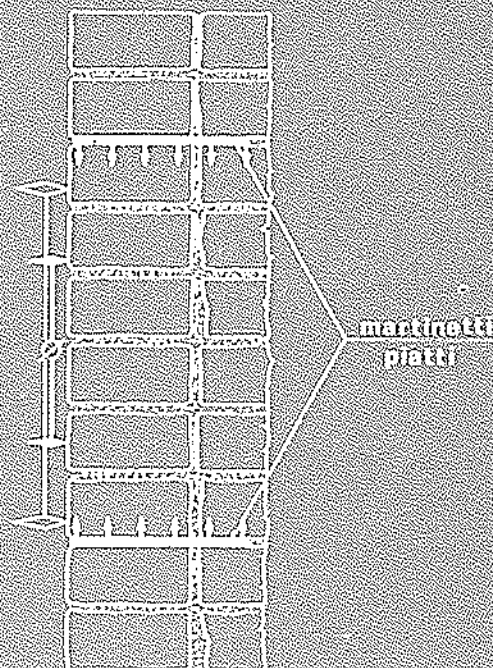
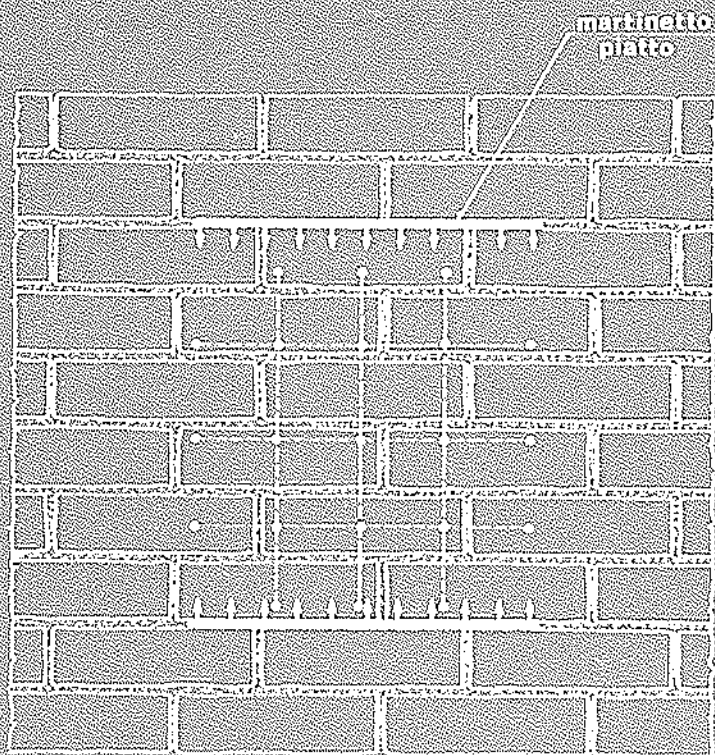




• base di misura



istituto sperimentale
modelli e strutture

130

**PROVE DISTRUTTIVE E NON DISTRUTTIVE PER LA
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**

PIER PAOLO ROSSI

BERGAMO - OTTOBRE 1980



Prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione meccanica dei materiali (*)

PIER PAOLO ROSSI - ISMES

Relazione presentata al corso
«Restauro edilizio e monumentale: analisi del degrado
ed intervento statico»
I.S.M.E.S. Settembre/Ottobre 1980



1. PREMESSA

Qualunque tipo di intervento di restauro statico presuppone la conoscenza delle caratteristiche meccaniche di deformabilità e resistenza dei materiali costituenti l'opera in esame.

La conoscenza dei parametri di deformabilità è di primaria importanza per il progettista in quanto gli permette di valutare la risposta che, in termini di deformazioni, deve attendersi dalla struttura in funzione di variazioni dello stato di sollecitazione applicato.

La determinazione dei limiti di resistenza dei materiali rende invece possibile una valutazione, anche se talvolta di larga massima, del margine di sicurezza che la struttura possiede.

Di norma i problemi di restauro statico interessano opere in muratura (in pietra o laterizi) che sono caratterizzate dalla presenza di elementi dotati di elevate caratteristiche meccaniche alternati a strati di malta di calce con caratteristiche decisamente più scadenti e sovente del tutto priva di coesione. Questa marcata eterogeneità del materiale rende particolarmente difficile e delicato il problema della determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche per cui occorre spesso mettere a punto sofisticate tecniche di prova appositamente studiate per il tipo di struttura che di volta in volta viene esaminato.

Il problema della caratterizzazione dei materiali dal punto di vista meccanico può essere risolto con due differenti metodologie:

- a) con prove di tipo distruttivo;
- b) con prove di tipo non distruttivo.

Le prove del tipo a) sono di norma eseguite su campioni di materiale prelevato dalla struttura e rappresentano l'approccio più semplice e immediato di cui il progettista può disporre per risolvere il problema dell'acquisizione dei dati da introdurre nei calcoli. Decisamente più complesse, ma di gran lunga più interessanti dal punto di vista dei risultati forniti, risultano le prove di tipo non distruttivo.

L'esame delle due diverse metodologie di intervento prenderà lo spunto da recenti esempi di indagini sperimentali svolte dall'ISMES per problemi di restauro statico.

2. PROVE MECCANICHE DI TIPO DISTRUTTIVO

Come già osservato, queste prove vengono eseguite su campioni di materiale prelevati in vari punti della struttura. L'esigenza di ottenere risultati significativi impone che i campioni, per dimensioni

e natura dei materiali , siano il più possibile rappresentativi del comportamento medio globale dell' intera struttura.

Per illustrare le varie fasi attraverso le quali si articola un' indagine tipo, prenderò lo spunto dalle prove eseguite sui piloni del viadotto di Porta S. Giacomo a Bergamo cercando di utilizzare il problema specifico per evidenziare una metodologia di indagine più generale.

Il viadotto in esame è costituito da una muratura in grossi blocchi di roccia di diversa natura (arenaria di differenti tipi e calcare) legati con malta di calce.

2.1 Prelievo dei campioni

L' indagine sperimentale eseguita sui piloni di -sostegno del viadotto aveva lo scopo di acquisire informazioni sulle caratteristiche strutturali dell' opera e di determinare le caratteristiche meccaniche dei principali litotipi e della malta che compongono la muratura.

Per rispondere al primo dei due quesiti proposti, si è eseguito un carotaggio in direzione orizzontale su uno dei piloni del viadotto mediante l' impiego di una piccola sonda ad avanzamento manuale (Fig. 1) con carotiere di diametro $\Phi = 80$ mm. Questa attrezzatura, per le sue doti di maneggevolezza, è particolarmente idonea all' esecuzione di prelievi di questo tipo

4.

Viadotto di Porta
S. Giacomo, Berga-
mo.

Prelievo dei
campioni di mura-
tura.

FIG. 1

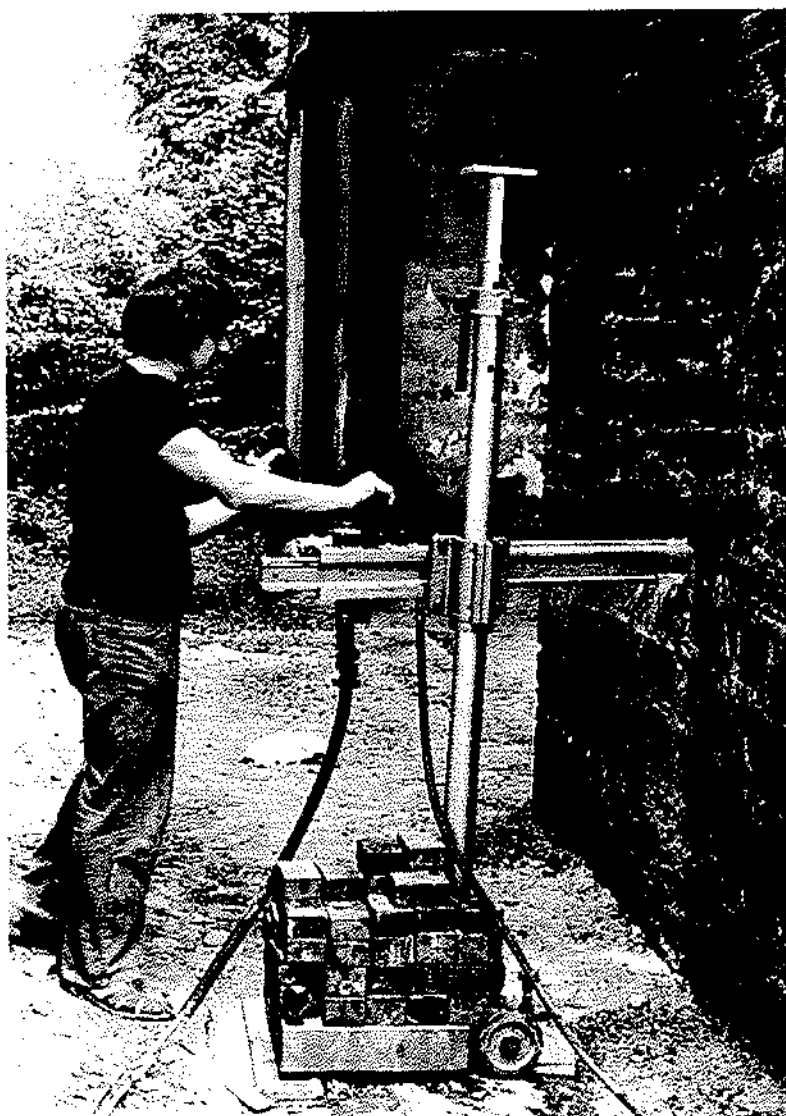


FIG. 2



e può operare anche in zone di difficile accesso. E' opportuno impiegare utensili al diamante per arrecare il minimo disturbo al campione. L' esame dei campioni estratti (Figg. 2, 3) ha permesso di ricostruire lo schema strutturale del pilastro (Fig. 4) il quale risulta costituito da una muratura perimetrale in blocchi di roccia con un riempimento interno in malta di calce e pietrame di varia pezzatura. Chiaramente individuata risulta pure la muratura addossata in epoca successiva al pilastro originario.

Per la soluzione del secondo quesito, relativo alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei vari litotipi che compongono la muratura, si sono utilizzati alcuni blocchi di roccia prelevati in sito sulla parte sommitale dei piloni del viadotto (Fig. 5). Da questi blocchi sono stati estratti in laboratorio, mediante carotatrice a corona diamantata (Fig. 6), campioni cilindrici di diametro $\Phi = 56$ mm.

Il prelievo dei campioni è stato eseguito, in direzione normale e parallela ai piani di stratificazione della roccia, sui blocchi seguenti:

BLOCCO B: Arenaria a clasti grossolani

BLOCCO C: Arenaria a clasti fini e molto fini

BLOCCO D: Calcare.

