relativamente sottili membrature in acciaio, non è valida per i grandi ingombri delle piattaforme in c.a.; per le colonne di queste, anzi, divengono sensibili gli effetti di interazione (almeno quelli inerziali, se non anche quelli di scia vorticosa). Tutto ciò invalida la comoda formula di Morison con i suoi coefficienti idrodinamici indipendenti dal periodo ed obbliga ad adottare la teoria della diffrazione, a fondamento del calcolo delle forze che un'onda regolare incidente esercita sulle grandi colonne verticali in gruppo e sui serbatoi sommersi ai loro piedi. La linearità della teoria consente, come si è detto, di effettuare l'analisi spettrale considerando lo stato del mare "confuso" descritto da uno spettro nel senso prima richiamato (spettri di Pierson-Moskowitz o, più recentemente, Jonswap [8, 22, 36]). Il moto oscillatorio di una piattaforma in c.a. "irradia" onde nell'ambiente; altro effetto sui carichi, non trascurabile soprattutto in presenza di eccitazione sismica [6].

Per la valutazione dei carichi d'onda l'idrodinamica fornisce le equazioni governanti (di Helmholtz), ed anche funzioni di Green che consentono di formulare il problema in termini di equazioni integrali [15]. La meccanica computazionale offre procedimenti di soluzione numerica su calcolatore (per elementi finiti, prossimamente per "elementi di contorno", ecc.) in vista di situazioni a geometria complessa, che poi sono regola non eccezione. La meccanica sperimentale permette costosi controlli e valutazioni di problematica validità per i cospicui

effetti-scala. Rimane responsabilità dei progettisti la non facile scelta di un buon compromesso tra accuratezza ed onerosità dei calcoli, nella consapevolezza che nel presente contesto non soccorrono comode norme (che pure per certi aspetti non mancano) e che la determinazione delle azioni esterne ambientali è parte integrante delle analisi strutturali e condiziona sostanzialmente l'esito del progetto.

4. FONDAZIONI

Le fondazioni di una piattaforma a gravità, superficiali e compenstrate col cassone di stoccaggio, generalmente incidono sul costo globale della costruzione molto meno di quel 40% che spesso è raggiunto dal sistema fondazionale su pali delle piattaforme metalliche in acque profonde [34]. Tuttavia l'affidabilità di una costruzione non può essere maggiore di quella dei dati in base ai quali è stata progettata e del suolo su cui appoggia. E' ovvio che il sito su cui sorgerà un'opera di tanto impegno quale una piattaforma in c.a., è oggetto di molte indagini topografiche, geologiche, geofisiche e, naturalmente, geotecniche, con particolare cura per gli strati più vicini al fondo del mare.

La stabilità fondazionale delle piattaforme in c.a. può essere compromessa in quattro modi principali [17]: (a) slittamento orizzontale, a scongiurare il quale, in presenza di bassa resistenza a taglio all'interfaccia, si fanno sporgere dalla base elementi metallici verticali che affondano nel terreno durante la fase di installazione; (b) superamento della capacità portante nei confronti delle interazioni verticali, da temere particolarmente in terreni argillosi; (c) "rocking" o "dondolamento", eventualità insidiosa in terreni sabbiosi, quando lungo il bordo si formino concentrazioni di tensioni e di gradienti idraulici sotto carichi ciclici; (d) liquefazione, possibile in suoli sabbiosi particolarmente durante una burrasca, se deformazioni tangenziali alternate inducono graduale aumento della pressione d'acqua nei pori e drastica diminuzione della resistenza di taglio.

A proposito di tali complesse questioni sembra appropriato in questa sede soltanto un cenno sui metodi di analisi che la

meccanica oggi mette a disposizione del progettista e che sono di due tipi [21, 36] . Il primo tipo può definirsi di analisi limite: sia in senso stretto come applicazione (per es. per elementi finiti e con criterio di Mohr-Coulomb) dei teoremi fondamentali del calcolo a rottura; sia in senso lato, come applicazione degli ancor più classici metodi dell'equilibrio-limite e delle linee di scorrimento ("slip lines").

Il secondo tipo di approcci è più penetrante, perché si propone di cogliere non solo margini di sicurezza ma anche deformazioni, tensioni e cedimenti in campo nonlineare prima del collasso; ma è anche più complesso e oneroso, perché di natura incrementale (passo-passo), e più esigente quanto a realismo di legge costitutiva (cioè di interpretazione del comportamento, anche ciclico, del suolo, interpretazione che spesso si rileva ancor oggi l'ingrediente meno affidabile dell'intero processo di analisi) [32, 36] . Nell'ambito della seconda categoria di approcci, è bene ricordare il ruolo promettente ed innovatore che va assumendo negli ultimi tempi il metodo degli "elementi di contorno" ("boundary elements") [7] : rispetto all'ormai tradizionale procedimento degli elementi finiti, presenta minor numero di dati e di incognite (per discretizzazione limitata al contorno e, in elastoplasticità, alle zone plastiche del dominio) e ideale adattabilità ai domini illimitati. Questi vantaggi possono venire valorizzati sia nei problemi di interazione suolo-struttura cui si è or ora alluso, sia in quelli di interazione fluido-struttura di cui al paragrafo precedente. Infatti ambedue categorie di problemi cruciali per il progetto di piattaforme in c.a. hanno in comune tridimensionalità, localizzazione di enti attivi o "sorgenti" in zone ristrette e illimitatezza di dominio; pertanto, benché fisicamente così diversi, è probabile trovino una comune metodologia risolutiva ottimale nelle tecniche per "boundary elements" che costituiscono uno dei più notevoli sviluppi ora in atto nella meccanica numerica.

Invece, per quanto è dato di conoscere allo scrivente, sembrano sottrarsi ad una modellazione matematica d'utilità ingegneristica i fenomeni di trasporto e erosione che le correnti possono provocare a monte e talora (per più alti numeri di Reynolds) anche a valle di un ostacolo sul fondo. Poiché la

base di una piattaforma in c.a., specialmente se a "cassone", rappresenta un cospicuo disturbo al flusso fluido (ben maggiore che per tradizionali piattaforme in acciaio), il pericolo di erosione sussiste per terreni non coesivi e vanno adottate misure protettive sperimentalmente convalidate (schermi, cortine di fibre, speciali configurazioni geometriche) [9, 27] .

5. GUSCI COME PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

E' ovvio che in una grande piattaforma in c.a. la morfologia strutturale dominante nelle singole parti sia la piastra curva o volta. Infatti occorre anzitutto sostenere pressioni idrostatiche esterne e la via ottimale è di fare in modo che si realizzi, per quanto possibile, un regime membranale di compressione atto ad equilibrarle. Configurazione spontanea dei serbatoi di stoccaggio e di zavorramento appare il guscio cilindrico chiuso da fondi emisferici. Senonché questi contenitori vanno solidarizzati l'uno all'altro per formare l'ampia base della struttura a gravità, mentre tre o quattro di essi devono prolungarsi nelle colonne che salgono al deck; inoltre il cassone cellulare che nasce dall'assemblaggio dei serbatoi si fonde inferiormente con la platea di fondazione che interagisce col suolo; infine occorre prevedere che una o più celle siano svuotate (per es. per manutenzione) e che l'alta temperatura del petrolio estratto riscaldi dall'interno alcune ed altre no. Dai pochi cenni precedenti si evince la straordinaria complessità geometrica del cassone, la molteplicità delle condizioni di carico (meccanico e termico) da considerare ed infine l'ineluttabilità dell'instaurarsi di rilevanti regimi flessionali nelle pareti e negli elementi di loro intersezione e giunzione.

L'analisi strutturale di un sistema siffatto appare un compito formidabile, specialmente se si tengono presenti le seguenti circostanze: nella piattaforma Condeep Brent B, presa ad esempio per avere ordini di grandezza, le 19 celle hanno 60 m di altezza e 20 di diametro; la differenza netta di pressioni prevista è di 100 ton/m^2 ; le verifiche devono estendersi alle fasi di costruzione, traino e affondamento in situ oltre che di esercizio; lavori di riparazione sono quasi proibiti.

tivi, mentre collassi o perdite di greggio possono rappresentare una catastrofe di vasta portata non solo economica (il costo della struttura pare si aggiri sui 300 miliardi) ma anche ecologica.

Già per l'analisi elastica lineare, che le raccomandazioni ACI [1] , DNV [11] , ecc. richiedono per il preliminare calcolo della distribuzione "overall" di azioni interne e delle relative concentrazioni, la meccanica computazionale trova nel presente contesto applicazioni tra le più sofisticate ed avanzate finora svolte. Ad esempio la discretizzazione per elementi finiti (di volta spesso e tridimensionali) di metà (per simmetria) del cassone della già citata Condeep, ha prodotto un modello matematico in 100.000 gradi di libertà, per risolvere il quale si è fatto ricorso molto spinto alle tecniche di decomposizione in sottostrutture (con ben 8 livelli di superelementi) [26] . Come è noto, nei problemi di grande mole (grande per numero di variabili e/o di condizioni di carico), la formazione e il controllo dei dati e l'interpretazione e la "lettura" dei risultati sono non meno onerosi ed importanti del processo risolutivo: pertanto la tecnologia di elaborazione dell'informazione va qui mobilitata con il meglio delle sue risorse di hardware e software per fornire "preprocessors" (generatori di reticoli, visualizzatori di controllo, ecc.) all'interfaccia analista-calcolatore e "postprocessors" (rielaboratori in sintesi grafiche dei risultati) all'interfaccia calcolatore-progettista.

Peraltro l'analisi lineare degli sforzi (statica, e anche dinamica ma con gradi di libertà drasticamente ridotti) rappresenta solo il primo stadio, finalizzato alle verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio o "servibilità" (eccesso di deformazioni, spostamenti, fessurazioni , ecc.) e di fatica (danneggiamento cumulativo dei materiali per variazione ciclica di tensioni, fino ad esaurirne prematuramente la resistenza). In realtà, anche per queste verifiche, ai risultati dell'analisi elastica lineare vengono introdotti degli accorgimenti correttivi semiempirici, suggeriti dalle normative, per tener conto di effetti quali fessurazioni in zona tesa, viscosità e, in dinamica, comportamento nonlineare delle fondazioni

(in dinamica vanno ovviamente messi in conto gli effetti idrodinamici sulle inerzie e gli smorzamenti).

Le verifiche agli stati limite ultimi (di instabilità dell'equilibrio, di rottura locale per esaurita duttilità, di collasso plastico cioè "trasformazione in meccanismo", ecc.) abbinate al metodo semiprobabilistico, sono state assunte a base del dimensionamento sia da progettisti che da enti ispettivi e di omologazione fin dall'inizio dello sviluppo delle piattaforme offshore in c.a., cioè dai primi anni '70 [1, 11]. Ovviamente, ai fini di queste verifiche, divengono indispensabili procedimenti di calcolo che tengano conto in pieno del comportamento inelastico, nonlineare ed anolonomo di acciaio e calcestruzzo (e nel caso che qui interessa in regime di sforzo pluriassiale) e che contemplino anche l'influenza delle deformazioni sugli equilibri delle forze (almeno nella misura limitata dei cosiddetti "effetti geometrici del secondo ordine") [2, 3]. Il ruolo statico delle deformazioni ed anche delle imperfezioni iniziali di forma (tipo "out-of-roundness") diventa essenziale nel caso dei serbatoi e colonne in c.a. delle piattaforme, dove il più insidioso stato limite è l'instabilità dell'equilibrio, ed in particolare "l'implosione" [33]. La laboriosità di un'analisi, necessariamente evolutiva ("passo-passo"), capace di tener conto di tutti questi aspetti, e la complessità morfologica cui si è accennato, impongono di limitare tale analisi a certe parti più esposte (gusci singoli), enucleandole prudentemente dall'organismo strutturale, modellandole con numero di gradi di libertà non proibitivo e utilizzando oculatamente i risultati dei precedenti calcoli lineari. Ridurre la severità di tali parzializzazioni, cioè estendere la fattibilità pratica di questo tipo di analisi, rappresenta una delle mete attuali della meccanica strutturale numerica: da quanto precede appare che un crescente incentivo in tale direzione proviene dalla strutturistica offshore in c.a., non meno che dall'impiantistica nucleare.

Giova peraltro osservare che il progetto delle strutture offshore qui considerate non si fonda solo su sempre più penetranti strumenti di analisi nonlineari. Per es., un metodo approssimato proposto nel '78 da Furnes consente di valutare in

modo spesso soddisfacente le soglie di instabilità (che qui non é mai di tipo euleriano); si tratta semplicemente di eseguire un calcolo lineare di instabilità in campo elastico senza considerare imperfezioni, e poi di sostituire nei risultati il modulo di Young del calcestruzzo col modulo tangente, funzione dello sforzo secondo un legame costitutivo nonlineare assunto parabolico [18]. Pure utili per il dimensionamento preliminare e per orientamento risultano formule semiempiriche per la pressione idrostatica critica su volte in c.a. sottili e spesse, cilindriche e sferiche [21].

6. IDENTIFICAZIONE DIAGNOSTICA

Una costruzione in un ambiente così severo ed ostile come il mare aperto é particolarmente esposta a deterioramento graduale e a danneggiamenti accidentali. La sua sicurezza in senso lato é naturale sia affidata non solo ad adeguata progettazione, ma anche al controllo in esercizio delle eventuali riduzioni delle sue risorse di resistenza. Si tratta sostanzialmente di individuare danni o difetti insorgenti durante la "vita" della costruzione, possibilmente chiarirne le ragioni, ma anzitutto valutarne le conseguenze e decidere le misure più opportune da prendere (interruzioni, abbandono, riparazioni, ecc.). A tale scopo gli enti di certificazione prescrivono periodiche ispezioni di vario livello (visive, generali o dettagliate, con o senza prove nondistruttive e prelievo di campioni) anche per le piattaforme in c.a., che per loro natura non richiederebbero una vera e propria manutenzione [17]. Le ispezioni risultano però, oltre che assai costose, insufficienti sia perché incapaci di raggiungere certe parti e cogliere certi difetti, sia perché talora impraticabili tanto più quanto più severe sono le condizioni ambientali e le profondità dei fondali. Si sopperisce con il "monitoraggio" mediante opportuni sensori installati in vari punti, cioè con il rilievo a distanza periodico, ma potenzialmente continuo, di quantità connesse col comportamento statico o dinamico della struttura in esercizio. Gli strumenti captatori d'impiego più corrente sono: accelerometri (direzionali e talora angolari), estensimetri (strain gages), pressiometri; sono pure in uso

misuratori di cedimenti in fondazione, piezometri per determinare la pressione nei pori del terreno sottostante, ecc. Altri strumenti riguardano l'ambiente e misurano altezza, periodo e direzione delle onde, velocità e direzione della corrente e del vento, ecc. Il problema centrale è di cogliere nella massa di dati sperimentali sul comportamento della struttura eventuali sintomi "patologici" e di interpretarli in modo da trarne una attendibile diagnosi. Naturalmente sorgono problemi collaterali: per es. di scegliere natura ed ubicazione delle quantità da misurare in modo che i dati raccolti siano più significativi possibile; di "filtrare" nei segnali captati errori strumentali e disturbi vari ("rumori"); di adottare, come in collaudo, opportuni carichi o eccitazioni ad hoc durante le misure (vibrodine, azioni impulsive) oppure, più economicamente, considerare le risposte ad azioni esterne ambientali cioè ai carichi d'onda.

Per il problema centrale, diagnostico, la principale via risolutiva, che viene attualmente sperimentata con notevole successo nelle piattaforme metalliche a traliccio [4, 10, 31] può essere concisamente delineata nei seguenti punti: (a) si rappresenta il sistema struttura-carichi con un modello matematico-numerico, ad es. per elementi finiti, che comunque serve per un'analisi dinamica dettagliata; (b) mediante il modello precedente, cioè col codice che lo implementa, si calcola un certo numero di frequenze proprie e di relativi modi propri di vibrare, della struttura integra ed anche alterata da ipotetici ma possibili danni simulati nel modello stesso (per es. rottura di un elemento strutturale, allagamento di un vano); (c) i segnali provenienti in esercizio, per moto ondosso, da accelerometri installati in punti opportunamente scelti, vengono tradotti con trasformata di Fourier in diagrammi di densità spettrale i quali, con i loro picchi (ma anche con altri diagrammi derivati, per es. di fase, di "coerenza") consentono di individuare un certo numero di frequenze e modi propri; (d) i divari di tali caratteristiche vibratorie da quelle ottenute inizialmente per la struttura integra vengono interpretati con l'aiuto delle differenze precalcolate in varie ipotesi di danno: se un divario appare interpretabile come sintomo

di un evento patologico di qualche gravità, si prendono misure di emergenza (interruzione di servizio, ispezioni, ecc.).

Concettualmente questo modo di procedere trova antecedenti tra i metodi di controllo (in base a rilievi su risposte statiche) delle grandi dighe, metodi che hanno raggiunto ormai un alto livello di maturità tecnico-scientifica e di affidabilità anche in virtù di importanti contributi italiani [16]. L'esperienza recentemente acquisita in piattaforme metalliche ha evidenziato i meriti di tale diagnostica (e della notevole variante che, in base a registrazioni con strain-gages, conduce a valutare in esercizio la residua durata a fatica di nodi o altri "hot spots" [20]); sono emersi tuttavia anche i suoi limiti: certi pur pericolosi difetti risultano non individuabili con certezza oppure solo a prezzo di onerosa strumentazione immersa; i vari effetti nonlineari sono causa di ulteriore incertezza per un metodo che a rigore presuppone la linearità del sistema [10].

Per piattaforme in c.a. i limiti del metodo, nonostante la scarsa esperienza finora acquisita e le scarsissime informazioni disponibili, si preannunciano ancora più ristretti, sia per l'accentuata nonlinearietà del comportamento dinamico (specialmente in presenza di danni) sia per la maggior difficoltà di definire e modellare i difetti, per es. quando consistono in fessurazioni eccessive o concernono le fondazioni. Particolarmente per le piattaforme in c.a., ma non soltanto per esse, sembra utile e promettente, come approccio integrativo più che sostitutivo al sopra specificato impiego del monitoraggio diagnostico, il ricorso a tecniche di identificazione nel senso sistematico - matematico del termine [25].

L'idea centrale dell'identificazione (parametrica) in tale senso è, in breve, la seguente.

Nel modello matematico del sistema si considerano come parametri da identificare quelli direttamente influenzati da possibili danni e/o quelli di più incerta misurazione diretta. Un'insieme di rilievi sperimentali vengono confrontati con le corrispondenti quantità risultanti dal modello per lo stesso input d'azioni esterne in funzione dei parametri suddetti; questo confronto consiste nella definizione di una misura di divario

(per es. somma dei quadrati di differenze). La minimizzazione di tale funzione di divario individua, cioè identifica, i parametri incogniti [19, 25, 30].

Per la struttura integra, all'inizio, questo procedimento significa "calibrazione" del modello matematico: cioè migliora il principale strumento d'analisi, per rimozione delle maggiori incertezze che ne limitano il potere interpretativo, quali le rigidità delle fondazioni, gli smorzamenti, ecc. Successivamente, in esercizio, il processo d'identificazione riguarda le variazioni di parametri dovuti al danneggiamento.

Nell'ambito di questo sistema operativo generale sono possibili varianti: il "sistema" può includere struttura, fluido e suolo (ed allora l'input è formato dal moto ondoso ed i rilievi sperimentali degli ondometri forniscono dati di ingresso al modello), oppure struttura e suolo ed in tal caso l'input consiste in carichi generati artificialmente (con vibrodine o impulsi). Notevoli le difficoltà: il nesso tra parametri e difetti non è facilmente definibile (per es. nel c.a. le fessurazioni aumentano lo smorzamento e diminuiscono le rigidità, ma dai dati su tali enti meccanici è arduo risalire all'ubicazione ed all'entità delle fessure); gli errori insiti nell'approssimazione del modello e nelle misure ("rumori") andrebbero valutati e "filtrati" con tecniche da tempo note in statistica (per es. filtri di Kalman-Bucy) ma finora applicate a sistemi a non molte variabili (perlopiù in ingegneria delle comunicazioni); la minimizzazione della funzione divario è, in generale, un problema di programmazione nonlineare nonconvessa la cui soluzione è esposta all'insidia dei minimi locali, né si vede almeno per ora come possa beneficiare di criteri a priori di stabilità rispetto ai dati e di identificabilità (che sarebbero utili anche per progettare la disposizione dei sensori). Notevoli però sono anche gli aspetti favorevoli, o quanto meno incoraggianti, soprattutto nel campo delle piattaforme in c.a.: è stato constatato recentemente che il loro comportamento dinamico può essere rappresentato con molta accuratezza mediante modelli a pochi gradi di libertà [13] e che in tali modelli si possono identificare con relativa facilità e precisione parametri che definiscono rigidità e smorzamenti

strutturali [14] ; alcuni tra i più importanti tipi di danno ipotizzabili si localizzano alla radice delle colonne e nel suolo di fondazione e quindi appaiono suscettibili di correlazioni abbastanza strette con parametri del tipo suddetto; gli effetti nonlineari, almeno in linea di principio, sono facilmente inquadrabili nella metodologia identificativa cui si è accennato [19, 35] .

Un altro aspetto promettente e stimolante ad un tempo è che la diagnostica nel senso suddetto è un tipo speciale di problema "inverso" o di identificazione o stima di parametri; appartiene dunque ad una categoria di problemi che solo da poco tempo vengono affrontati in campi diversi dell'ingegneria (elettronica, aerospaziale, chimico-impiantistica, biomedica, sismica, geotecnica [23]) con tecniche matematiche e numeriche in via di sviluppo o di affinamento: è pertanto ragionevole attendersi rapidi progressi anche per "crossfertilization" tra campi differenti. Infine, è da tener presente che sul piano concettuale e metodologico l'identificazione parametrica si collega al "controllo attivo" delle risposte dinamiche, capitolo nuovo della meccanica strutturale forse con interessanti prospettive di applicabilità nell'ingegneria offshore del futuro.

Tecniche diagnostiche del tutto diverse e probabilmente complementari alle precedenti sono in corso di sperimentazione: il monitoraggio delle correnti continue dovute alla corrosione o alla protezione catodica quando l'acqua di mare viene a contatto con le armature, può venire utilizzato per individuare diffuse fessurazioni in piattaforme di c.a. [5] ; il manifestarsi di cricche in nodi di piattaforme metalliche risulta individuabile mediante captatori dell'emissione acustica che si ha durante la propagazione della fessura o in conseguenza dello sfregamento delle facce di una cricca durante le oscillazioni dovute al moto ondoso [12] . Questa seconda tecnica non sembra facilmente trasferibile alle strutture in c.a., dal momento che anche in quelle metalliche l'attenuazione (per effetto dell'ambiente fluido e di incrostazioni marine sulle superfici) è tale da imporre l'onerosa condizione che il captatore sia a piccola distanza dal sito emittente.

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In quanto precede si sono considerati in modo molto conciso gli aspetti salienti di alcune questioni di meccanica strutturale relative alle piattaforme a gravità in c.a.: precisamente le interazioni con l'ambiente fluido e col suolo, il calcolo dei principali componenti, la diagnostica. Si é cercato di fornire almeno parziale rimedio alla brevità della trattazione con una bibliografia aggiornata, anche se necessariamente ridotta ed incompleta, che consenta eventuali approfondimenti per uno "stato dell'arte" più specialistico[†]. E' emersa la conclusione che il settore di ingegneria offshore preso in esame rappresenta ad un tempo campo di applicabilità e stimolo per alcuni dei più attuali ed avvincenti sviluppi nella meccanica delle costruzioni.

[†] Può essere non inutile segnalare al non specialista che fonti primarie d'informazione sull'ingegneria oceanica sono gli Atti dell'Annual Offshore Technology Conference (OTC) di Houston e quelli, di contenuto più spiccatamente tecnico-scientifico, della Conferenza triennale su "Behaviour of Offshore Structures" (BOSS) tenuta finora nel '76 e '79. Risultati di molte ricerche sono disseminati in riviste tecnico-scientifiche, tra cui le due specialistiche "Engineering Structures" e "Applied Ocean Research" e l'italiana "World Offshore" di intonazione; almeno per ora, tecnologica-commerciale e divulgativa. Altre occasioni di introduzione o aggiornamento sono offerte al tecnico italiano dai Corsi brevi che si tengono al Politecnico milanese e nel Centro Internazionale di Scienze Meccaniche di Udine.