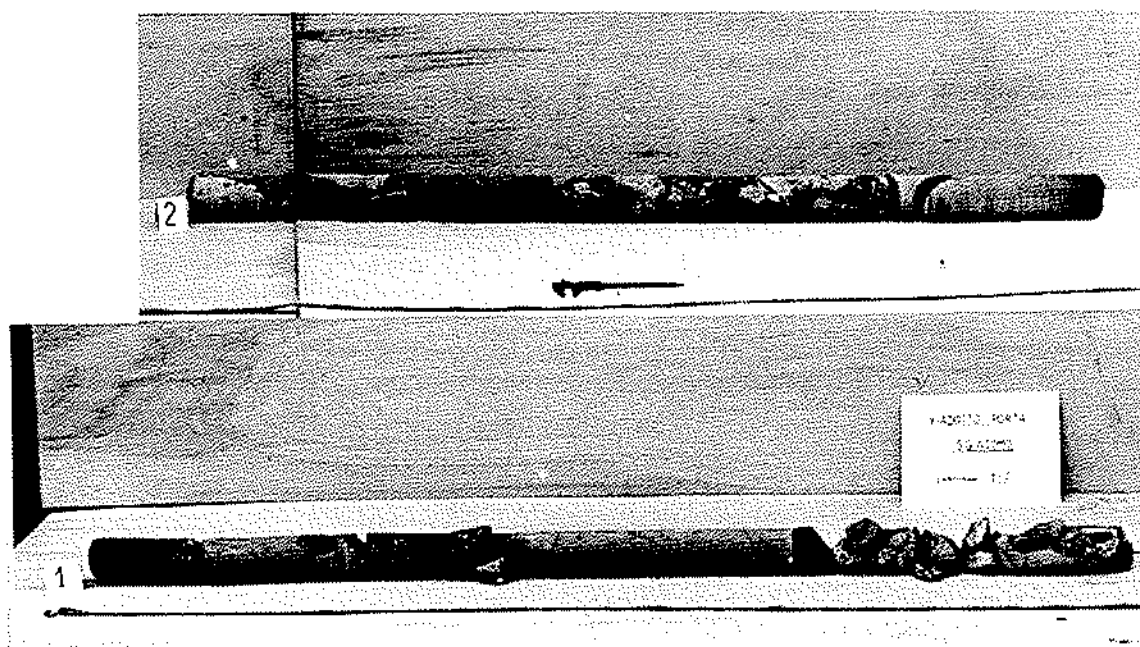


FIG. 3 Campioni prelevati dai fori S₁ e S₂.

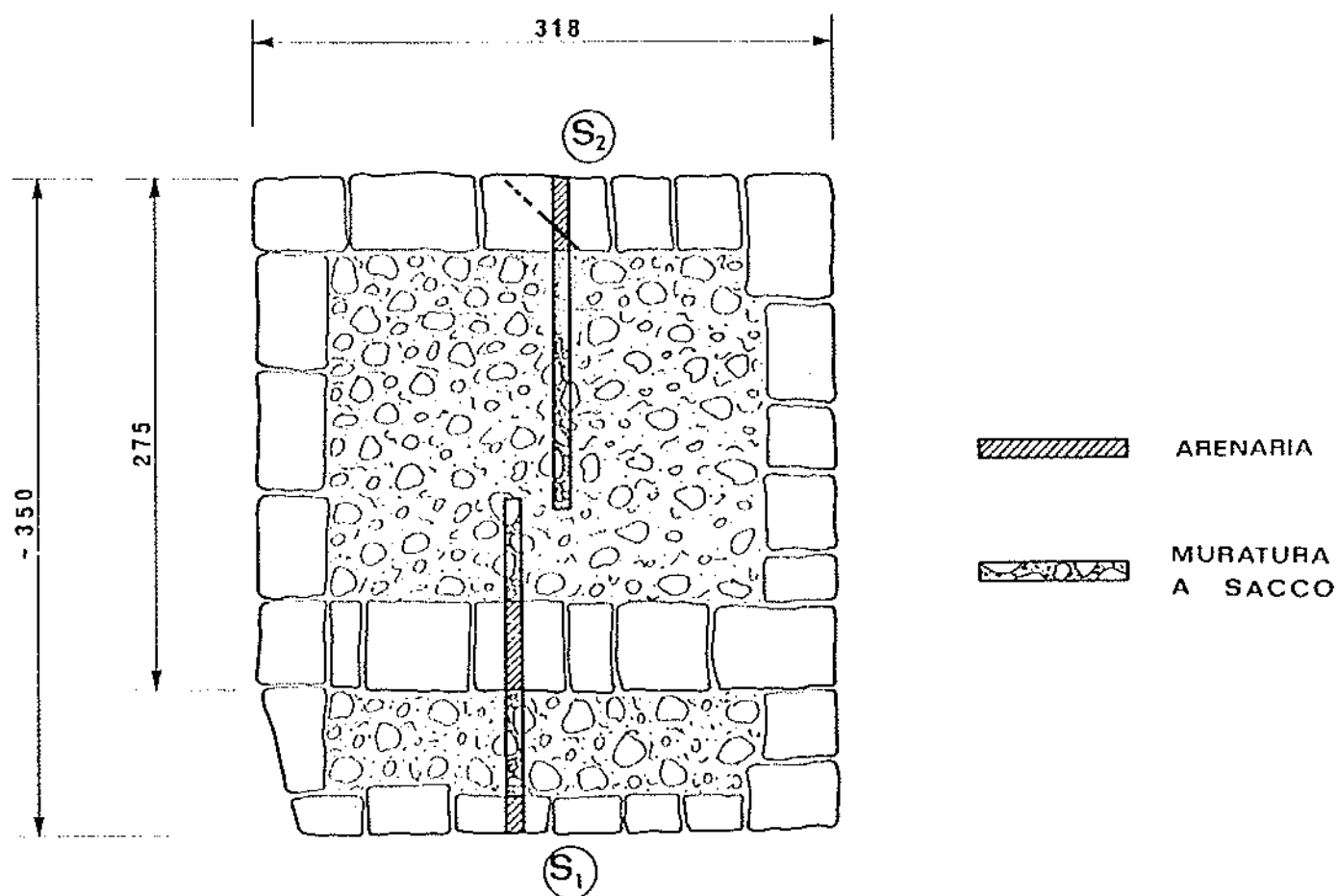


FIG. 4 Ricostruzione schematica delle caratteristiche strutturali del pilone.

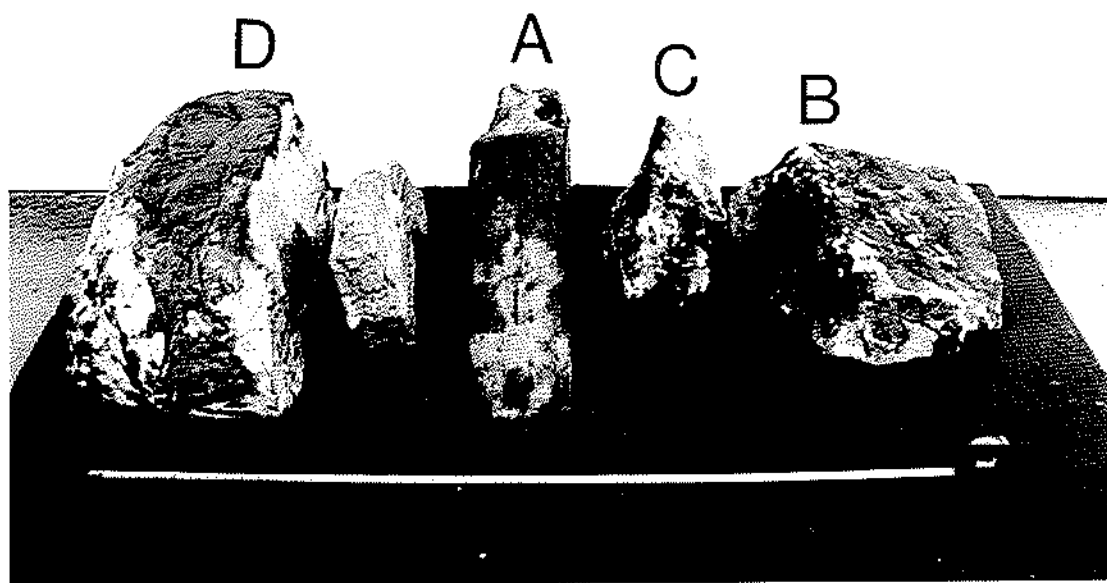


FIG. 5 Blocchi di roccia prelevati in sito.

Dal blocco A (costituito da arenaria a clasti fini), a causa della presenza di diversi piani di discontinuità, non è stato possibile prelevare campioni di altezza sufficiente per l'esecuzione di prove meccaniche.

2.2 Preparazione dei campioni e prove di qualificazione

I campioni cilindrici prelevati dai blocchi vengono tagliati in segmenti di altezza pari a due volte il diametro (come consigliato dalle norme) per

essere sottoposti a prove meccaniche (Fig. 7). Le due facce opposte di ciascun campione cilindrico vengono successivamente rettificate per garantire sia il parallelismo delle superfici di carico sia la loro ortogonalità con le generatrici della superficie cilindrica laterale. Per questa operazione è necessario fare ricorso a macchine di estrema precisione che garantiscano, sul parallelismo delle facce, un errore massimo pari a $1/100$ mm (Fig. 8).

Prima di dare inizio alla prove meccaniche, sui campioni viene di norma eseguita una serie di prove di qualificazione per la caratterizzazione fisica del materiale. Le principali determinazioni eseguite sono le seguenti:

- a) peso per unità di volume
- b) peso specifico assoluto.

Le determinazioni a) e b) forniscono il valore della porosità del materiale.

- c) velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali.

Questo parametro è molto significativo in quanto può essere sovente correlabile con alcuni dei parametri di deformabilità e resistenza del materiale.

Di estremo interesse risultano pure in alcuni



FIG. 6 - Carotaggio



FIG. 7 - Taglio

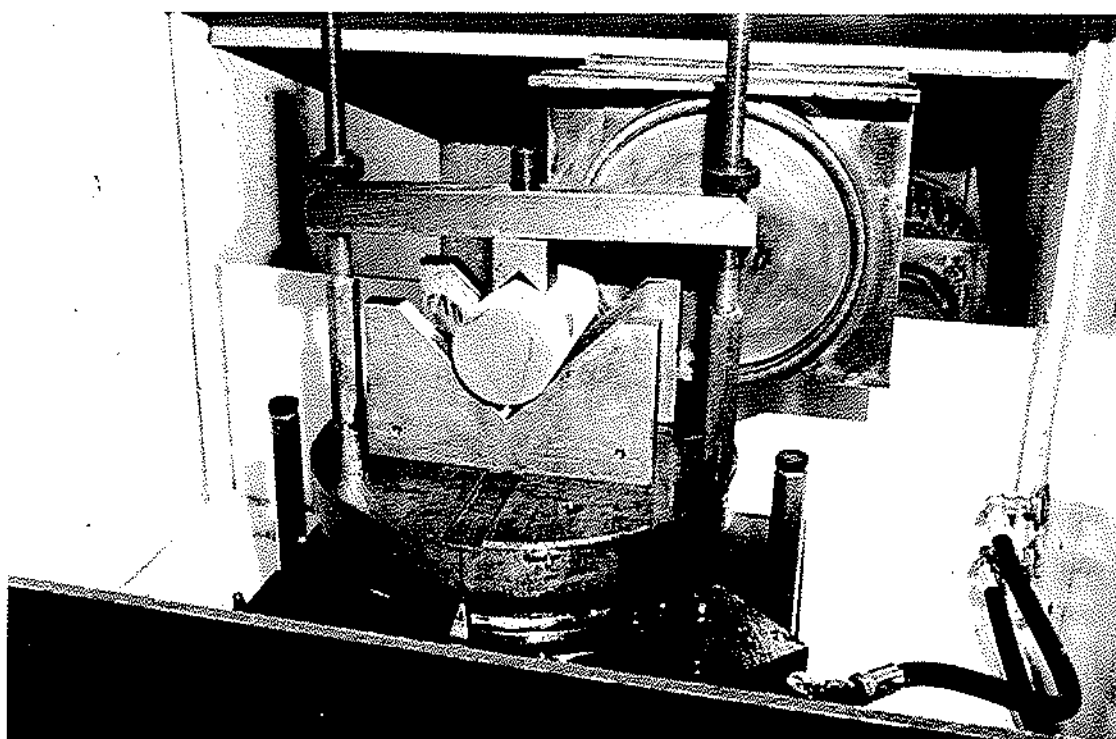


FIG. 8 - Rettifica delle teste

casi le analisi di tipo chimico e mineralogico sulle quali non mi soffermo poichè esulano dal tema proposto.