BIBLIOGRAFIA

- 1 ACI, "Recommended Practice for Fixed Offshore Concrete Structures", Report Task Force of Committee 357, Aug.1977.
- 2 Bergan, P.G., Fiskvatn, A., Sorensen, S.J., "Nonlinear Analysis and Design of Offshore Structures", Int. Symp. Nonlinear Design of Concrete Structures, Univ. of Waterloo, 1979.
- 3 Bergan, P.G., Holand, I., "Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures", Computer Meth. Appl. Mech. Eng., Vol.17-18, 1979.
- 4 Bombassei, G., Mazzon, M., "Tecniche di ispezione e controllo di piattaforme marine basate sull'analisi spettrale della risposta strutturale", Simp. su 'Aspetti tecnici dell'ispezione, manutenzione e corrosione', IP-ENI, Dic.1978.
- 5 Bournat, J.P., Stankoff, A., Auboiroux, M., "Inspection of Concrete Platforms: Crack Detection by Current Density Measurements", Proc. 12 Offshore Techn. Conf., Houston, No.3765, 1980.
- 6 Brebbia, C.A., Walker, S., "Simplified Boundary Elements for Radiation Problems", Appl. Math. Modelling, No.2, 1978.
- 7 Brebbia, C.A., Walker, S., "Boundary Elements Techniques in Engineering", Newness-Butterworths, 1980.
- 8 Brebbia, C.A., Walker, S., "Dynamics of Offshore Structures", Newness-Butterworths, 1979.
- 9 Colombo, G., Zanardo, A., "Effect of Currents and Waves on Seabed Movements Both on Bare Seabed and in the Presence of an Obstacle", in Fluid Loading on Offshore Structures, Lecture Notes CISM, Udine, 1979.
- 10 Coppolino, R.N., Rubin, S., "Detectability of Structural Failures in Offshore Platforms by Ambient Vibration Monitoring", Proc. 12 Offshore Techn. Conf., Houston, No.3865, 1980.
- 11 DNV, "Rules for the Design, Construction and Inspection of Fixed Offshore Structures", Det Norske Veritas, 1977.
- 12 Dumousseau, P., Laffont, P., Thebaut, M., "Experimental Study of Acoustic Emission Monitoring of Crack Propagation in Offshore Steel Tubular Joint", Proc. 11 Offshore Techn. Conf., Houston, No.3425, 1979.
- 13 Duncan, P.E., "Simple Models for the Dynamics of Deepwater Gravity Platforms", Engineering Structures, Vol.1, Jan.1979.

- 14 Duncan, P.E., "A Scheme for the Interpretation of Data from Instrumented Offshore Platforms", J. of Sound & Vibration, Vol.64, No.4, 1979.
- 15 Eatock-Taylor, R., Waite, J.B., "The Dynamics of Offshore Structures Evaluated by Boundary Integral Techniques", Int. J. Num. Meth. Eng., Vol.13, 1978.
- 16 Fanelli, M., "Automatic Observation and Instantaneous Control of Dam Safety: an Approach to the Problem", Water Power and Dam Construction, Nov.-Dic. 1979.
- 17 Furnes, O., "Fixed Offshore Platforms: Design, Safety and Performance", Det Norske Veritas, Dec.1978.
- 18 Furnes, O., "Instability of Plane and Curved Concrete Walls in the Design of Gravity Offshore Platforms", Proc. Eur. Offshore Petroleum Conf., London, Oct.1978.
- 19 Gioda, G., Maier, G., "Direct Search Solution of an Inverse Problem in Elastoplasticity: Identification of Cohesion, Friction Angle and In Situ Stress by Pressure Tunnel Tests", Int. J. Num. Math. Eng., Vol.15, 1980.
- 20 Gnone, E., "Analysis and Design of Offshore Platforms: an Overview", in Structural Mechanics Problems in Offshore Engineering, Lecture Notes, CISM, Udine, 1980.
- 21 Graff, W.J., Chen, W.F., "Fixed Bottom-Supported Concrete Platforms", Struct. Technology in the Ocean, ASCE Convention, Atlanta, Oct.1979.
- 22 Hogben, M.G., Standing, R.G., "Experience in Computing Wave Loads on Large Bodies", Proc. 6 Offshore Techn. Conf., Houston, No.2189, 1975.
- 23 Jurina, L., Maier, G., Podolak, K., "On Model Identification in Rock Mechanics", Proc. Int. Symp. on Geotechnics of Struct. Complex Formations, AGI, Capri, 1977.
- 24 Lalli, D., "Tipologie strutturali offshore", Costruzioni Metalliche, No.1, 1980.
- 25 Lin, S.C., Yao, T.P., "Structural Identification Concept", J. Struct. Div., Proc. ASCE, Vol.104, No.12, Dec.1978.
- 26 Lindvik, H., "Finite Element Structural Analysis of Condeep Offshore Oil Production Platform by SESAM 69", Finite Element Congress, IKOSS, Baden-Baden, Nov.1974.
- 27 Machemehl, J.S., Abad, G., "Scour Around Marine Foundations", Proc. 5 Offshore Techn. Conf., Houston, No.2313, 1975.
- 28 Matteelli, R., "Analysis and Design of Offshore Pipelines: a General Overview", in Structural Mechanics Problems in Offshore Engineering, Lecture Notes, CISM, Udine, 1980.

- 29 Moksnes, J., "Condeep Platforms for the North Sea: Some Aspects of Concrete Technology", Proc. 7 Offshore Techn. Conf., Houston, No.2369, 1975.
- 30 Natke, H.G., Schulze, H., "Parameter Adjustment Concerning the Model of an Offshore Platform with Estimated Eigenfrequencies", in corso di stampa su J. of Sounds & Vibration, 1981.
- 31 Rubin, S., "Ambient Vibration Survey of Offshore Platform", J. Eng. Mech. Div., Proc. ASCE, Vol.106, No.3, June 1980.
- 32 Smith, J.M., Molenkamp, F., "Dynamic-Displacements of Offshore Structures due to Low Frequency Sinusoidal Loading", Géotechnique, No.2, 1980.
- 33 Suzuki, H., Chen, W.F., Chang, T.Y., "Implosion Analysis of Concrete Cylindrical Vessels", Trans. ASME, J. Pressure Vessel Techn., Vol.101, No.1, 1979.
- 34 Thornton, D., "A General Review of Future Problems and their Solutions", Proc. 2nd Int. Conf. on Behaviour of Offshore Structures, London, 1979.
- 35 Wedig, W., Bräutigam, H., "Schadenfrüherkennung beim angerissenen Biegeschwinger-Rissidentifikation durch Spektralanalyse zweier Resonanzen", VDI-Berichte, No.381, 1980.
- 36 Zienkiewicz, O.C., Lewis, R.W., Stagg, K.G., "Numerical Methods in Offshore Engineering", J. Wiley, 1978.

TITOLO :

L'AZIONE DELLE ACQUE DI STRATO SUI CEMENTI
IMPIEGATI NELL'ATTIVITA' DI PERFORAZIONE,

AUTORI :

GIUSEPPE RADENTI
LUCIANO GHIRINGHELLI
GOFFREDO ROMANO

dell'A.G.I.P. S.p.A. - Milano

L'AZIONE DELLE ACQUE DI STRATO SUI CEMENTI IMPIEGATI NELL'ATTIVITA'
DI PERFORAZIONE . (G.Radenti- L.Ghiringhelli - G.Romano)

SOMMARIO

Le operazioni di cementazione di un pozzo costituiscono, nell'attività di perforazione, un processo di fondamentale importanza per la vita produttiva del pozzo stesso.

Una delle principali funzioni di tale processo è l'isolamento delle formazioni produttive dalle acque di strato.

E' stato pertanto esaminato il comportamento del cemento sottoposto all'azione di vari tipi di acque per un periodo di circa sette anni, mediante lo studio dei fenomeni di dilavamento, aggressione chimica, ritiro ed espansione.

Sono stati impiegati per le prove 18 campioni di diversi cementi prodotti dalle principali industrie nazionali, simulando in laboratorio l'azione svolta sui cementi dalle acque presenti nelle formazioni interessate dall'attività di perforazione.

I risultati dell'indagine svolta indicano che l'azione negativa delle acque di strato viene eliminata con l'impiego di cementi ad alta resistenza chimica (HSR) o di tipo pozzolanico.

1. INTRODUZIONE

Nel linguaggio tecnico della perforazione petrolifera viene indicata come "cementazione" l'operazione che perfeziona e completa il rivestimento tubolare di un pozzo. Essa consiste nel riempire l'intercapedine fra i tubi di acciaio ed il terreno con malta di cemento in modo da realizzare una perfetta armatura del foro, ripristinando quelle condizioni di isolamento degli strati che esistevano naturalmente e che la perforazione aveva turbato.

L'isolamento deve essere realizzato senza soluzione di continuità almeno per quei tratti di profilo litologico e mineralogico del pozzo, dove fluidi di diversa natura e a diversa pressione possono cambiare sede attraverso la strada del pozzo.

Se questo scopo fondamentale sarà raggiunto si potranno proteggere le acque superficiali dolci dall'inquinamento delle acque salate

profonde, si potrà avere la sicurezza che le formazioni mineralizzate ad idrocarburi non vengano invase dalle acque salate, che allontanerebbero i minerali utili e che quest'ultimi non si disperdano in altri orizzonti porosi rendendo difficile se non impossibile il loro recupero.

La cementazione è certamente una delle operazioni più importanti nell'intero processo di lavoro che porta al completamento del pozzo e la risoluzione dei problemi che essa deve affrontare è condizione determinante per la vita futura del pozzo stesso e del giacimento.

I risultati di questa operazione non interessano solo il ricercatore ma anche le autorità dello Stato preposte alla difesa del sottosuolo minerario.

In questo contesto, essendo determinante il ruolo svolto dal cemento, esso dovrà rispondere a precise proprietà e caratteristiche che ne garantiscano le prestazioni richieste. Non a caso la tecnologia specializzata dedica molta parte ai cementi impiegati nell'attività di perforazione.

L'API (American Petroleum Institute) fin dal 1932 fece il primo tentativo di specifiche a cui questi leganti dovevano rispondere sia come composizione chimica che di comportamento delle malte (cemento + acqua).

Le successive modifiche hanno fissato le caratteristiche e le proprietà dei cementi in varie "classi", in funzione della profondità d'impiego, e "tipi" in funzione della loro resistenza chimica. Queste norme contemplano numerose condizioni di prova simulanti la gran parte di quelle previste nell'impiego, tuttavia ben poco prevedono in relazione al comportamento del cemento indurito dopo lunghi periodi di maturazione alle condizioni previste durante la vita produttiva di un pozzo.

Scopo del presente lavoro è di illustrare gli effetti prodotti sul cemento dall'azione delle acque di strato, mediante un'indagine di laboratorio durata sette anni.

Tali effetti sono stati valutati attraverso l'esame dei seguenti fenomeni:

Dilavamento

- A diverse scadenze sono state determinate le variazioni di peso e la percentuale di CaO asportata dalla malta sottoposta alla azione dilavante di diversi tipi di acqua per un periodo di tempo superiore a sei anni .

Aggressione chimica

- E' stata determinata attraverso il controllo delle resistenze meccaniche di 17 tipi di malte maturate per un anno in una soluzione di solfato sodico per simulare le acque solfatiche di strato.

Ritiro ed espansione

- Sono stati valutati con la misura delle variazioni lineari subite da sette tipi di malte fatte maturare secondo un programma di scadenze per un periodo di sette anni in acqua potabile e, per confronto , all'aria (umidità relativa = 65%).

2. METODOLOGIA

2.1. PRODOTTI

Le prove sono state condotte su cementi prodotti dalle principali industrie italiane. La maggior parte di essi presentano caratteristiche chimiche e fisiche corrispondenti alla Classe A delle citate norme API, cioè applicabili fino alla profondità di circa 2000 m ; altri appartengono alla Classe D per applicazioni fino a 3000 m.

L'impiego dei cementi appartenenti a quest'ultima classe può essere esteso fino alla profondità di 6000 m con l'aggiunta di opportuni correttivi ritardanti.

Per le prove di dilavamento sono stati impiegati:

- Cemento API Classe A (campione n°1)
- Cemento API Classe D-HSR (high sulfate resistant) (campione n°8)

- Tipi di acqua dilavante : distillata
potabile
di mare (NaCl = 30 g/l)
satura di sale (NaCl = 310 g/l)
solfatica (Na_2SO_4 = 50 g/l)

Per le prove di aggressione chimica:

- Cementi "puri" (campioni 1,2,3,4,5,7,8)
- Cementi "non puri" additivati dal produttore (campioni 9,10,11,12, 13,14)
- Cementi "non puri" additivati in laboratorio (campioni 15,16,17,18)
- Tipi di acqua di contatto : potabile
solfatica (Na_2SO_4 = 50 g/l)

Per le prove di ritiro ed espansione :

- Cementi API appartenenti o assimilabili alla Classe A (campioni 1, 4,6,10,11)
- Cementi API Classe D (campioni 7,8)
- Ambienti di maturazione : acqua potabile
aria (65% umidità relativa)

2.2. APPARECCHIATURE

Con le malte già descritte sono stati riempiti appositi stampi metallici con le seguenti dimensioni:

- 250 x 40 x 20 mm, per le prove di dilavamento e ritiro ed espansione
- 40 x 40 x 40 mm, per la prova di aggressione chimica.