2.3 Prove meccaniche

2.3.1 Prove di deformabilità e di resistenza a compressione monoassiale

Prima di essere sottoposti alla prova di carico i campioni vengono strumentati mediante estensimetri a resistenza elettrica (base = 20 mm) incollati sulla superficie laterale. Di norma vengono incollati sulla fascia mediana di ciascun campione due estensimetri in direzione assiale, su due opposte generatrici, e altri due in direzione normale alla precedente (Fig. 9). Questi estensimetri, collegati ad un sistema di registrazione continua, permettono di determinare sia le deformazioni assiali del campione che quelle diametrali durante l'intero arco della prova fino a rottura. In Fig. 10 è visibile una serie di campioni di arenaria del blocco B prima della prova di carico. La componente di sollecitazione viene applicata mediante una pressa idraulica, preferibilmente provvista di sistema di servocontrollo per la regolazione automatica del carico (Fig. 11).

Attraverso la prova di compressione monoassiale si ricavano sia le caratteristiche di deformabilità (modulo di elasticità E e coefficiente di Poisson ν)

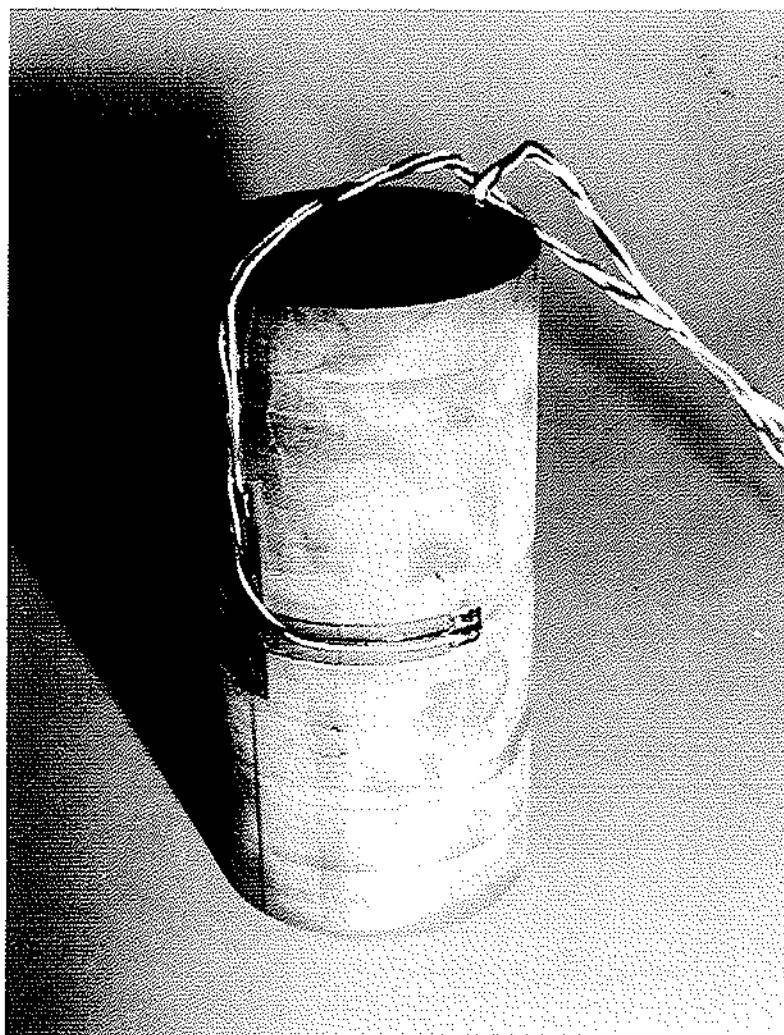


FIG. 9

Particolare degli
estensimetri (strain-
gauges) incollati
sulla superficie
di un campione
di calcare.

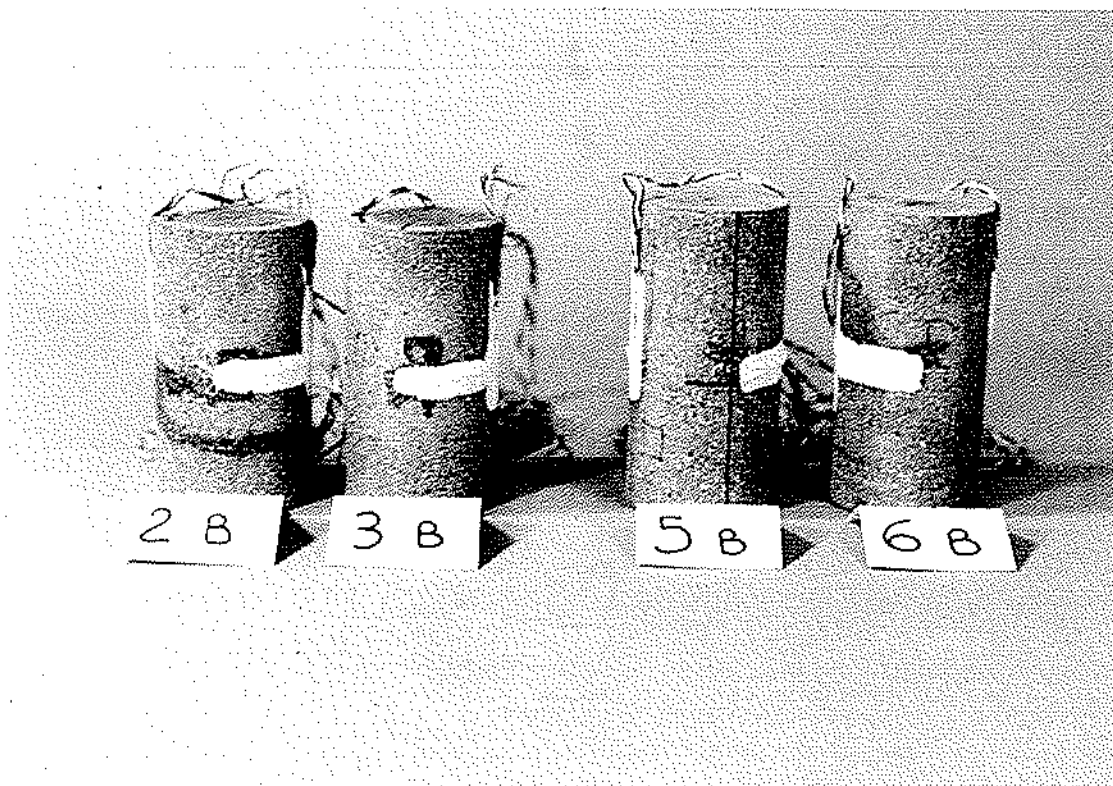


FIG. 10

Campioni di arenaria del blocco B pronti per
le prove di compressione manoassiale.

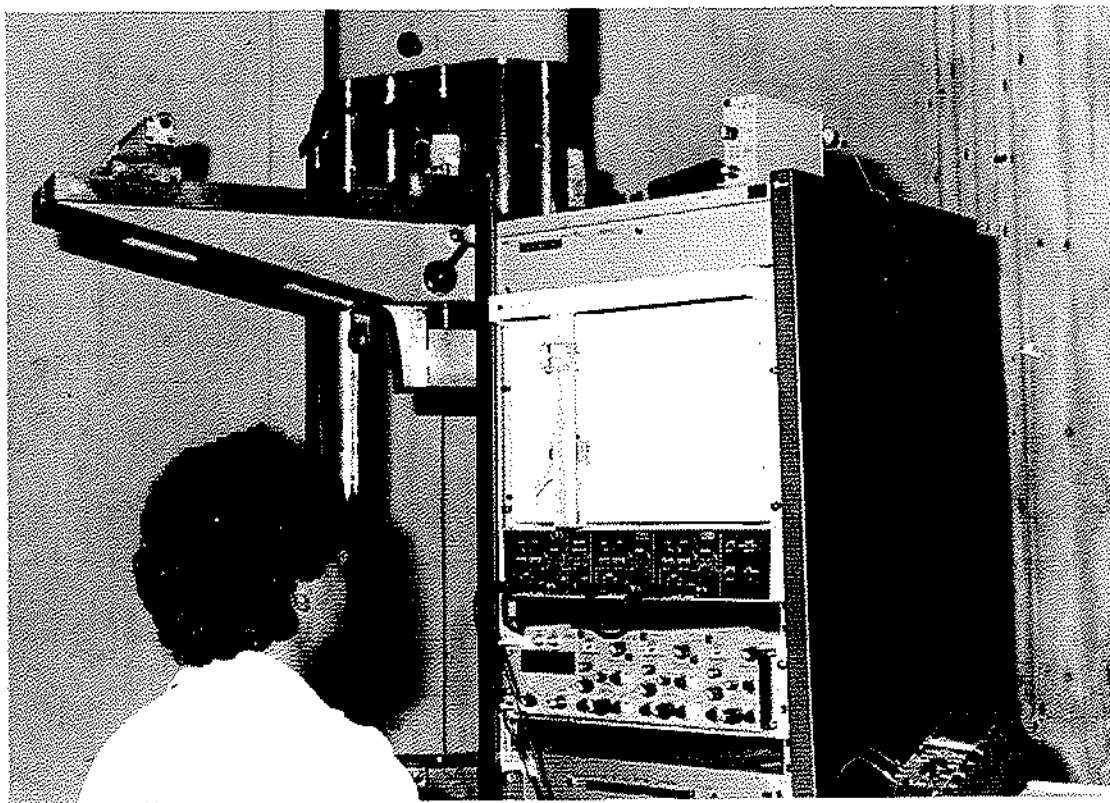


FIG. 11 Prova di compressione monoassiale: attrezzatu-
re di carico e sistema di misura delle de-
formazioni a registrazione continua.

sia il valore di resistenza a compressione del materiale. Le caratteristiche di deformabilità vengono determinate attraverso una serie di cicli di carico con livelli di sollecitazione gradualmente crescenti fino ad un valore massimo pari a circa il 50% del carico di rottura.

Per ciascuno dei livelli di sollecitazione prescelti viene eseguita una serie di cicli di carico (almeno 3 cicli) fino a che i punti estremi delle curve di carico e scarico si sovrappongono.

In Fig. 12 sono riportate, a titolo d' esem-

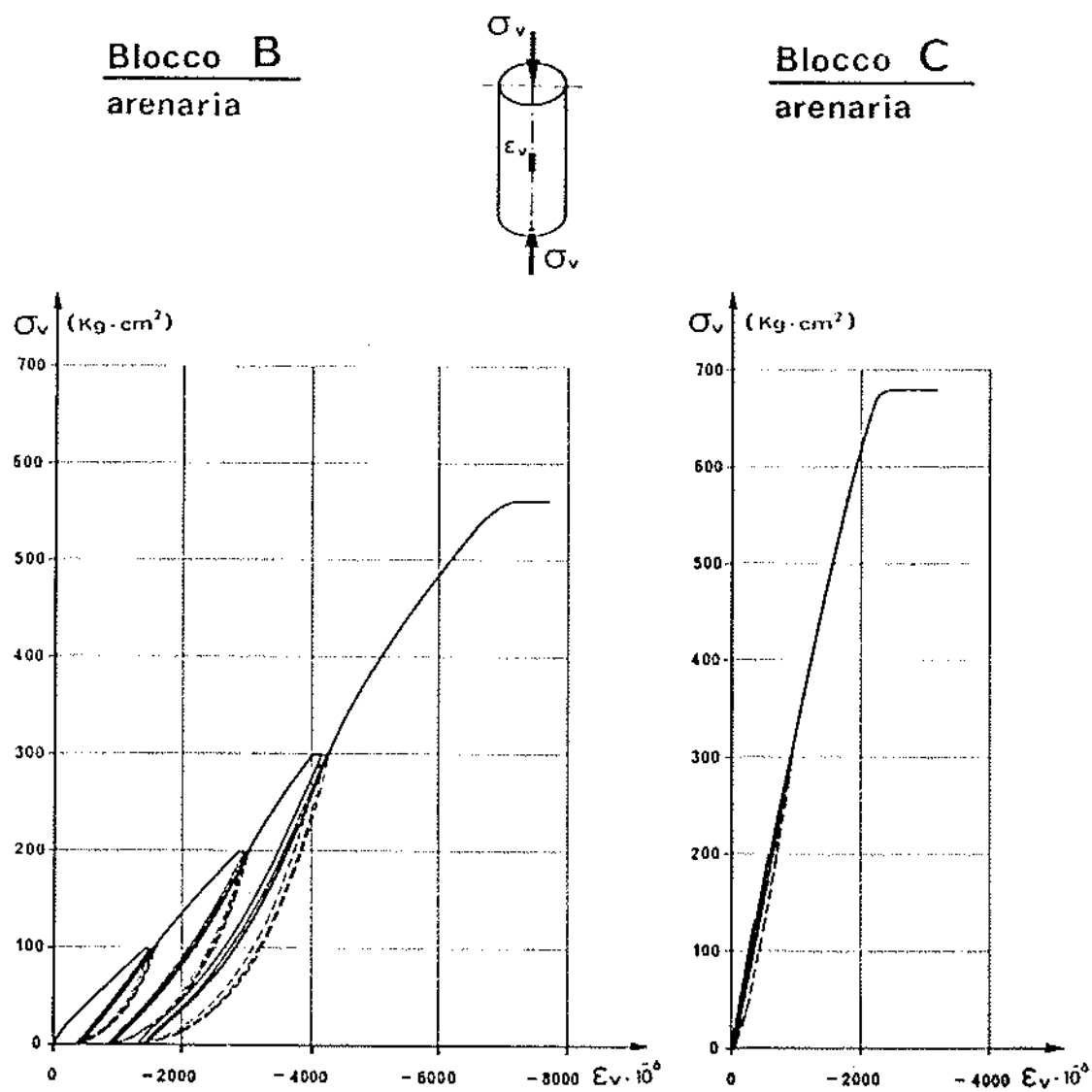


FIG. 12

Diagrammi tipo sforzi deformazioni che evidenziano il diverso comportamento deformativo dei due tipi di arenaria dei blocchi B e C.

pio, due curve tipo sforzi deformazioni registrate nel corso delle prove. La curva di sinistra si riferisce ad un campione di arenaria a clasti grossolani del blocco

B, mentre la seconda è stata ricavata su un campione di arenaria molto più compatta prelevato dal blocco C.

Il confronto fra le due curve mostra una sensibile differenza nel comportamento deformativo dei due tipi di arenaria. Mentre i campioni prelevati dal blocco C presentano un comportamento di tipo elastico-lineare, con le curve di scarico praticamente coincidenti con quelle di carico, l'arenaria del blocco B presenta un'accentuata deformazione residua allo scarico del primo ciclo. Per quest'ultimo tipo di materiale il modulo di elasticità calcolato nella fase di scarico risulta perciò sensibilmente più elevato di quello valutato nella fase di carico.

Dopo l'esecuzione dei cicli di carico per la determinazione dei parametri di deformabilità, i campioni sono stati portati a rottura incrementando la sollecitazione assiale con velocità pari a circa $1 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \text{sec}$.

Nei diagrammi di Figg. 13, 14, 15 sono riportati, per ciascun gruppo di campioni, i diagrammi delle deformazioni assiali e diametrali registrate nel corso della prova fino a rottura.

Nella tabella allegata sono riassunti i risultati delle prove meccaniche unitamente ai parametri di tipo fisico.

Risulta estremamente interessante mettere a confronto i valori dei moduli di elasticità ricavati da prove meccaniche con i corrispondenti valori della

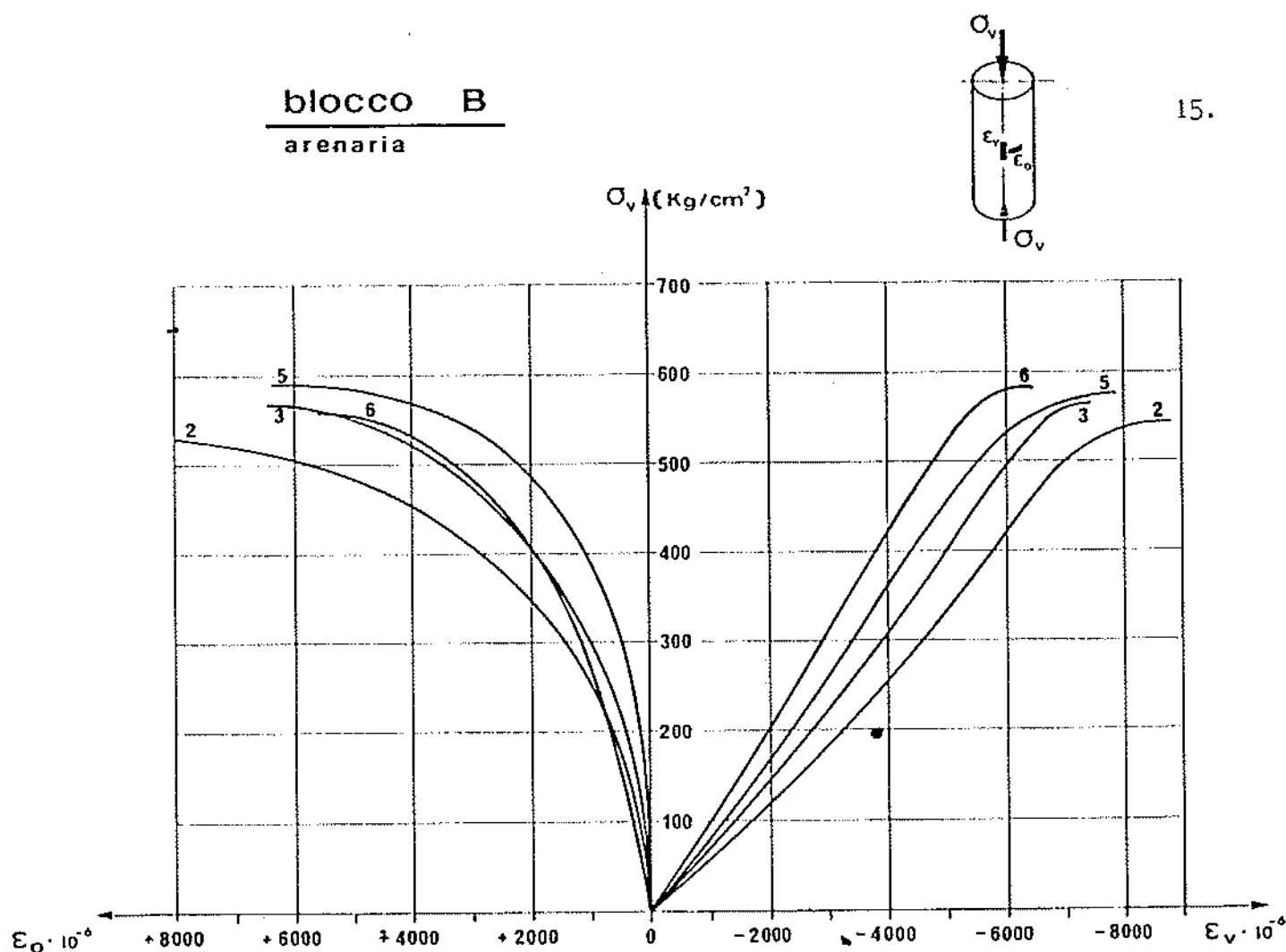
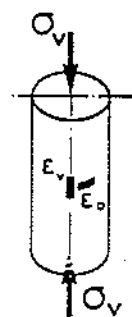


FIG.13 Diagrammi delle deformazioni assiali e diametrali
dei campioni di arenaria del blocco B.

velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali. Lo scopo è quello di individuare possibili correlazioni fra le due grandezze che permettano di ricavare informazioni sulla deformabilità del materiale anche in zone della struttura ove non sia possibile prelevare campioni da sottoporre a prove meccaniche e ci si debba accontentare delle sole misure geofisiche di più semplice e rapida esecuzione.

blocco C
arenaria



16.

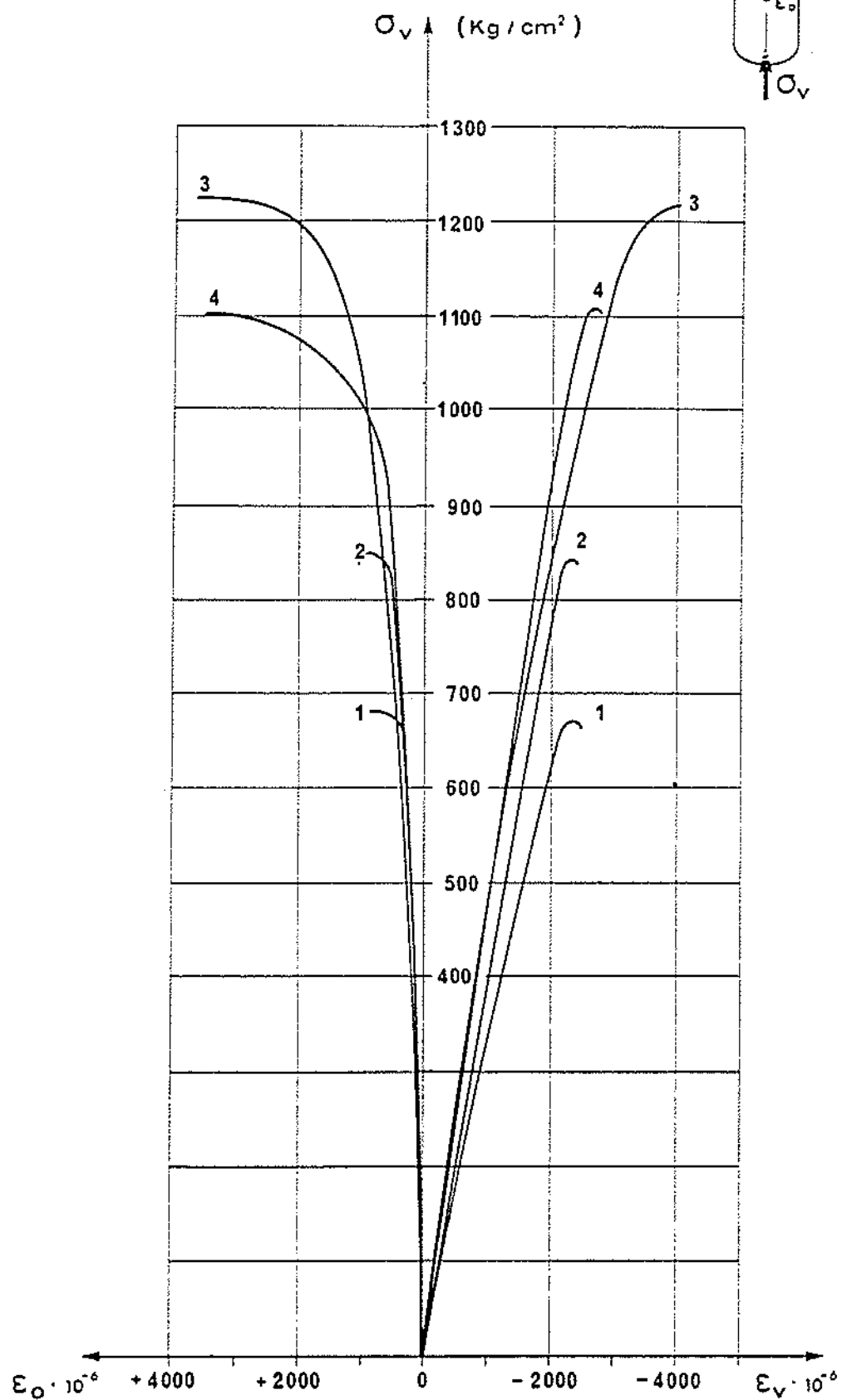
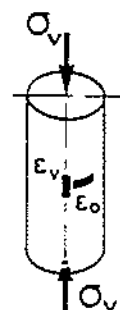


FIG.14 - Diagrammi delle deformazioni assiali e diametrali dei campioni di arenaria del blocco C.

blocco D
calcare



17.