La malta è stata mantenuta nel formatore, in ambiente saturo di umidità per 24 ore ; dopo sformatura i provini sono stati posti a maturare :

- in contenitori cilindrici di plastica trasparente riempiti con le diverse acque previste per le prove di dilavamento;

TABELLA 1 : COMPOSIZIONE DEI CEMENTI E DELLE MALTE

CAMPIONE N°	CLASSE API E TIPI	COMPOSIZIONE CEMENTO					CARATTERISTICHE MALTA	
		C ₃ A	C ₃ S	C ₂ S	C ₄ AF	RESIDUO insolubile	a/c	g/l
1	A	9,82	47,30	28,55	7,17	---	0,46	1880
2	A	12,09	51,70	18,52	9,42	---	0,46	1880
3	A	10,30	29,09	42,83	8,97	---	0,46	1880
4	A	15,18	18,46	46,29	9,30	---	0,46	1870
5	A	9,22	54,30	21,84	10,05	---	0,46	1880
6	A	7,80	52,93	23,49	8,00	---	0,46	1880
7	D-MSR	8,66	61,80	15,32	8,36	---	0,40	1980
8	D-HSR	0,68	54,96	23,87	12,67	---	0,40	1980
9	"325 P"	clinker + pozzolana				13,90	0,56	1760
10	"425 P"	clinker + pozzolana				10,85	0,46	1840
11	"425 P"	clinker + pozzolana				3,62	0,50	1800
12	"425 P"	clinker + pozzolana				2,45	0,46	1850
13	"325 N"	clinker + inerte siliceo				32,50	0,46	1820
14	"325 N"	clinker + inerte siliceo				30,50	0,46	1820
15	miscela	Cemento API D-MSR (100pp)+dia- mite (20pp)				---	0,83	1560
16	miscela	Cemento API D-MSR (100pp) +dia- tomite (40pp)				---	1,14	1420
17	miscela	Cemento API D-MSR (100pp)+per- lite (5pp)+bentonite (2pp)				---	0,54	1660
18	miscela	Cemento API D-MSR (100pp)+ ba- rite (100pp)				---	0,31	2230

- in due bagni alla temperatura di 40°C contenenti rispettivamente una soluzione al 5% di Na_2SO_4 e acqua dolce per l'aggressione chimica;
- in un bagno contenente acqua dolce, e all'aria con una umidità relativa del 65% per il ritiro e l'espansione alla temperatura di 20°C.

2.2.1. Successione operativa

Per le prove di dilavamento ogni provino di malta è stato sottoposto all'effetto di dilavamento (superficie esposta 316 cm^2), per un periodo di tempo superiore a sei anni.

A intervalli regolari di tempo e precisamente ogni 24 ore, per cinque volte alla settimana per i primi tre anni ; successivamente 2-3 volte alla settimana, si è provveduto a titolare il CaO dilavato e a pesare i provini di malta in esame, procedendo nel seguente modo:

- a) si è estratta tutta la soluzione (335 ml) presente nel contenitore raccogliendola attraverso un filtro in un pallone tarato da 500 ml; dopo aver acidificato con HCl, si è portata a volume, si sono prelevati 25 ml che sono stati titolati con EDTA 0,01 M, determinando così la quantità di CaO dilavato. I risultati sono stati espressi sia in g di CaO per litro , sia in g di CaO per 100 g di malta.
- b) prelevato il provino dal contenitore , esso è stato pesato con l'approssimazione di $\pm 0,01 \text{ g}$, dopo essere stato opportunamente asciugato.
Terminate le operazioni di titolazione e di peso, il provino è stato rimesso nel suo contenitore, nuovamente riempito con il relativo tipo di acqua a temperatura di 20°C.

Per le prove di aggressione chimica, sono state determinate le resistenze meccaniche a compressione, su provini cubici di 40 mm di lato, dopo i seguenti periodi di maturazione : 1-3-6-12 mesi, sia in acqua solfatica che in acqua potabile alla temperatura di 40°C.

Per le prove di ritiro e espansione :

Le variazioni lineari dei provini sono state misurate usando un re-trattometro ,ad alta sensibilità, in grado di valutare differenze dell'ordine del micron. Ogni misura è stata eseguita dopo taratura dell'apparecchio mediante comparatore.

Come misura di riferimento si è presa la lunghezza del provino al momento della sformatura, cioè 24 ore dopo la confezione.

Le misure sono state effettuate ai seguenti tempi dopo la sformatura : 1-2-3-7-21-28 giorni, successivamente al ventottesimo giorno ogni 15 giorni, per un periodo di maturazione di circa sette anni.

Contemporaneamente sono stati registrati anche i pesi di ciascun provino, con la precisione di $\pm 0,01$ g.

La maturazione dei provini è avvenuta in acqua potabile a 20°C;allo scopo di stabilire un confronto, una uguale serie di provini sono stati maturati in aria con umidità relativa del 65%.

3. RISULTATI

3.1. DILAVAMENTO

I cementi API classe A e classe D-HSR subiscono , per l'azione dilavante dell'acqua , una corrosione di entità variabile in funzione del volume e del tipo di acqua impiegata .

Dalla tabella 2 e dai grafici delle figure 1 e 2 che riassumono i valori di CaO asportato dalla malta e della sua variazione di peso in funzione del tipo di acqua dilavante, dopo un anno e dopo sei anni di trattamento, risulta:

- l'effetto dilavante , nel corso di sei anni, è massimo con l'acqua di mare e l'acqua solfatica , minimo con l'acqua potabile ;
- in generale, la quantità di CaO dilavato aumenta rapidamente nel primo anno , meno velocemente in seguito . Per ogni tipo di acqua impiegata il CaO totale asportato dopo sei anni è circa tre volte quello dilavato dopo un anno;
- il peso della malta si mantiene quasi costante nei primi mesi,poi

TABELLA 2: DILAVAMENTO E VARIAZIONI PONDERALI DELLA MALTA

TIPI DI ACQUA	CaO DILAVATO (g/100g MALTA)		VARIAZIONI PONDERALI (%)	
	TEMPO DI MATURAZIONE			
	1 ANNO	6 ANNI	1 ANNO	6 ANNI
	CEMENTO	API CLASSE A		
Distillata	2,62	9,20	- 1,10	- 5,20
Potabile	1,76	6,88	+ 1,01	+ 1,52
Mare	5,66	18,35	- 2,56	-12,60
Satura di sale	3,66	12,35	+ 0,49	- 4,10
Solfatica	4,11	13,10	+ 1,02	- 6,03
	CEMENTO	API CLASSE D-HSR		
Distillata	2,29	5,81	- 1,08	- 3,80
Potabile	1,59	6,34	+ 0,92	+ 1,16
Mare	3,99	10,60	- 1,94	- 7,39
Satura di sale	2,07	7,92	+ 1,02	- 2,28
Solfatica	3,30	11,00	- 0,75	- 5,42

diminuisce notevolmente , ad eccezione delle malte dilavate con acqua potabile , il cui peso aumenta leggermente;

- con l'acqua di mare si ha la massima perdita di peso , che raggiunge il 12,60%; usando gli altri tipi di acqua ,la perdita di peso dopo sei anni è da tre a sei volte maggiore di quella accertata dopo un anno, ad eccezione del caso dell'acqua potabile;
- la perdita di peso è inferiore alla quantità di CaO dilavato: ciò si può spiegare ammettendo che il CaO asportato dalla malta sia stato sostituito da un eguale volume d'acqua;
- i valori di CaO dilavato e di perdita di peso del cemento classe D-HSR sono notevolmente inferiori ai corrispondenti valori del cemento classe A.

3.2. AGGRESSIONE CHIMICA

I cementi "puri" subiscono, in acqua solfatica, una degradazione delle resistenze meccaniche che non si verifica in acqua potabile. Tale degradazione è funzione della percentuale di C_3A contenuta nel cemento e risulta (fig.3):

- moderata, se il contenuto di C_3A è $< 10\%$
- forte , se il C_3A è $> 10\%$
- totale , se il C_3A supera il 12%

I cementi "non puri"presentano , sia in acqua potabile che in acqua solfatica, valori di resistenza meccanica elevati e costanti nel tempo se vengono additivati con pozzolana o con prodotti a comportamento pozzolanico ; se invece sono additivati con inerti possono subire, in acqua solfatica, una degradazione totale (tabella n.3).

3.3. RITIRO ED ESPANSIONE

Le variazioni lineari dipendono dalla percentuale di umidità dell'ambiente e dal tempo di maturazione.

Le variazioni ponderali presentano un analogo comportamento. Dalla tabella n.4 risulta che :

TABELLA 3 : RESISTENZE MECCANICHE A COMPRESSIONE (Kg/cm^2) DI MALTE SOTTOPOSTE ALL'AGGRESSIONE CHIMICA

TIPI DI CEMENTO	"PURI" $C_3 A > 10\%$			"PURI" $C_3 A < 10\%$			"NON PURI " additivati dal produttore						"NON PURI" additivati in laboratorio						
	2	3	4	1	5	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
MATERIALE IN ACQUA	Campioni N°	1	512	625	675	825	412	670	488	312	387	469	587	256	350	162	75	250	387
		3	437	568	436	700	537	750	700	350	350	437	587	275	350	175	100	275	412
		6	250	294	475	500	493	850	706	375	264	425	500	243	388	123	100	270	400
		12	168	387	350	518	550	660	812	381	300	362	562	187	406	137	93	268	381
SOLFATICA	Campioni N°	1	425	537	606	819	400	780	475	337	468	500	687	262	366	193	116	262	393
		3	185	336	526	916	487	880	681	350	425	579	643	200	270	181	93	256	456
		6	0	294	318	566	520	580	828	400	416	400	418	115	112	200	100	270	480
		12	0	287	0	512	539	510	781	437	418	470	434	100	0	137	118	283	531
POTABILE	Campioni N°	1	425	537	606	819	400	780	475	337	468	500	687	262	366	193	116	262	393
		3	185	336	526	916	487	880	681	350	425	579	643	200	270	181	93	256	456
		6	0	294	318	566	520	580	828	400	416	400	418	115	112	200	100	270	480
		12	0	287	0	512	539	510	781	437	418	470	434	100	0	137	118	283	531
MATERIALE IN ACQUA	Campioni N°	1	425	537	606	819	400	780	475	337	468	500	687	262	366	193	116	262	393
		3	185	336	526	916	487	880	681	350	425	579	643	200	270	181	93	256	456
		6	0	294	318	566	520	580	828	400	416	400	418	115	112	200	100	270	480
		12	0	287	0	512	539	510	781	437	418	470	434	100	0	137	118	283	531

TABELLA 4 : VARIAZIONI LINEARI E PONDERALI DI MALTE DI CEMENTO
(Condizioni di prova :20°C, pressione atmosferica)

CAMPIONE N°	VARIAZIONI LINEARI (%)			VARIAZIONI PONDERALI (%)		
	TEMPO DI MATURAZIONE					
	1 MESE	1 ANNO	6 ANNI	1 MESE	1 ANNO	6 ANNI
<u>STAGIONATURA IN ACQUA</u>						
1	+ 0,035	+ 0,051	+ 0,153	+ 4,26	+ 4,74	+ 4,84
4	+ 0,030	+ 0,070	+ 0,190	+ 3,78	+ 4,18	+ 4,52
6	+ 0,027	+ 0,053	+ 0,160	+ 2,64	+ 2,56	- 0,34
10	+ 0,042	+ 0,064	+ 0,173	+ 3,71	+ 3,96	+ 3,93
11	+ 0,043	+ 0,062	+ 0,215	+ 2,97	+ 3,30	+ 2,88
7	+ 0,037	+ 0,056	+ 0,056	+ 3,90	+ 4,21	+ 4,19
8	+ 0,029	+ 0,079	+ 0,079	+ 1,46	+ 2,78	+ 2,33
<u>STAGIONATURA ALL'ARIA (65% umidità relativa)</u>						
1	- 0,227	- 0,343	- 0,290	- 12,00	- 6,15	+ 0,21
4	- 0,340	- 4,485	- 0,455	- 10,21	- 6,24	- 0,85
6	- 0,181	- 0,252	- 0,290	- 11,70	- 6,62	- 2,65
10	- 0,380	- 0,501	- 0,465	- 16,90	- 3,72	- 2,29
11	- 0,376	- 0,542	- 0,475	- 20,15	- 9,03	- 8,24
7	- 0,175	- 0,266	- 0,320	- 8,64	- 7,57	- 3,48
8	- 0,137	- 0,292	- 0,240	- 12,19	- 5,98	- 2,76

- i cementi esaminati sono soggetti a ritiro se maturati all'aria con umidità relativa inferiore alla saturazione, mentre presentano fenomeni di espansione se maturati in acqua;
- all'aumentare del tempo di maturazione il ritiro cresce rapidamente nel primo mese, moderatamente in seguito, mentre l'espansione si sviluppa progressivamente e più lentamente, mantenendosi su valori assoluti inferiori a quelli del ritiro.
- il peso varia seguendo l'andamento delle variazioni lineari: diminuisce nel ritiro, aumenta nell'espansione;
- l'ordine di grandezza dei valori di ritiro è di $0,1 + 0,4\%$ dopo un mese di stagionatura e di $0,3 + 0,4\%$ dopo sei anni, con punte massime di $0,55\%$ dopo un anno; mentre l'espansione raggiunge dopo sei anni un valore massimo di $0,2\%$;
- i cementi 7 e 8 (API classe D) presentano, in generale, un ritiro inferiore del 50% rispetto a quello dei cementi API classe A (campioni 1,2,3,4,5,6).