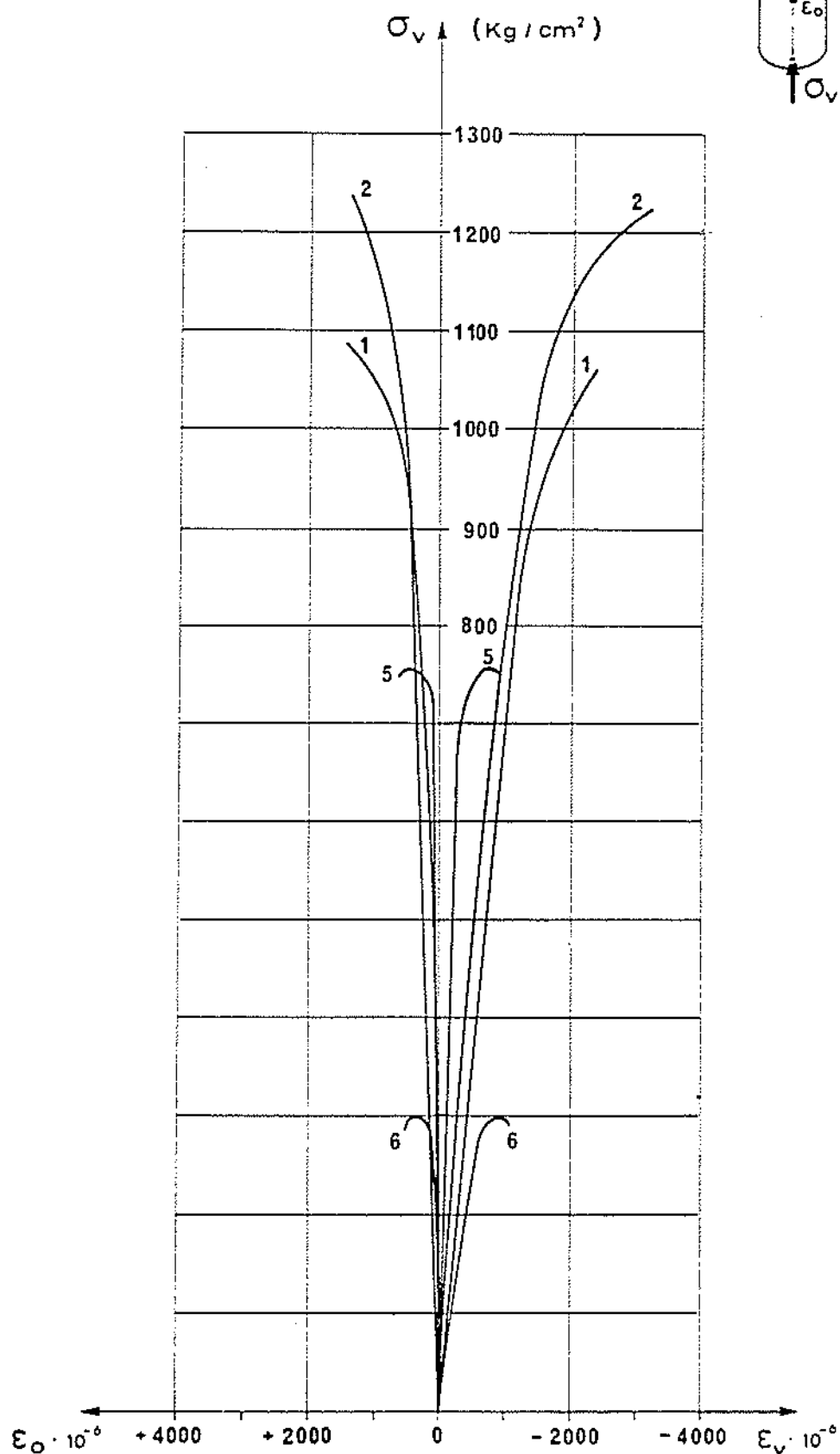


FIG. 15 - Diagrammi delle deformazioni assiali e diametrali dei campioni di calcare del blocco D.

RISULTATI DELLE PROVE

TABELLA RIASSUNTIVA

blocco B	Camp. n.	Direzione prelievo rispetto stratificazione	Φ (mm)	h (mm)	γ (gr/cm ³)	v (m/sec)	σ_R (Kg/cm ²)
	2B		56	103,3	2,45	2648	535
	3B		"	104,4	2,45	2761	560
	5B		"	113,2	2,46	3059	588
	6B		"	112,9	2,47	3002	563

blocco C	1C		56	93,0	2,66	4115	673
	2C		"	109,4	2,64	4447	763
	3C		"	112,5	2,64	5113	1258
	4C		"	92,8	2,64	5590	1218

blocco D	1D		56	113,4	2,70	6631	1668
	2D		"	114,8	2,67	6449	1522
	3D		"	107,6	2,67	6366	775
	4D		"	112,1	2,67	6793	594
	5D		"	113,8	2,67	6540	755
	6D		"	110,0	2,67	6470	300
	7D		"	111,3	2,68	6664	1368

campione
di
malta
blocco B

1M		61	102,9	1,87	2940	120
----	--	----	-------	------	------	-----

Prove di trazione diretta

						σ_T
1B		56	97,9	2,45	2497	15
4B		"	113,5	2,47	3010	29

E' opportuno sottolineare che le correlazioni di questo tipo sono legate alla natura del materiale e alle sue caratteristiche fisiche per cui devono essere necessariamente determinate per via sperimentale su ciascun tipo di materiale e non possono quindi avere validità generale. Di norma si preferisce correlare il modulo di deformabilità, anzichè con la velocità delle onde longitudinali (V), col quadrato della velocità (V^2). In questo modo risulta più agevole il confronto tra il modulo di elasticità ricavato da prove statiche (E) e il cosiddetto "modulo dinamico" E_d definito dalla relazione:

$$E_d = \frac{\gamma V^2}{g} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

ove:

- γ = peso di volume del materiale
- g = accelerazione di gravità
- ν = coefficiente di Poisson

In fig.16 sono riportati i valori dei moduli di elasticità di tipo statico di tutti i campioni esaminati (calcolati in un campo di sollecitazioni compreso tra 0 ed il 30% del carico di rottura a compressione monoassiale) in funzione dei corrispondenti valori di V^2 . Questo diagramma permette di individuare una correlazione di tipo lineare fra E e V^2 valida per i campioni di arenaria

dei blocchi B e C. Non molto discosti da questa correlazione appaiono anche i punti relativi ai campioni di calcare del blocco D. Nello stesso diagramma di fig.16 è pure riportata, per i tre gruppi di provini, la rappresentazione grafica della formula che fornisce il valore del cosiddetto "modulo dinamico" E_d . I valori di E_d

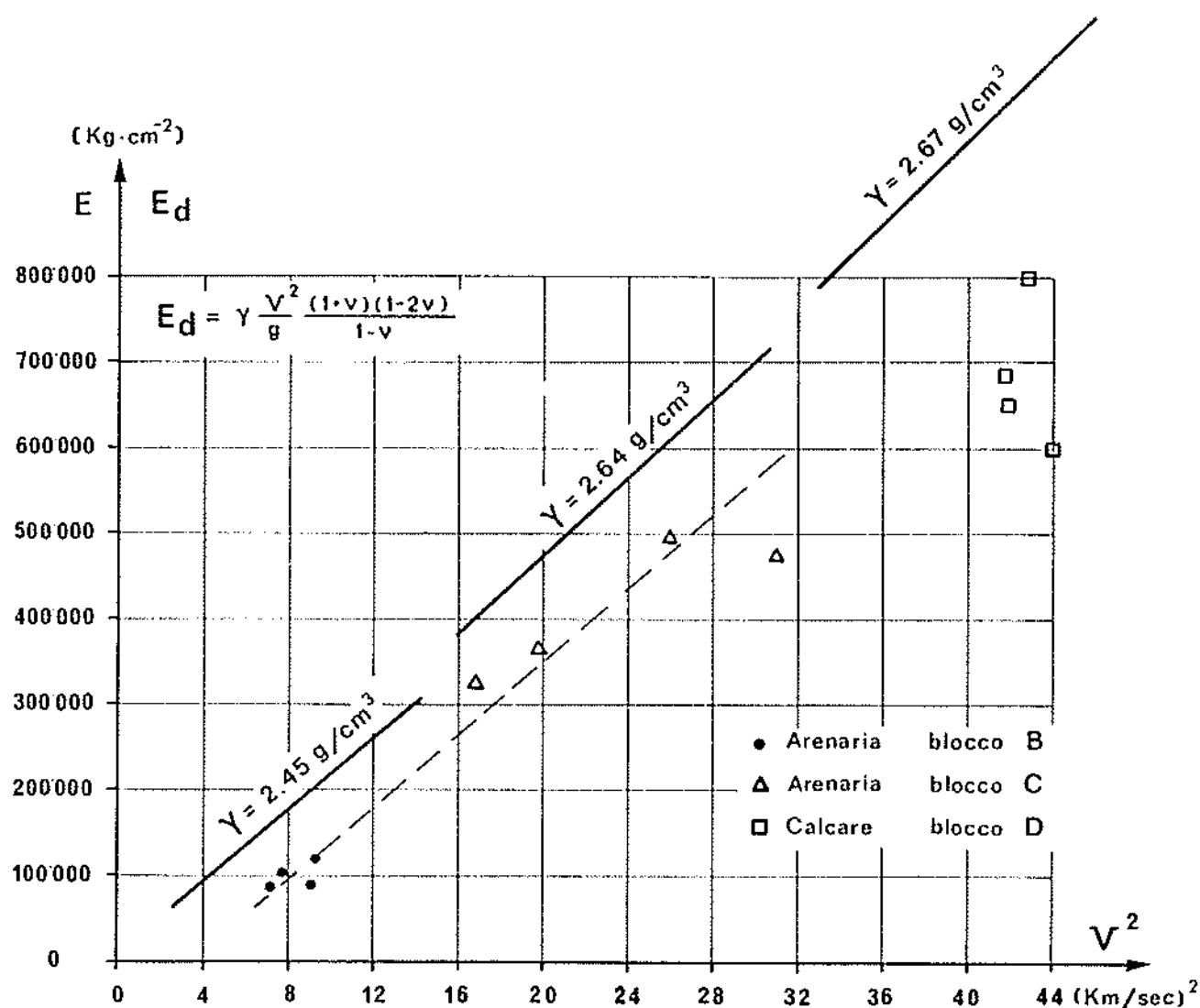


FIG.16 - Correlazione tra i moduli di deformabilità statica e la velocità di propagazione delle onde elastiche longitudinali.

che in questo caso si ricavano, sono tutti sensibilmente più elevati rispetto ai corrispondenti valori del modulo elastico statico. Risulta quindi evidente da questo esempio che, qualora si pretenda, attraverso semplici formule, di ricavare le caratteristiche di deformabilità dalle sole misure geofisiche senza disporre di alcuna informazione derivante da prove di tipo statico, si corre il rischio di commettere errori molto grossolani nella scelta dei parametri da introdurre nei calcoli. Nell'eventualità che non si possano eseguire sul materiale in esame prove di tipo meccanico, occorre almeno disporre di correlazioni fra E e V^2 ricavate nel corso di precedenti indagini su materiali di caratteristiche simili.