4. CONCLUSIONI

L'indagine di 7 anni condotta su un'ampia casistica di cementi nazionali ha mostrato in definitiva che:

- Il fenomeno del dilavamento è notevole con le acque salate o solfatiche e moderato con gli altri tipi di acqua.
- L'aggressione chimica è forte in presenza di acque solfatiche.
- L'espansione in generale è moderata.

Gli effetti negativi del dilavamento e dell'attacco chimico delle acque di strato possono essere contenuti impiegando cementi ad alta resistenza chimica cioè del tipo API HSR (High Sulfate Resistant) oppure di tipo pozzolanico.

CEMENTO API
Classe A

- ACQUE DILAVANTI**
- 1 - Distillata
 - 2 - Potabile
 - 3 - Mare
 - 4 - Saturata di sale
 - 5 - Solfonica (5% Na₂SO₄)

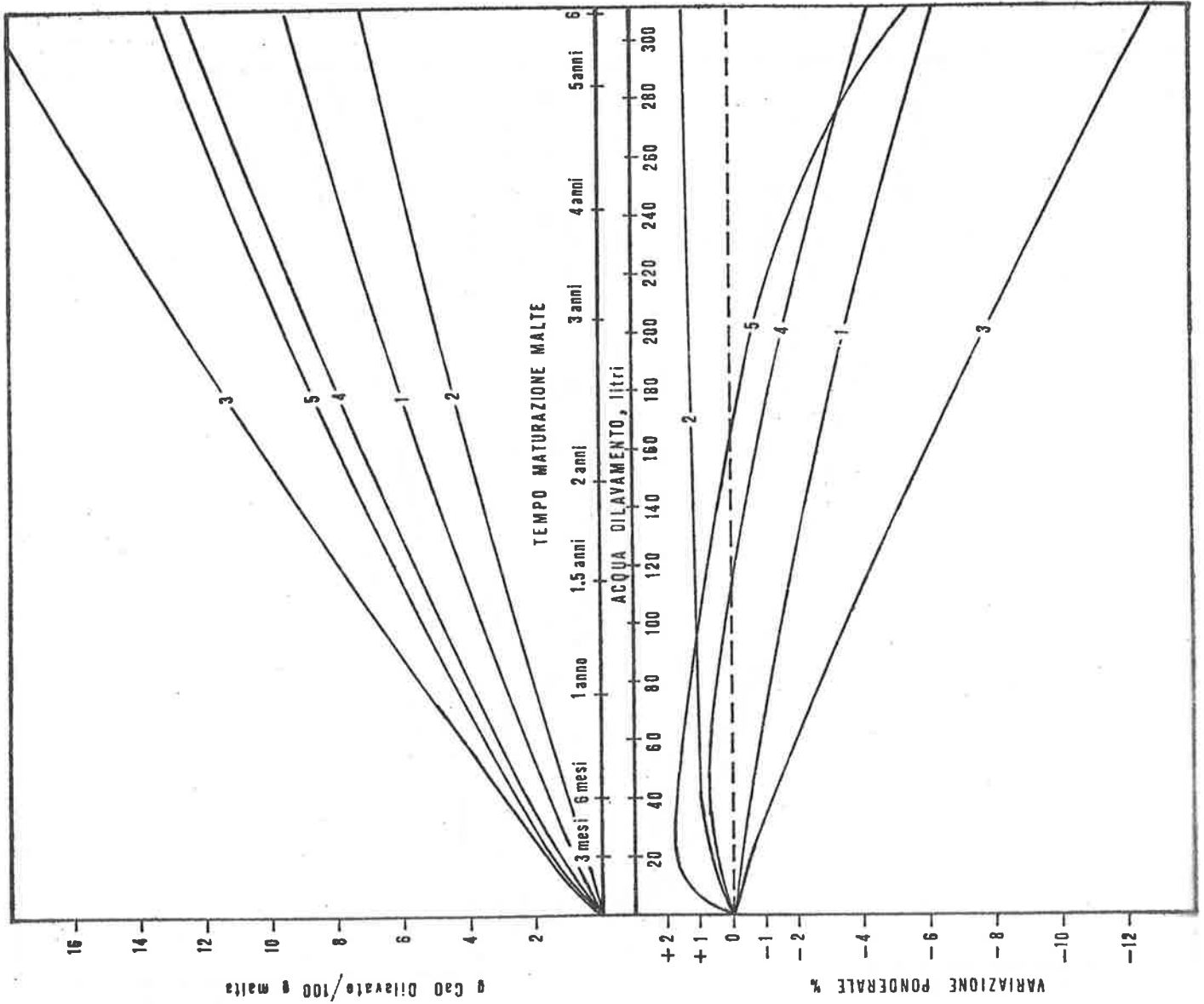


Fig.1

CEMENTO API
Classe D-HSR

ACQUE DILAVANTI

- 1 - Distillata
- 2 - Potabile
- 3 - Mare
- 4 - Satura di sale
- 5 - Solfatica (5% Na₂SO₄)

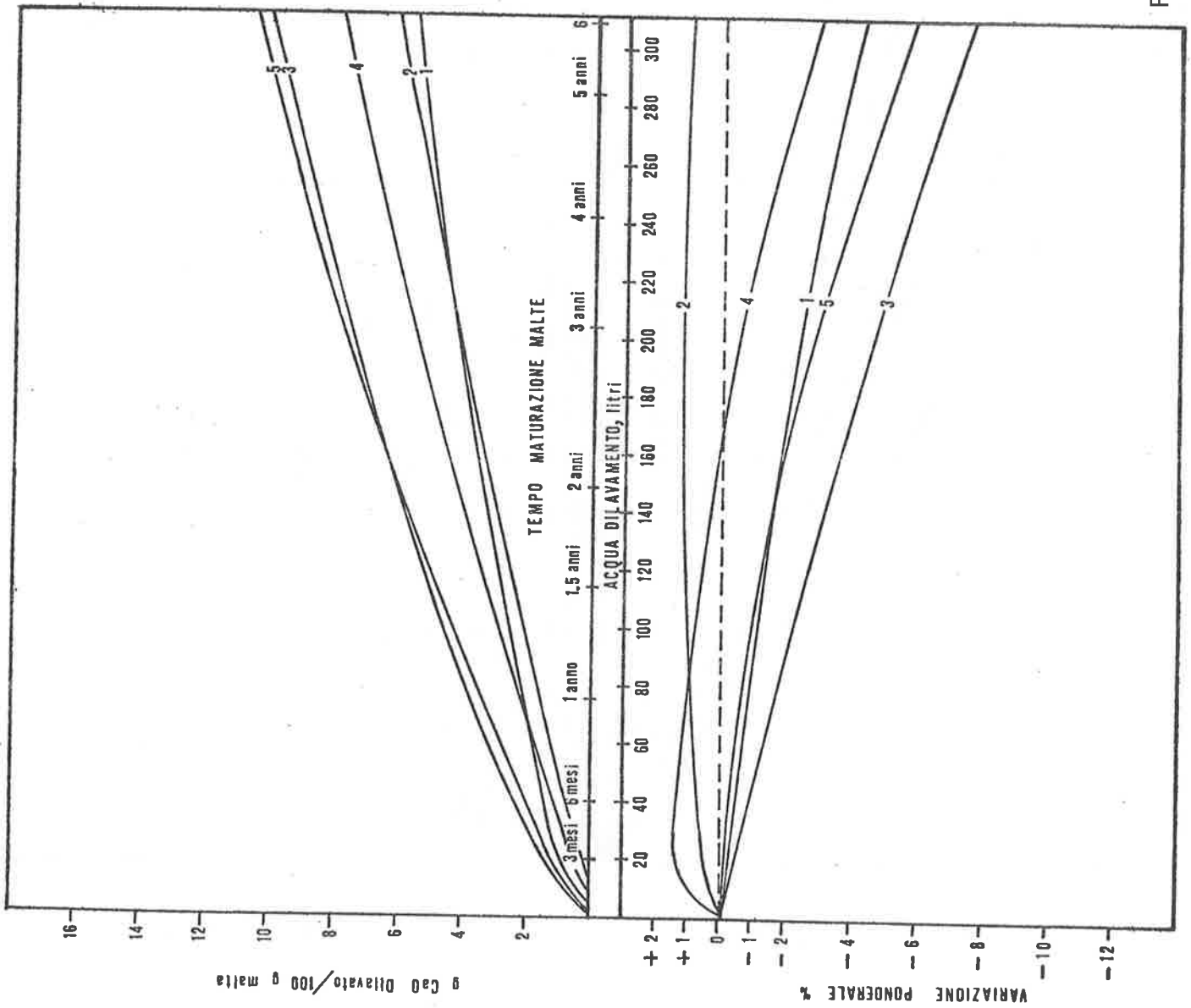


Fig.2

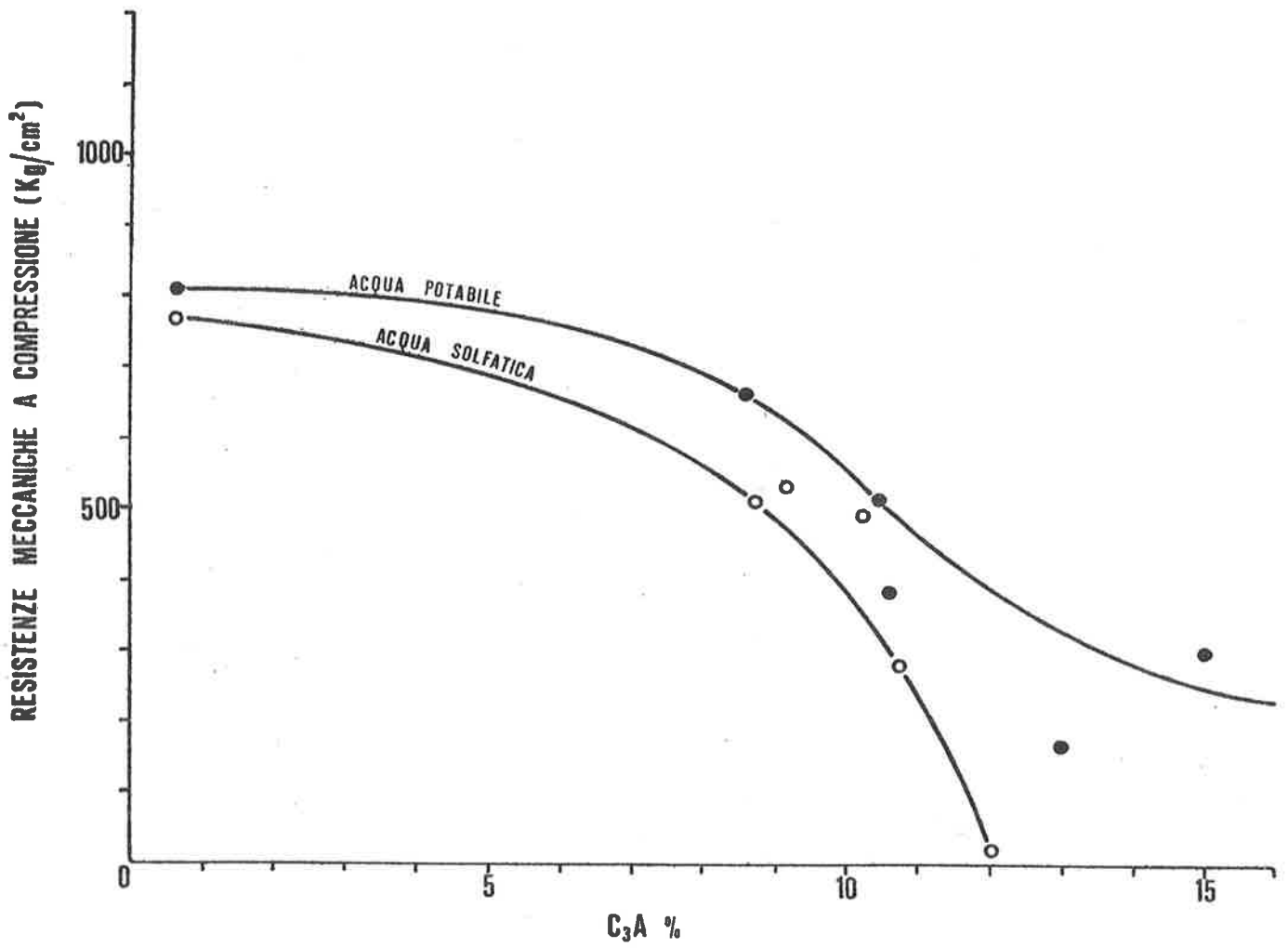


Fig.3 - Cementi "puri". Azione dell'acqua sulle resistenze meccaniche del cemento in funzione del suo contenuto di C_3A (stagionatura 12 mesi).

TITOLO :

PROGETTAZIONE AUTOMATICA DI STRUTTURE OFFSHORE

AUTORE :

ING. PIERCARLO SIGNORELLI
TECNOMARE S.p.A.

PROGETTAZIONE AUTOMATICA DI STRUTTURE OFFSHORE

PIERCARLO SIGNORELLI

SOMMARIO

L'articolo presenta essenzialmente l'utilizzo del calcolo automatico nella progettazione e verifica di strutture offshore. Viene fatto particolare riferimento alla progettazione di strutture utilizzate nel campo petrolifero durante le varie fasi dello sfruttamento; esplorazione, perforazione, produzione, stoccaggio, trasporto.

In tale campo la Tecnomare ha affrontato quasi tutte le problematiche con particolare riferimento a strutture in acciaio, ma buona parte delle procedure sono utilizzabili e/o estendibili a strutture in cap e/o ibride.

Nell'articolo vengono presentate le soluzioni esaminate e/o progettate dalla Tecnomare e per alcune viene esplicitato un confronto tra le problematiche della progettazione automatica della soluzione in acciaio e di quella in cap.

Vengono presentate le metodologie di calcolo realizzate ed utilizzate per la soluzione dei problemi anzidetti, metodologie per larga parte indipendenti dall'essere alcuni componenti in acciaio o in cemento armato.

In particolare viene confermata l'esigenza del ricorso alla simulazione per approfondire alcuni aspetti più complessi nello studio delle strutture offshore e vengono presentati alcuni fondamentali codici di calcolo.

Alcuni cenni vengono pure fatti agli sviluppi attuali e futuri in campo offshore dell'industria non petrolifera, basati sulle tecnologie sviluppate grazie ai promettenti risultati ottenuti dall'offshore petrolifero.

SUMMARY

This article presents the use of the automatic computer ana

lysis in the design and check of offshore structures. The subject concerns mainly the oil sector and its typical exploitation phases: exploration, drilling, production, storage, transportation.

In this field Tecnomare has been mainly engaged in the design of steel structures, but the developed procedures can be easily used also for concrete or hybrid structures.

The main computer procedures used to perform the design and check analyses are presented: such procedures can be normally used for steel and concrete structures.

It is shown that some complex problems can be solved using a simulating model and some fundamental computer codes are presented.

Finally some hints are given regarding future developments in offshore industry, not related to the oil sector.

These developments are foreseen due to the promising results obtained in the oil sector.

INTRODUZIONE

Si individuano come strutture offshore quelle strutture concepite, progettate e costruite per lo sviluppo di attività industriali in mare aperto.

Generalmente parlando due sono le categorie di attività industriali suscettibili di sviluppo in tale ambiente:

- quelle direttamente collegate allo sfruttamento delle risorse del mare e del suo sottofondo;
- quelle che trasferiscono in mare aperto alcune attività tradizionalmente sviluppate a terra.

L'ambiente marino, in cui vengono esercitate tali attività, richiede l'utilizzo di mezzi e di tecnologie adeguati.

Grande impulso allo sviluppo di nuove tipologie strutturali e nuove tecniche costruttive è stato dato dal crescente coinvolgimento dell'industria petrolifera in campo offshore.

Tale rapido sviluppo ha comportato anche un rapido adeguamento delle metodologie di progetto e verifica di strutture in ambiente marino, metodologie possibili, per la loro complessità, solo utilizzando il calcolo automatico.

ESIGENZE DEL SETTORE PETROLIFERO

Le attività di sfruttamento dei giacimenti petroliferi sottomarini costituiscono, ad oggi, il settore guida nello sviluppo delle tecnologie offshore.

Si possono distinguere in tali attività le seguenti fasi tipiche:

- esplorazione
- perforazione

- produzione
- stoccaggio
- trasporto

Ciscuna di tali fasi richiede mezzi e strutture particolari, continuamente in evoluzione, che verranno qui brevemente presentati.

Esplorazione

Viene effettuata da navi opportunamente attrezzate per le indagini geofisiche mediante la prospezione sismica.

Perforazione

Viene effettuata nelle zone individuate come potenzialmente produttive, con lo scopo di accertare e delimitare l'eventuale giacimento petrolifero.

I mezzi adottati sono:

- pontoni
- autosolleventi
- semisommergibili (fig. 1)
- navi di perforazione

L'utilizzo dell'uno o l'altro di tali mezzi dipende principalmente dalla profondità d'acqua in cui avviene la perforazione.

Tali mezzi presentano ormai tipiche tipologie offshore: strutture reticolari tubolari, grandi cilindri irrigiditi.

Produzione

In un sistema di produzione offshore l'elemento fondamentale sono le piattaforme di sviluppo, dalle quali vengono effettuate le perforazioni di produzione e sulle quali sono installati gli impianti necessari al trattamento, stoccaggio, trasferimento del prodotto.

Esistono essenzialmente due tipi di piattaforme:

- piattaforme fisse, attualmente installate fino a profondità di circa 300 m d'acqua;
- piattaforme semifisse, tenute in posizione mediante cavi in tensione o linee d'ancoraggio (attualmente esistono solo realizzazioni in scala ridotta).

Le piattaforme fisse attualmente realizzate esistono nella variante "a pali" (vincolate al fondo del mare mediante infissione di pali) o "a gravità" (rese stabilmente vincolate al fondo del mare esclusivamente mediante il proprio peso).

Nella variante a gravità esistono esemplari sia in acciaio che in cemento armato (figg. 2, 3, 4, 5).

Stoccaggio

L'esigenza di immagazzinare olio o gas in mare aperto può nascere in punti non collegati alla costa a mezzo di flowlines, per permettere la continuità dell'estrazione anche in presenza di irregolarità negli intervalli di arrivo dalle petroliere o metaniere.

Gli impianti di stoccaggio in mare aperto possono essere:

- galleggianti
- fissi emergenti, integrati o meno in piattaforme di produzione
- fissi sottomarini

Si tratta sempre di grandi strutture, orientativamente della capacità di 100.000 m³ (figg. 6, 7, 8).

Trasporto

In mancanza di serbatoio di stoccaggio, il trasporto a terra di olio e gas viene effettuato mediante condotte sottomarine. Con la richiesta di posa in acque sempre più profonde si è passati da navi posatubi relativamente semplici a sistemi galleggianti sempre più sofisticati e costosi, dotati di impianti di controllo automatico della posa stessa (fig. 9).

L'esistenza delle condotte sottomarine richiede la soluzione efficiente dei problemi di protezione, ispezione e riparazione delle stesse durante l'esercizio (fig. 10).

PROBLEMATICHE PRINCIPALI DI CALCOLO

Come si può chiaramente notare la maggior parte delle strutture offshore è ben lontana dalle tradizionali strutture marine, navi o pontoni, come pure dalle strutture normalmente impiegate in terraferma.

E' stato ed è quindi necessario sviluppare ed applicare adeguati metodi di analisi e progettazione, che tengano conto delle peculiarità di tali strutture.

Dalla descrizione che seguirà risulterà chiara la necessità di ricorrere ad un utilizzo sistematico dell'elaboratore elettronico per la loro corretta progettazione.

Parlando di utilizzo dell'elaboratore elettronico è bene precisare che in questo caso non si tratta di utilizzo occasionale, per qualche verifica particolare, e neppure, all'estre

mo opposto, di una progettazione automatica completa, intesa come introduzione di alcuni dati fondamentali ed ottenimento dall'elaboratore dei tabulati e dei disegni costrutti-vi.

Nel caso delle metodologie sviluppate ed utilizzate dalla Tecnomare è più appropriato parlare di sistema integrato di calcolo, che, attraverso la definizione univoca della struttura ed il passaggio automatico dei dati da una procedura al l'altra, permette il raggiungimento del risultato finale consentendo l'intervento del progettista nei punti chiave del processo di sviluppo del progetto.

Trattandosi di strutture installate in mare risulta naturale suddividere la problematica che le riguarda in problemi di tipo navale e problemi di tipo strutturale.

Al di sopra di questa suddivisione esiste il problema della determinazione dei carichi agenti su tali strutture nelle di-verse condizioni di costruzione, trasporto, installazione, emergenza, esercizio.

Si accennerà in breve ai problemi risolti ed ai programmi di calcolo sviluppati, con particolare attenzione all'applicazione delle procedure a strutture offshore in cemento armato.

Carichi agenti

Il problema fondamentale riguarda l'interazione di una struttura immersa totalmente o parzialmente in mare con il campo fluido circostante, caratterizzato dalla presenza di acqua agitata da onde e corrente.

A livello preliminare esistono quindi programmi di calcolo per la schematizzazione cinematica del campo ondoso secondo le più accreditate teorie (Airy, Stokes) e per la simulazione del più generale stato di mare confuso.

Note le caratteristiche cinematiche delle particelle d'acqua è possibile calcolare, con apposito programma, le forze agenti sui diversi elementi strutturali immersi, in termini di forze concentrate o distribuite o in termini di pressioni agenti su superfici.

Le metodologie utilizzate variano dalla semplice applicazione della formula di Morison per elementi tubolari alla utilizzazione di sofisticate teorie (teoria della diffrazione) basa te sulla descrizione del campo ondoso come una serie di punti sorgente utilizzati per imporre le condizioni al contorno. L'esigenza di ricorrere alla teoria della diffrazione per calcolare correttamente le forze agenti nasce quando esiste

interazione tra fluido e struttura; quando cioè le dimensioni della struttura non sono trascurabili rispetto alla lunghezza dell'onda incidente.

In tali casi il trascurare tale interazione può portare a pericolose sotto o sovrastime delle forze agenti.

Questi carichi dipendenti dal fluido coesistono con carichi di più semplice definizione, quali:

- pesi strutturali
- carichi fissi o variabili dovuti agli impianti
- carichi presenti solo durante particolari fasi di costruzione, trasporto e messa in opera della struttura.

Caratteristica comune a tutte le strutture offshore è la necessità di verifica per un numero elevato di differenti condizioni di carico e, quindi, di generare e gestire una notevole quantità di dati relativi ai carichi agenti.

I principali programmi utilizzati in Tecnomare per la determinazione delle forze ambientali sono indicati in fig. 11.

Le loro caratteristiche sono le seguenti:

CARGON : calcola le forze agenti su strutture reticolari galleggianti o appoggiate al fondo. Può determinare l'atto di moto e le conseguenti forze di inerzia. Genera il vettore delle forze direttamente utilizzabile dal programma di calcolo strutturale NASTRAN.

CARDIF : calcola la distribuzione delle pressioni su superfici appartenenti a corpi grossi, che perturbano il campo ondoso, utilizzando la teoria della diffrazione. Determina le pressioni su elementi superficiali e le forze agenti sulla struttura o su parti di essa.

DIFCARG: calcola le forze agenti su strutture miste, costituite da grossi corpi collegati tra loro da parti reticolari. E' in grado, per il calcolo delle forze, di considerare il campo ondoso disturbato dalla presenza dei corpi grossi.

Problemi navali

I problemi navali, per strutture tipo piattaforme a gravità o grossi serbatoi, comprendono le analisi di stabilità, il comportamento dinamico in mare, lo studio degli ancoraggi e delle manovre.

- Analisi di stabilità:
la condizione di equilibrio iniziale stabile per strutture

galleggianti o sommerse in mare è una delle condizioni chiave per il progetto e condiziona le dimensioni di serbatoi di galleggiamento e cilindri di spinta e la distribuzione dei pesi. L'analisi deve essere ripetuta nelle più diverse condizioni, partendo dalle fasi di costruzione ed assemblaggio, alle fasi di trasporto, di emergenza durante il trasporto, di installazione.

E' poi necessario analizzare che le condizioni di falla non pregiudichino l'integrità della struttura.

Il problema è complicato dalla presenza in queste strutture di camere stagne e zone totalmente o parzialmente allagate dalla forma geometrica irregolare.

- Comportamento dinamico in mare:

si tratta di individuare le caratteristiche di moto di strutture offshore galleggianti in mare, ancorate o rimorchiate, e sottoposte a vento, onde e corrente.

Una prima analisi può essere effettuata, trascurando le non linearità del problema, nel dominio della frequenza, per ottenere le risposte in frequenza della struttura ad onde sinusoidali incidenti.