Molto significativo risulta anche il confronto fra il modulo di elasticità statico e la resistenza a compressione monoassiale. Questo tipo di diagramma, riportato in fig.17, oltre ad evidenziare il prevedibile aumento del modulo statico in funzione della resistenza del materiale, permette di esprimere anche qualche valutazione sulla dispersione dei risultati. Si osserva infatti che i punti relativi ai campioni del blocco B presentano una limitatissima dispersione, a conferma delle buone caratteristiche di omogeneità e isotropia riscontrate nel materiale, mentre più dispersi appaiono i risultati relativi ai campioni del blocco C che risultano fortemente influenzati dalla presenza di una anisotropia dovuta a stratificazione. I campioni di calcare del blocco D risentono invece

della presenza di superfici di discontinuità (o di minore resistenza) presenti nel materiale. Queste superfici (di limitata estensione) pur non condizionando in modo sensibile il modulo elastico, che appare sempre elevato, intervengono sovente a ridurre in modo netto la resistenza del campione. Si può quindi osservare che, nel caso di materiali omogenei e isotropi, anche un limitato numero di campioni può essere sufficiente a fornire una caratterizzazione meccanica attendibile; quando siano invece presenti nel materiale delle discontinuità strutturali occorre

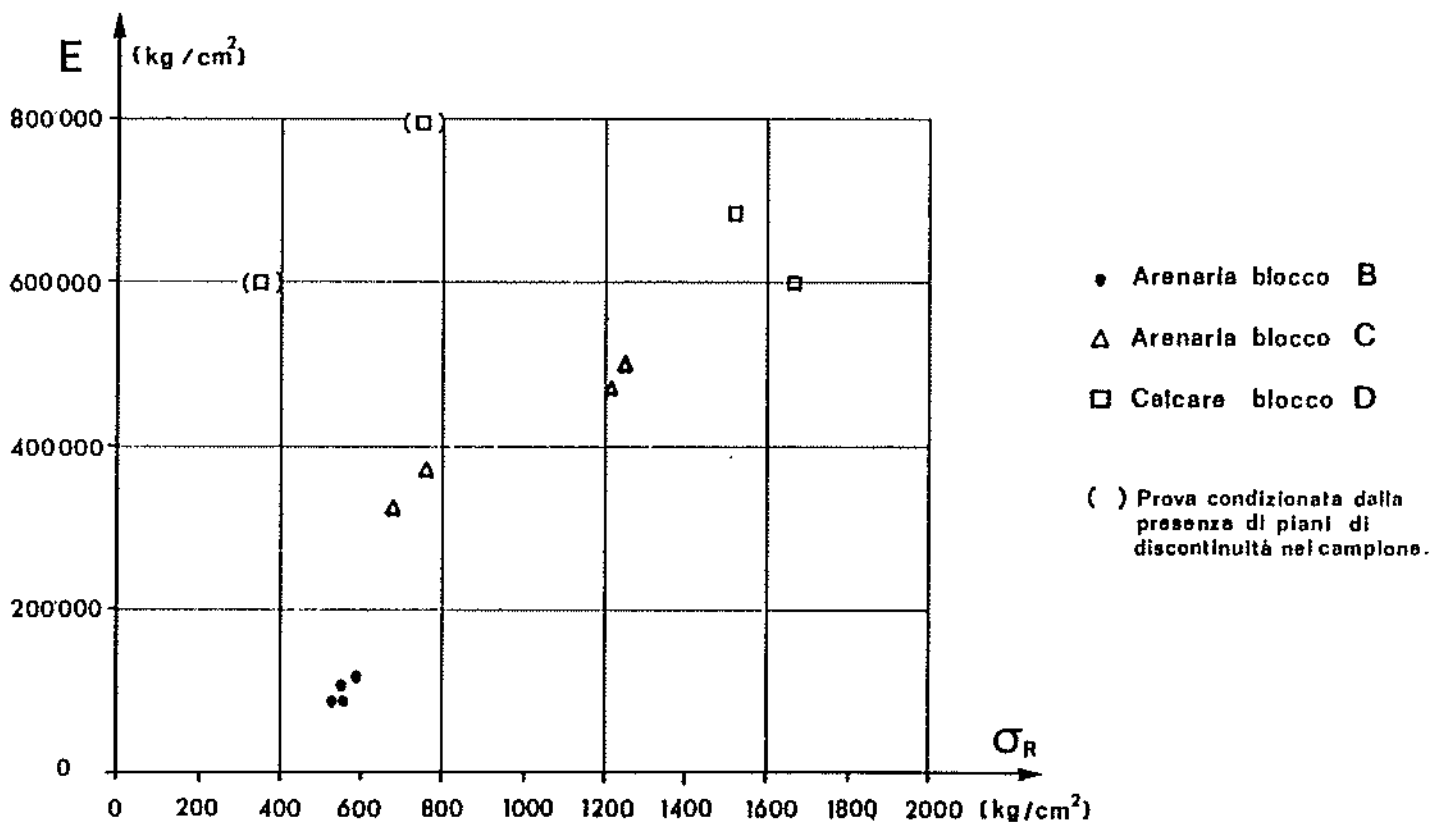


FIG. 17 - Correlazione tra il modulo di deformabilità e la resistenza a compressione monoassiale.

che la valutazione delle caratteristiche medie rappresentative di tutto il litotipo venga eseguita sulla base dei dati forniti da un numero di prove sensibilmente più elevato.

Come già in precedenza osservato, è necessario determinare le caratteristiche meccaniche non solo degli elementi rigidi che compongono la muratura, ma anche della malta di calce interposta. Questa determinazione è purtroppo condizionata dall'estrema difficoltà di prelevare campioni di malta sufficientemente rappresentativi.

Nel corso dell'indagine relativa al viadotto della Porta S. Giacomo si è verificata la fortunata coincidenza di attraversare col sondaggio S_2 una zona della muratura a sacco nella quale la malta di calce si presenta del tutto priva di inerte di grosse dimensioni. Ciò ha consentito di ricavare un campione di apprezzabili dimensioni ($\Phi = 56 \text{ mm}$ $h = 112 \text{ mm}$), costituito da malta con inerti di piccolissima pezzatura ($< 5 \text{ mm}$), sul quale è stato possibile determinare le caratteristiche di deformabilità e resistenza mediante prova di compressione monoassiale. In fig.18 sono riportati i diagrammi delle deformazioni assiali e diametrali del campione in funzione della sollecitazione applicata. Appaiono evidenti le buone caratteristiche meccaniche della malta che raggiunge un valore di resistenza a compressione monoassiale pari a 120 Kg/cm^2 . Il modulo di deformabilità, valutato sulla curva

di primo carico e sui cicli successivi risulta dell'ordine di 50.000 Kg/cm^2 . Molto elevata appare la deformabilità trasversale del campione; il relativo coefficiente assume valori compresi fra $0,35 \div 0,60$, se valutato sulla base delle deformazioni istantanee, e sale a valori decisamente più elevati fino a circa 1,0 mettendo in conto anche le deformazioni di tipo plastico e viscoso al termine del periodo di assestamento al carico costante di 100 Kg/cm^2 . In fig.19 è visibile il campione di malta dopo la prova di rottura.

CAMPIONE DI MALTA DI CALCE

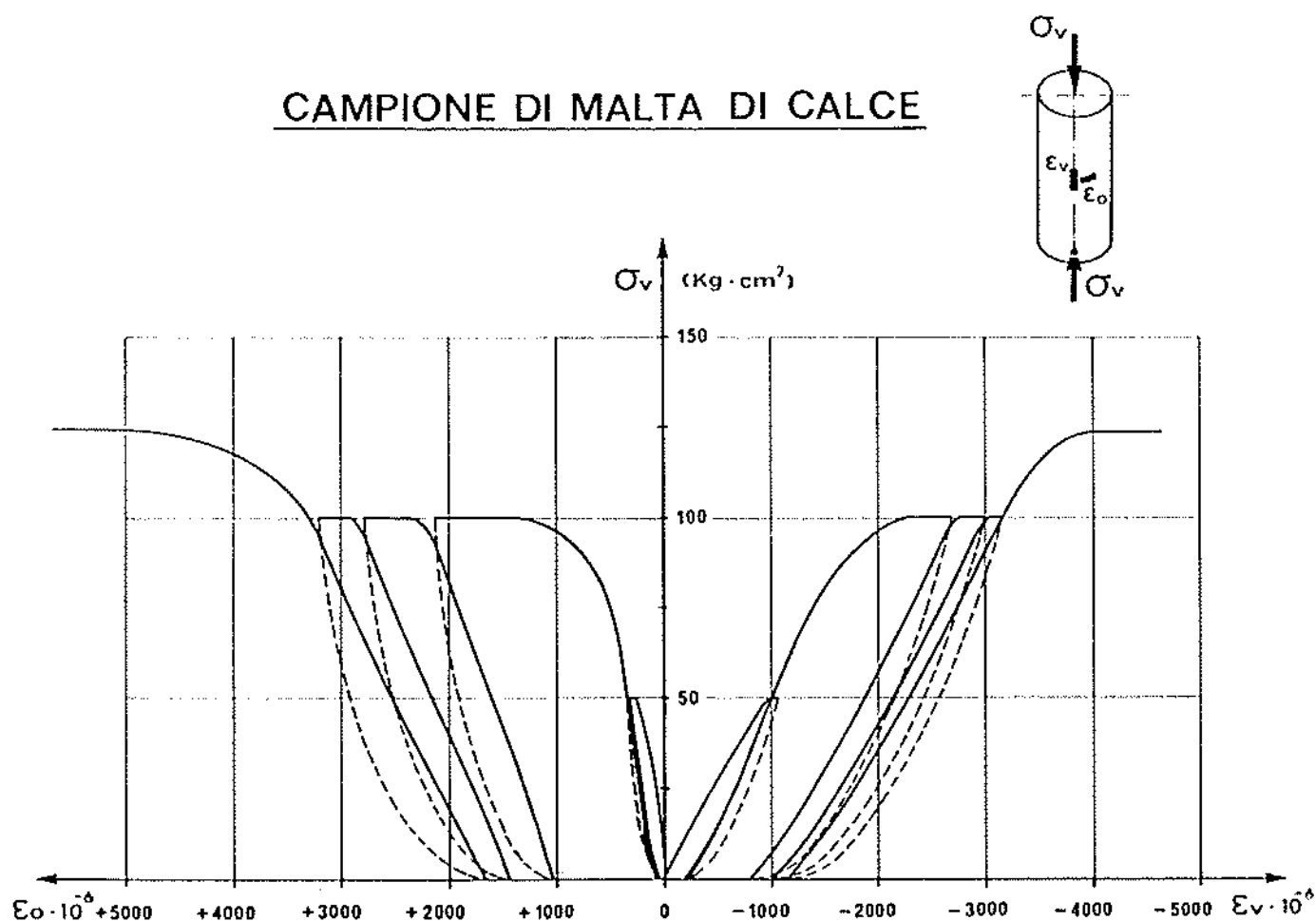


FIG. 18 - Diagramma delle deformazioni assiali e diametrali del campione di malta.