Tale prima analisi permette, ad un costo accessibile, di individuare eventuali pericolose zone di risonanza per la struttura in esame e di modificarla in modo da allontanarsi da esse; permette inoltre di avere una rappresentazione sintetica, seppure approssimata, del comportamento globale della struttura.

Un'analisi di maggior dettaglio richiede la simulazione nel tempo delle forze agenti e del susseguente comportamento della struttura galleggiante.

Tale analisi temporale permette la rappresentazione dell'effettivo campo ondoso, dei reali ancoraggi esistenti, come pure la simulazione di manovre di traino, di azionamento dei verricelli, di falle improvvise.

Tale calcolo viene normalmente effettuato per analizzare la condizione di sopravvivenza se si verifica uno stato di mare imprevisto durante il trasporto, per verificare la manovrabilità della struttura durante le operazioni di affondamento o posizionamento, per analizzare l'effetto della combinazione dei diversi elementi meteorologici (onde, vento, corrente).

- Studio degli ancoraggi:

tale analisi permette di verificare il sistema di ancoraggio

gio di una struttura offshore a fronte di una o più polari delle forze agenti.

Il programma relativo è utilizzato per determinare la posizione di equilibrio della struttura sottoposta a determinati valori di forza media ed ottenere la matrice di rigidezza globale linearizzata nell'intorno del punto individuato.

I principali programmi utilizzati in Tecnomare per il calcolo della dinamica di corpi rigidi sono i seguenti (vedi fig. 12):

DISMAR: considera una struttura reticolare rigida galleggiante in acqua. Applica ad essa le forze generate da onde, corrente, vento, ancoraggi, rimorchi. Integra nel tempo le equazioni del moto e studia i moti della struttura.

DIFAN : considera una struttura reticolare rigida galleggiante in acqua. Risolve l'equazione del moto in frequenza ottenendo le funzioni di risposta della struttura galleggiante.

DINDIF: considera corpi galleggianti definiti da superfici di contorno. Calcola le forze agenti in campo lineare con la teoria della diffrazione e determina la risposta della struttura.

Problemi strutturali

L'analisi strutturale viene generalmente divisa nelle seguenti tre fasi:

- determinazione delle sollecitazioni statiche
- determinazione della risposta dinamica
- valutazione della vita a fatica.

L'analisi strutturale statica complessiva è effettuata mediante l'impiego di programmi ampiamente diffusi (NASTRAN, SESAM 69, SAP, STRUDL) il cui input in termini di condizioni di carico è generato automaticamente ed in termini di geometria della struttura può essere generato automaticamente mediante l'uso di preprocessori geometrici, specialmente utili nel caso di strutture spaziali in cemento armato.

La verifica nel caso delle strutture in acciaio è automatizzata e realizzata secondo le norme AISC. Nel caso di strutture in cemento armato è stata messa a punto una procedura per la verifica agli stati limite: tale procedura, basata sulla normativa internazionale CEB, verifica le sezioni rettangolata

ri di elementi monodimensionali o bidimensionali comunque sollecitati, in base alla teoria degli stati limite.

L'analisi dinamica raramente arriva al calcolo della risposta temporale: normalmente, essendo le frequenze proprie di queste strutture lontane da quelle eccitanti (onde), è sufficiente un'analisi limitata alla individuazione delle frequenze fondamentali di vibrazione o al più un'analisi linearizzata volta ad ottenere gli spettri di risposta.

Le analisi a fatica partono dagli spettri cumulativi direzionali del moto ondoso e determinano per ogni punto significativo la vita a fatica prevista.

I principali programmi utilizzati in Tecnomare per il calcolo strutturale sono i seguenti (vedi fig. 13):

- GAS : permette la generazione automatica della geometria di strutture reticolari.
- GASCA : permette la generazione automatica della geometria di strutture in cemento armato.
- NASTRAN: è la versione MSC del programma strutturale generale sviluppato originariamente dalla NASA.
Viene utilizzato per calcoli statici e dinamici di strutture comunque complesse.
- NAISC : verifica secondo le norme A.I.S.C. gli elementi di una struttura reticolare.
- VIFAN : determina la vita a fatica dei nodi di una struttura reticolare.
- SHELFA : determina la vita a fatica dei particolari di saldatura di un guscio.
- VERCA : verifica agli stati limite elementi in C.A. mono o bidimensionali.

UTILIZZO DI STRUTTURE IN C.A. NELL'OFFSHORE

Le prime tipiche strutture offshore furono i jackets convenzionali a pali ed il materiale da costruzione utilizzato fu l'acciaio, scelto come risultato di un compromesso tra i fattori seguenti:

- resistenza in acqua di mare
- problemi di fabbricazione e manutenzione
- tempo di approvvigionamento
- costo del materiale e della fabbricazione.

Col passare del tempo e con l'insorgere di problemi di stoccaggio in loco, ai jackets convenzionali furono preferite in alcune installazioni le piattaforme a gravità o nella versione a base monoblocco o nella versione a tripode, sviluppata e brevettata dalla Tecnomare.

La presenza in queste strutture di grossi corpi con la funzione di galleggianti e/o serbatoi ha permesso ai progettisti di rivolgersi o alla soluzione in acciaio (con grossi cilindri irrigiditi) o alla soluzione in calcestruzzo armato.

La validità di tali progetti, unita al verificarsi di un periodo di crisi per la disponibilità dell'acciaio (1973+1974) ha permesso lo sviluppo in alcune aree (segnatamente nel mare del Nord) di piattaforme a gravità in cemento armato.

A titolo di esempio la piattaforma Beril-A di proprietà della Mobil (Fig. 14), progettata dai Norwegian Contractors, installata nel 1975 nel mare del Nord, ha le seguenti caratteristiche fondamentali:

- profondità di acqua : 120 m
- peso del cemento : 175.000 t
- peso dell'armatura di acciaio : 15.000 t
- peso dei cavi di pre-compressione : 1.000 t
- capacità dei serbatoi di stoccaggio : 135.000 m³

Un altro previsto campo di impiego per le strutture in cemento armato è il campo dei serbatoi sottomarini.

Non esistono, ad oggi, delle realizzazioni in campo di tali serbatoi, pur esistendo a livello molto avanzato progetti per serbatoi sottomarini fino a 300 ÷ 400 metri di profondità.

Le principali condizioni richieste a strutture sottomarine di questo tipo sono:

- avere una capacità netta utilizzabile superiore ai 100.000 m³
- resistere alle condizioni meteoceanografiche della zona di installazione
- avere una vita operativa di almeno 20 anni
- essere dotato di un sistema antinquinamento altamente affidabile
- essere interamente prefabbricato in terra
- essere trasportabile in galleggiamento
- essere affondabile con un sistema di alta affidabilità e col minimo supporto di superficie
- essere stabile sul fondo per peso proprio

- adattarsi a tipi di terreno aventi caratteristiche geotecniche differenziate.

Tali condizioni possono, in linea di principio, essere soddisfatte sia da strutture in acciaio, che da strutture in cemento armato.

La Tecnomare ha sviluppato a livello preliminare, per una profondità di 100 metri, il progetto per un serbatoio della capacità di 80.000 m³ d'olio, sia in acciaio che in cemento armato. I risultati di tali progetti preliminari, per le due soluzioni esaminate, sono presentati nella tabella seguente:

	Soluzione in CA	Soluzione in acciaio
Volume utile	80.000 m ³	80.000 m ³
Lunghezza	152 m	140 m
Larghezza	46 m	35 m
Altezza	18 m	20.5 m
Volume totale	126.500 m ³	100.500 m ³
Peso struttura	120.000 t	11.300 t
Dislocamento	120.000 t	28.000 t
Immersione	16 m	5.5 m
Altezza metacentrica	11 m	9.5 m
Taglio max	5.500 t	5.900 t
Momento max	200.000 t . m	190.000 t . m
Coeff. d'attrito col terreno	0.62	0.5

Accanto ai problemi di dimensionamento strutturale e navale vanno poi valutati i problemi di costruibilità e costruzione, di disponibilità dei materiali, di protezione dei materiali in acqua.

ALTRE ATTIVITA' INDUSTRIALI OFFSHORE

Il complesso delle attività industriali offshore non direttamente collegate con l'attività petrolifera sta rapidamente crescendo, utilizzando largamente gli strumenti tecnologici messi a punto per la prima.

Tra gli impianti per i quali è stata studiata concretamente la fattibilità di una installazione su supporto galleggiante sono quelli relativi a:

- centrali nucleari (fig. 15)
- centrali termoelettriche
- centrali di rigassificazione
- impianti petrolchimici in generale
- porti per superpetroliere
- aeroporti.

Anche nel campo dell'utilizzazione delle fonti di energia messe a disposizione dal mare, notevole è l'impegno verso la futura realizzazione di impianti industriali, schematicamente tali fonti di energia si possono ricondurre a:

- maree
- correnti
- vento
- onde
- gradiente termico (fig. 16)
- gradiente salino
- biomassa

CONCLUSIONI

Il rapido sviluppo delle tecnologie e dei mezzi richiesti per lo sfruttamento di giacimenti petroliferi sottomarini ha portato al parallelo rapido sviluppo di metodi di calcolo sofisticati che permettono una progettazione automatica all'elaboratore delle strutture impiegate.

L'utilizzo di tali strutture si sta estendendo dal campo petrolifero ad altri campi industriali.

Le metodologie sviluppate per le strutture petrolifere acquistano in questa ottica particolare valore e possono essere interamente sfruttate per la progettazione anche in tali nuovi campi.



FIG. 1 - SEMISOMMERSIBILE
SCARABEO II



FIG. 2 - PIATTAFORMA LUNA-A



FIG. 3 - PIATTAFORMA LOANGO
ASSEMBLAGGIO

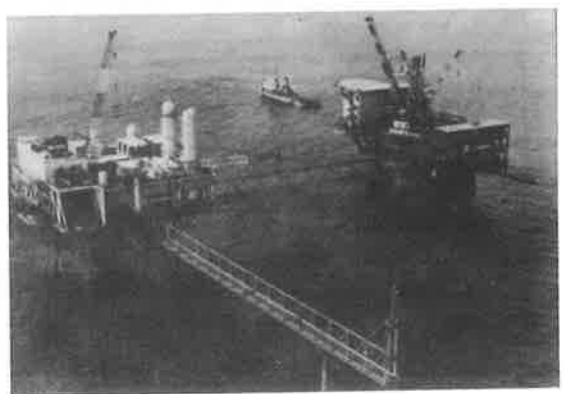


FIG. 4 - PIATTAFORME LOANGO
INSTALLATE



FIG. 5 - PIATTAFORMA MAUREEN

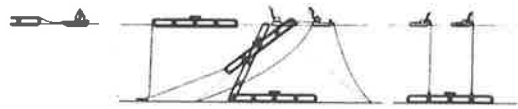


FIG. 6 - SERBATOIO SOTTOMARINO TST
POSIZIONAMENTO

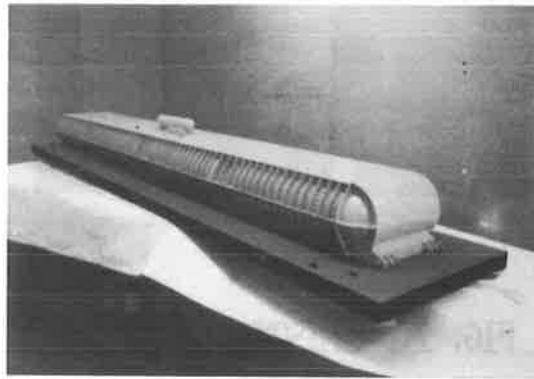


FIG. 7 - SERBATOIO SOTTOMARINO TST
MODELLO

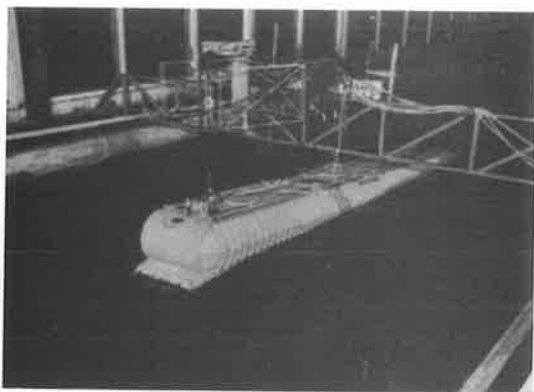


FIG. 8 - SERBATOIO SOTTOMARINO TST
PROVE IN VASCA

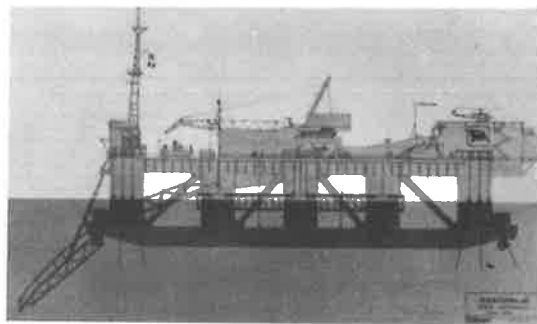


FIG. 9 - SEMISOMMERSIBILE POSATUBI
CASTORO VI

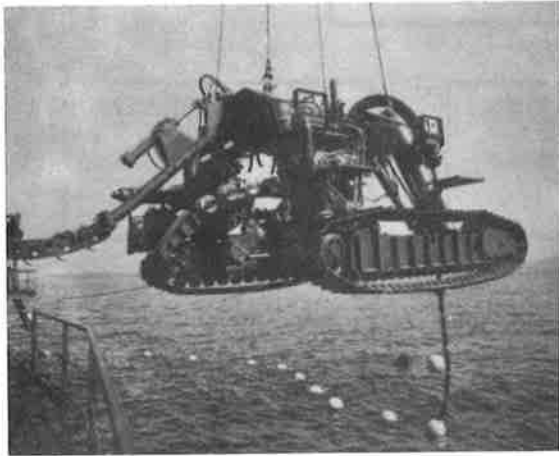


FIG. 10 - VEICOLO SOTTOMARINO
TECNOMARE TM 402

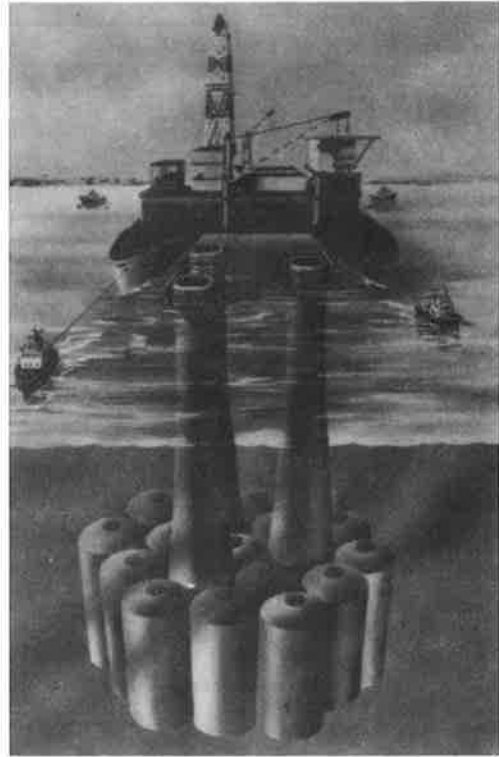


FIG. 14 - PIATTAFORMA BERYL-A



FIG. 15 - CENTRALE NUCLEARE
GALLEGGIANTE

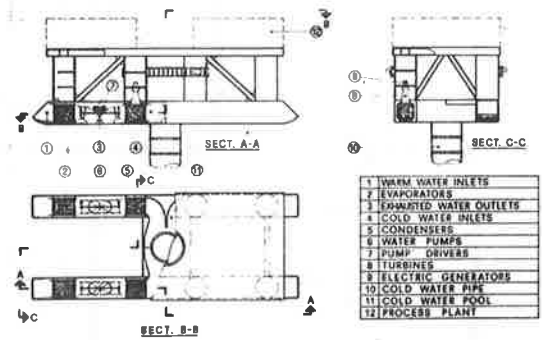


FIG. 16 - IMPIANTO OTEC

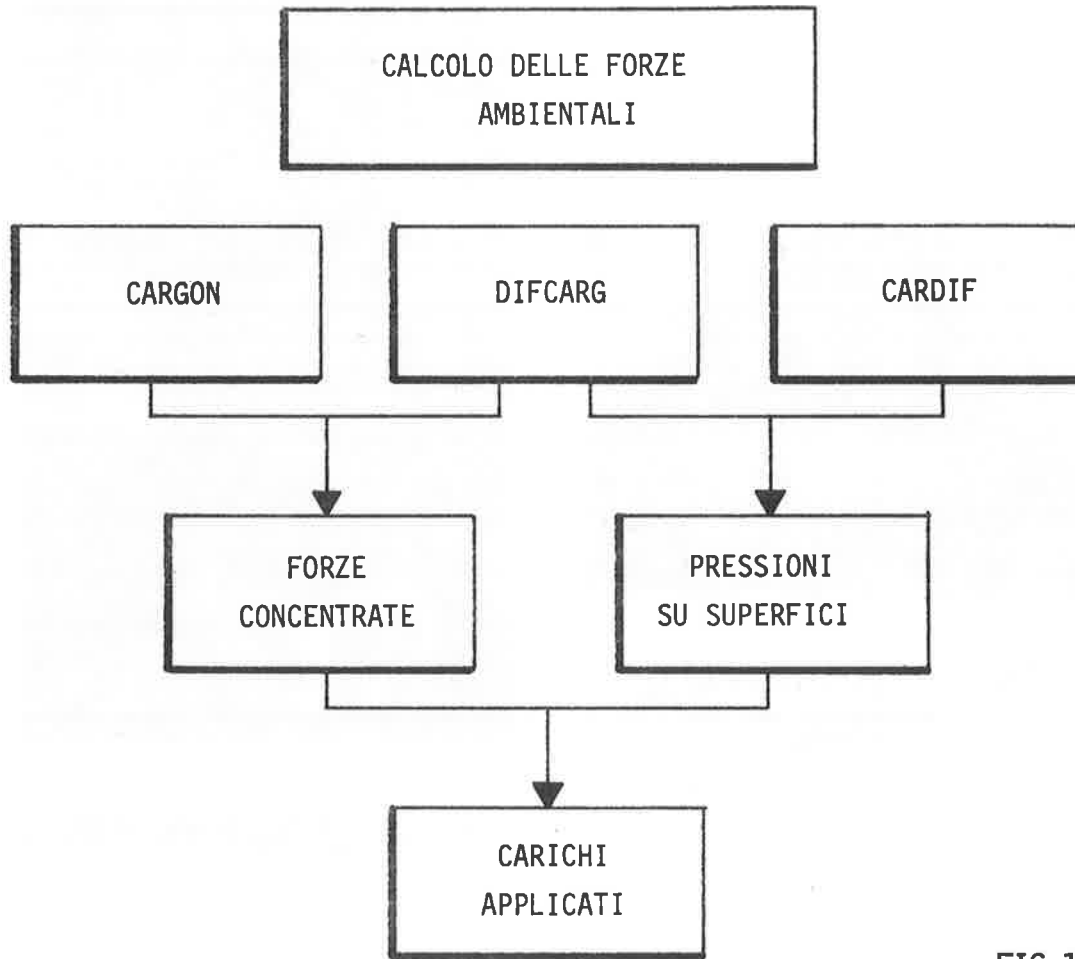


FIG.11

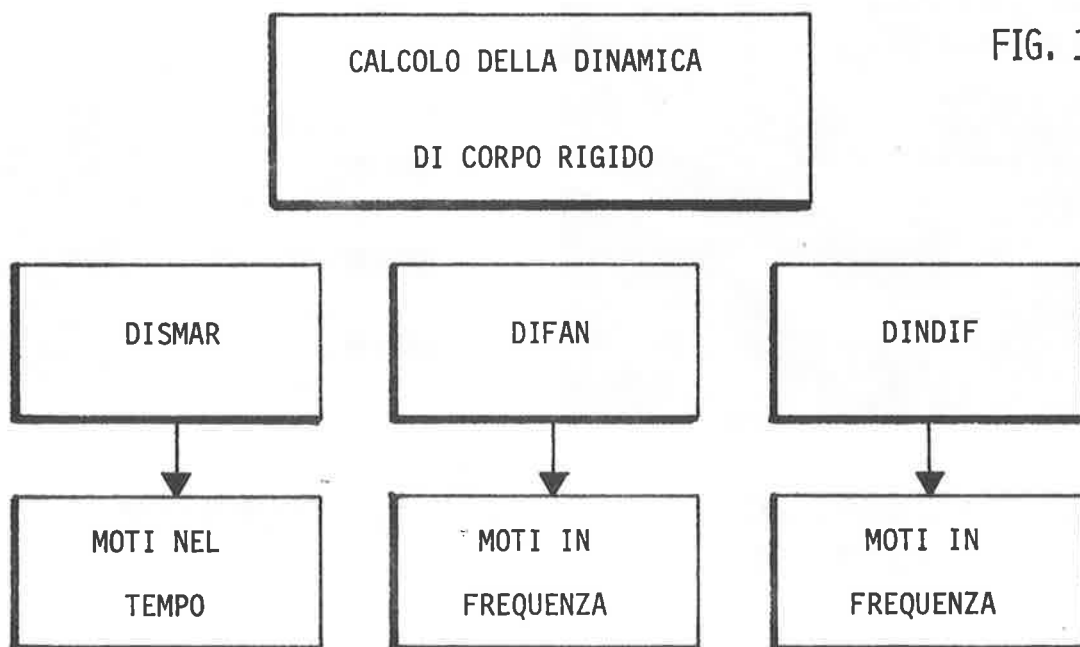


FIG. 12

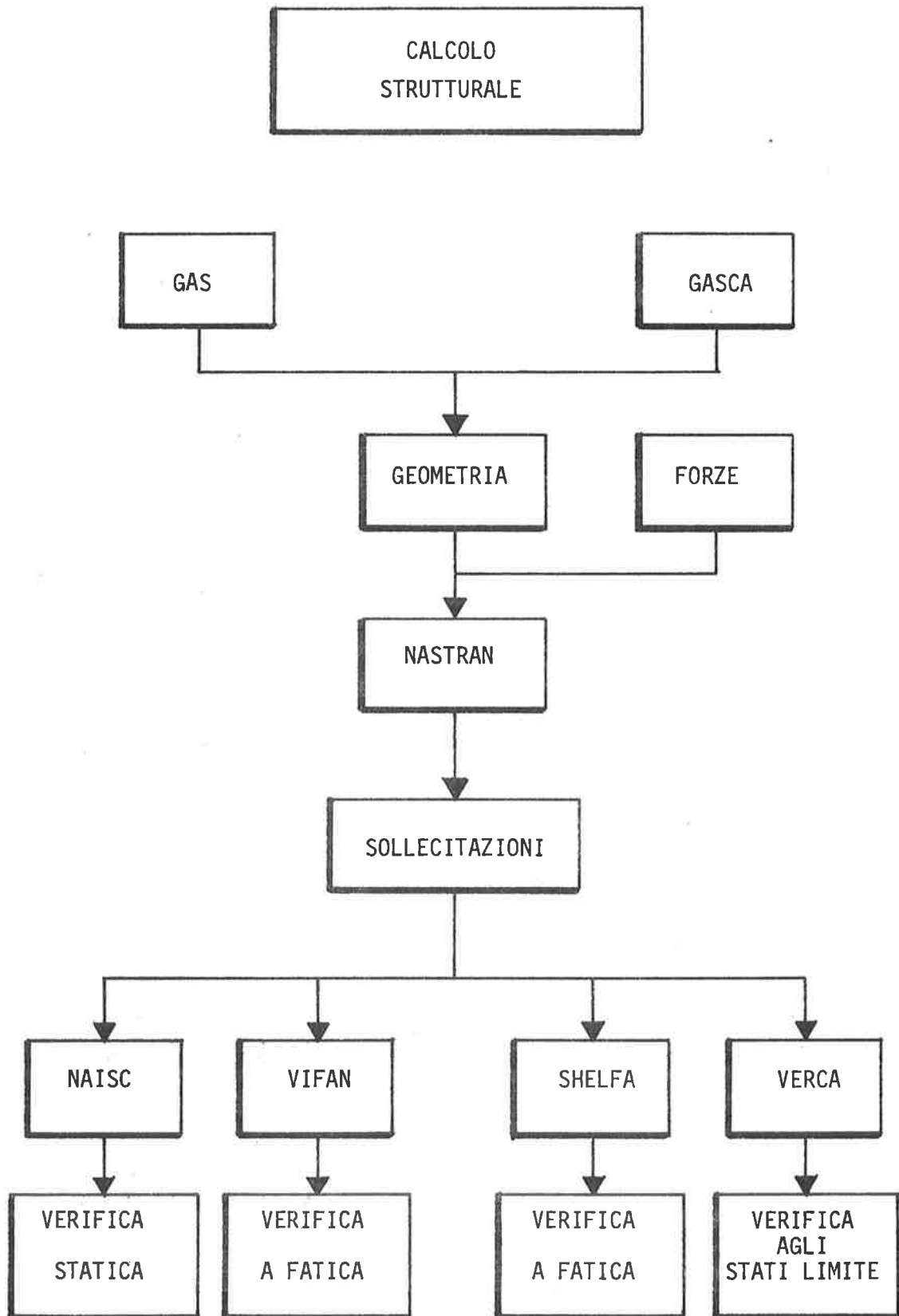


FIG. 13