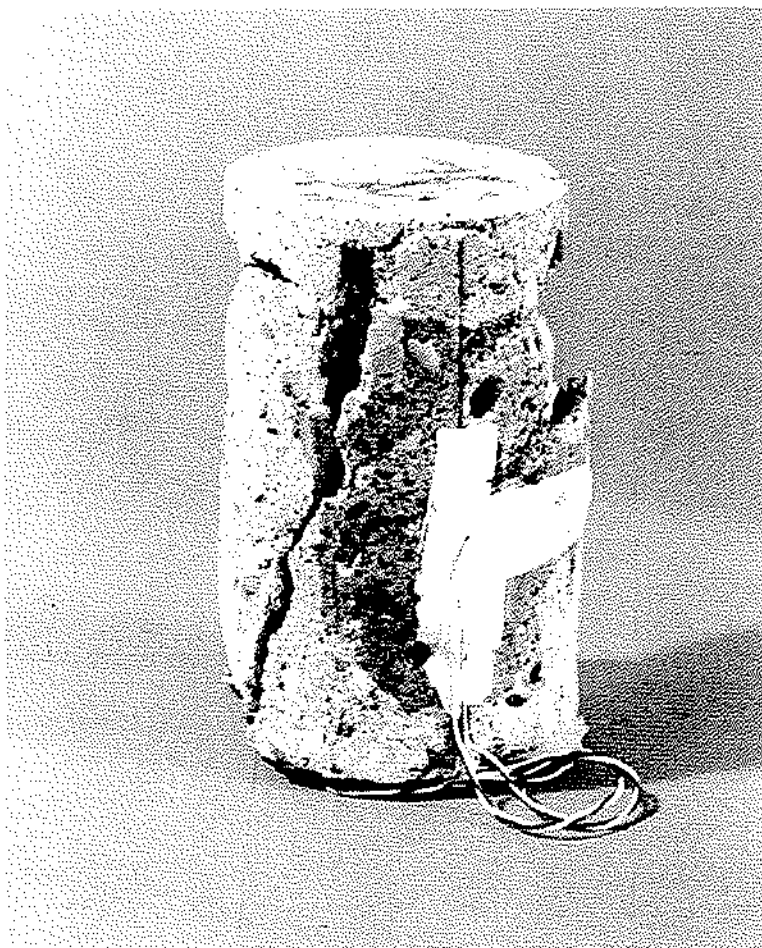


FIG.19 - Campione
di malta dopo la
prova di rottura.

2.3.2 Prove di resistenza a trazione

Questo parametro acquista notevole importanza nel caso di strutture in muratura proprio a causa della presenza degli strati di malta i quali, per effetto della elevata deformabilità trasversale, possono indurre stati di trazione negli elementi rigidi adiacenti.

La prova di trazione diretta viene eseguita su campioni cilindrici di altezza pari a 2 volte il diametro mediante l'incollaggio di due teste metalliche sulle due facce opposte del campione.

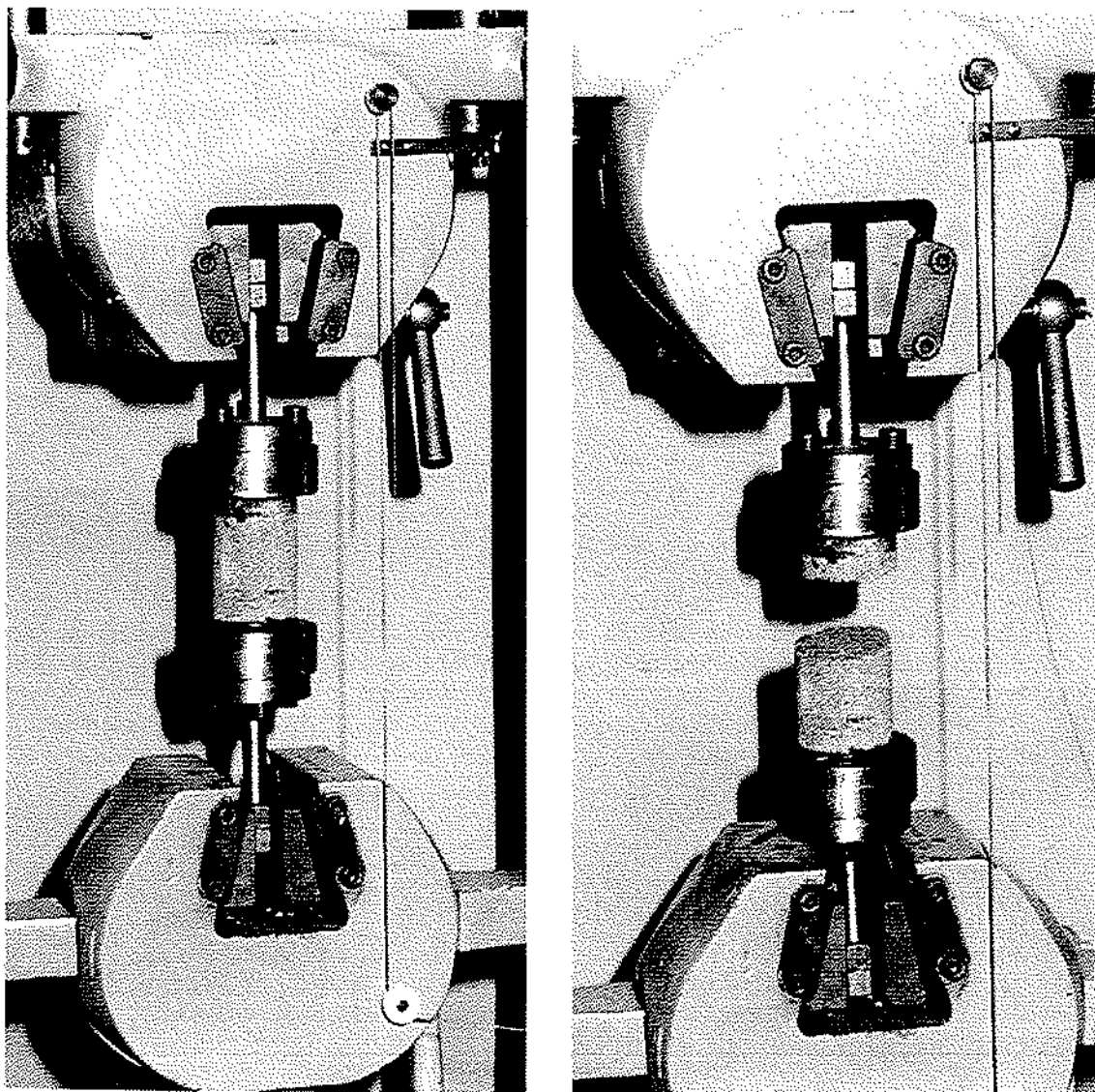


FIG.20 - Prova di trazione diretta su un campione del blocco B.

Per l'indagine in oggetto, la determinazione della resistenza a trazione è stata eseguita solo sul litotipo dotato di minori caratteristiche di resistenza, cioè sui campioni di arenaria prelevati dal blocco B. I risultati delle prove sono riportati nella tabella allegata. In fig.20 è visibile un campione prima e dopo la prova.

3. PROVE MECCANICHE DI TIPO NON DISTRUTTIVO

Le prove non distruttive per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali sono basate prevalentemente su tecniche di misura di tipo geofisico. Come noto, queste tecniche di misura sono notevolmente influenzate dalle discontinuità presenti all'interno della struttura per cui i risultati che si ottengono possono spesso condurre a valutazioni errate delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Per questo motivo è opportuno che, in parallelo a questa utilissima metodologia di indagine, vengano ideate e messe a punto anche tecniche di prova non distruttive di tipo meccanico.

In questo ambito ritengo interessante segnalare una promettente tecnica di prova messa a punto di recente dall'ISMES e attualmente in fase di sperimentazione.

Questa tecnica di prova rende possibile la determinazione in sito delle caratteristiche di deformabilità di campioni di muratura di considerevoli proporzioni, senza l'asportazione o l'alterazione del campione, e permette inoltre di valutare lo stato di sollecitazione originario presente nella struttura.

La prova si articola in due fasi distinte:

3.1 Fase A: determinazione dello stato di sollecitazione presente nella struttura

Si basa sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura per effetto di un taglio piano di limitate dimensioni eseguito sulla parete. Il rilascio delle tensioni determina una chiusura del taglio rilevabile attraverso le misure di convergenza fra due punti in posizione simmetrica rispetto al taglio. All'interno del taglio viene inserito uno speciale martinetto piatto (realizzato mediante sottile lamiera in acciaio) e la pressione viene gradualmente aumentata fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata (Fig.21). In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura a meno di una costante che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto di carico e quella di taglio.

Nel caso di strutture in muratura, un martinetto piatto di limitato spessore (< 10 mm) può essere facilmente inserito fra due mattoni dopo aver asportato con relativa facilità lo strato di malta interposto. Le misure di convergenza possono essere eseguite in modo altrettanto semplice mediante l'impiego di estensimetro meccanico di tipo rimovibile (Fig.22) con una serie di basi di misura realizzate mediante l'incollaggio sulla superficie della muratura di piastrine metalliche di diametro 5 mm. Al termine della prova il martinetto piatto può essere facilmente estratto e lo spessore di malta ripristinato, per cui la muratura viene riportata alle condizioni originarie.

MISURA DELLO STATO DI SOLLECITAZIONE
PRESENTE IN UNA MURATURA

29.

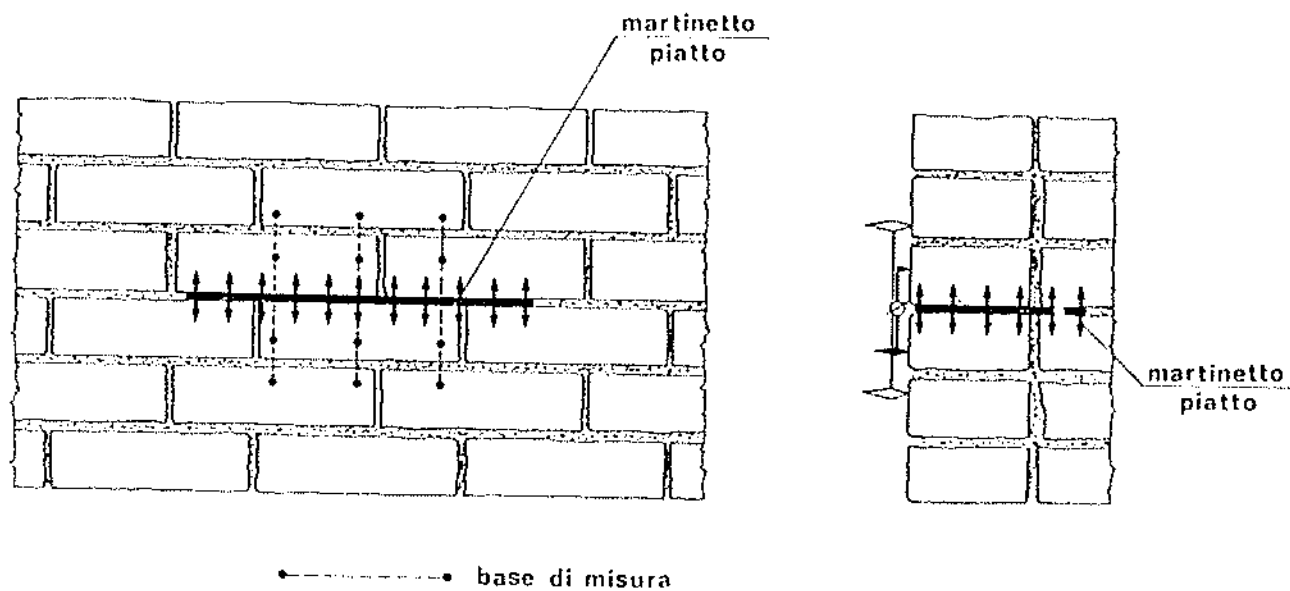


FIG. 21 - Schema della prova.



FIG. 22 - Misura delle deformazioni mediante estensimetro rimovibile.

3.2 Fase B: determinazione delle caratteristiche di deformabilità

Nel caso di mezzi omogenei e isotropi, la prova descritta al punto 3.1 viene normalmente usata anche per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità poichè nella fase di applicazione del carico col martinetto piatto, è in grado di fornire una relazione fra gli stati di sollecitazione applicati e le deformazioni corrispondenti. Nel caso di strutture in muratura o in genere di mezzi eterogenei è preferibile apportare una modifica allo schema di carico introducendo un secondo martinetto piatto parallelo al primo (Fig.23).

I due martinetti paralleli delimitano in tal modo un campione di muratura di dimensioni apprezzabili (40 x 40 x 20 cm) sul quale applicano uno stato di sollecitazione monoassiale in direzione normale al piano di posa dei mattoni. Numerose basi di misura per estensimetro rimovibile, installate sulla faccia libera del campione, permettono di ottenere un quadro completo di misure di deformabilità assiale e trasversale del campione.

Evidenti sono i vantaggi di questa nuova tecnica di prova. Innanzi tutto risulta molto semplice il ripristino delle condizioni originarie della muratura poichè gli strati di malta asportati per l'inserimento dei martinetti possono essere facilmente reintegrati. Inoltre il campione di muratura sul quale vengono determinate le

caratteristiche di deformabilità è un campione certamente indisturbato e possiede dimensioni tali da garantirne la rappresentatività. Ultimo, non trascurabile vantaggio, è costituito al fatto che i martinetti piatti possono essere eventualmente lasciati nel taglio durante gli interventi di restauro per funzionare come celle di pressione; in questo modo ogni eventuale sovraccarico indotto dagli interventi di restauro verrebbe tempestivamente segnalato.

Più complesso risulta per contro il problema dell'interpretazione dei risultati in quanto il campione oggetto della prova di compressione monoassiale presenta una sola faccia laterale libera mentre su 3 lati è vincolata alla muratura circostante. Il problema può essere però facilmente risolto con l'aiuto di modelli tridimensionali di tipo fisico e matematico.

Una indagine sperimentale di questo tipo è attualmente in corso sulle strutture murarie di un antico edificio di Milano.

Si è appena conclusa la prima delle prove previste e i risultati sono tuttora in corso di elaborazione unitamente allo sviluppo di un modello matematico di interpretazione. Si può comunque già rilevare che i primi risultati conseguiti sono pienamente soddisfacenti e tali da garantire a questa tecnica di prova una sicura affidabilità. A titolo di esempio, per meglio evidenziare la qualità dei risultati ottenuti, si riporta (Fig.24) il diagramma delle deformazioni assiali e trasversali del campione (misurate su base di 40 cm) in funzione della

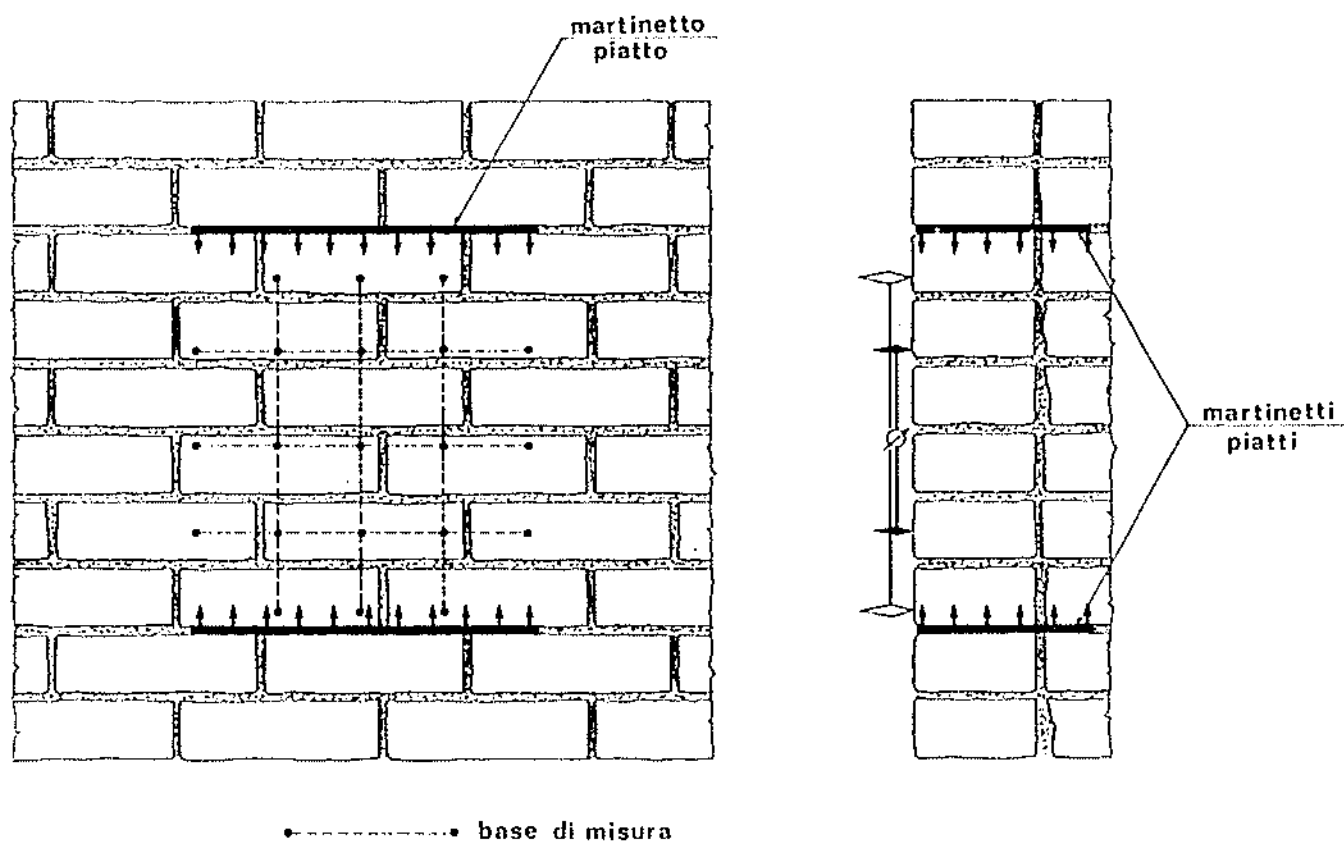


FIG.23 - Schema della prova

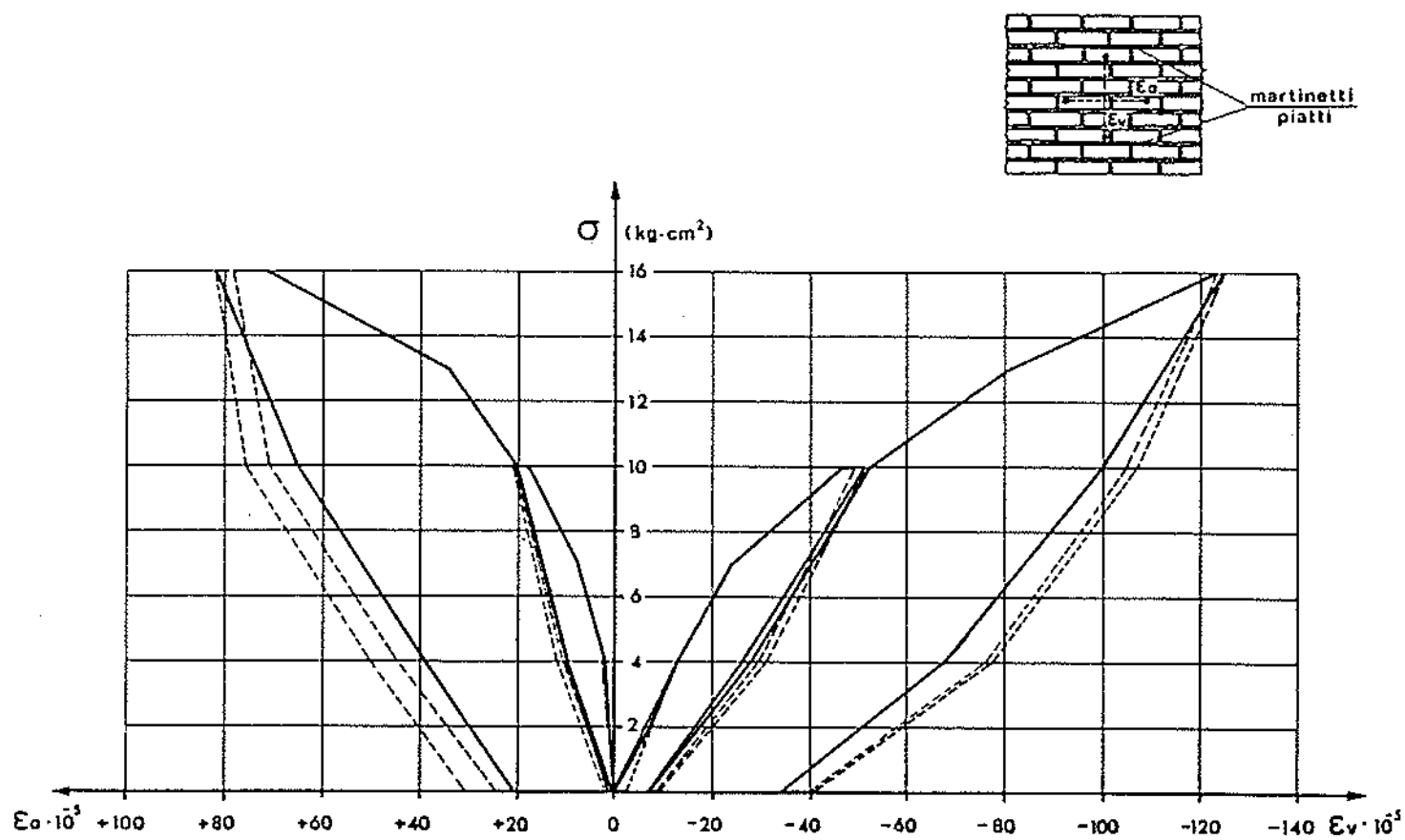


FIG.24 - Diagrammi delle deformazioni

sollecitazione applicata dai due martinetti piatti.

E' stata eseguita una prima serie di cicli di carico fino ad un valore massimo di 4 Kg/cm^2 (pari al valore della sollecitazione originaria misurata nella prima fase di prova) a cui hanno fatto seguito altre 2 serie di cicli di carico con livelli di sollecitazione più elevati (10 e 16 Kg/cm^2). L'esame del diagramma di fig.24, permette di osservare chiaramente le variazioni della legge di comportamento del campione di muratura con l'aumentare del carico. Da un comportamento di tipo prevalentemente elastico, rilevato nei primi cicli di carico, si passa gradualmente nel campo delle deformazioni plastiche che sono indotte dalla presenza degli strati di malta. Se l'incremento del carico viene eseguito con estrema cautela, si può portare il campione molto prossimo al limite di rottura per cui dall'esame del diagramma sforzi-deformazioni si può individuare per estrapolazione il carico di rottura. In questo modo la prova proposta, oltre a risolvere compiutamente il problema della determinazione delle caratteristiche di deformabilità del campione di muratura, può anche essere utilizzata per valutarne con buona approssimazione il limite di resistenza.