

COMPORTAMENTO AL TAGLIO DI <i>LASTRE IN CALCESTRUZZO</i> RINFORZATE CON LAMINE IN CFRP
--

Indagini sperimentali nell'uso di materiali compositi costituiti da fibre continue di carbonio immerse in matrice resinosa CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic).

Napoli, 13 ottobre 1999

INDICE

<i>. Introduzione.....</i>	<i>pag. 3</i>
<i>1. Prefazione.....</i>	<i>pag. 4</i>
<i>2. Materiali compositi in fibra di carbonio.....</i>	<i>pag. 5</i>
<i>3. Analisi teoriche.....</i>	<i>pag. 5</i>
<i>4. Analisi numeriche.....</i>	<i>pag. 8</i>
<i>5. Analisi sperimentali.....</i>	<i>pag. 9</i>
<i>6. Analisi ed elaborazione dei risultati.....</i>	<i>pag. 22</i>

INTRODUZIONE

Siamo lieti di poter presentare la prima edizione di questo nostro complesso lavoro che sembra, peraltro, abbia raggiunto lo scopo che ci eravamo proposti fin dall'inizio. Quello cioè di studiare, in via sperimentale e numerica il miglioramento del comportamento alle azioni orizzontali di strutture in calcestruzzo armato costituite da nuclei e/o pareti portanti come presenti in gran parte degli edifici alti.

Si è scelto dunque di studiare un intervento di rinforzo "a taglio" di tali pareti ottenuto a mezzo di lamine in fibra di carbonio incollate mediante resina epossidica, disposte in direzione orizzontale per sopportare sollecitazioni taglienti anche di segno opposto, come quelle prodotte dalle azioni sismiche e dal vento.

L'uso per tali rinforzi di prodotti compositi fibrosi a matrice polimerica costituisce sicuramente una novità sia nel campo della sperimentazione che nella pratica applicazione considerato le grandi quantità di intervento progettato.

Tali compositi sono contraddistinti da estrema leggerezza, elevate prestazioni meccaniche, facilità di installazione ed elevata resistenza alla corrosione. Il termine compositi fibrosi a matrice polimerica (o Fiber Reinforced Polymer FRP) definisce prodotti a matrice di materiale polimerico rinforzato da fibre continue aventi un notevole rapporto lunghezza su spessore. In particolare, le lamine sottili e flessibili di fibre continue unidirezionali di carbonio (CFRP) sono state utilizzate per la presente ricerca.

Trattandosi di materiali innovativi, rispetto ai classici sistemi utilizzati fino ad oggi per il consolidamento degli edifici, a tutt'oggi non esiste ancora uno studio scientifico completo

su tutti gli usi possibili di tali materiali anche per poterli ben calcolare e quindi utilizzare al massimo delle loro potenzialità.

Pertanto, inevitabilmente, nell'effettuare la sperimentazione specifica ci si è spinti fino a elaborare delle teorie per il calcolo delle tensioni normali di trazione nelle lamine di CFRP che si spera possano essere utili anche a chi vorrà ulteriormente approfondire la materia.

Ing. Gaetano Cicatiello

Ing. Sergio Cicatiello

Ing. Silvana Di Ieso

Arch. Silvio Russo

Ing. Antimo Zannini

COMPORTAMENTO AL TAGLIO DI LASTRE IN CALCESTRUZZO RINFORZATE CON LAMINE IN CFRP



AUTORI: Gaetano Cicatiello - ingegnere, libero professionista
Sergio Cicatiello - ingegnere, libero professionista
Silvana Di Ieso - ingegnere, dirigente TECNO IN
Silvio Russo - architetto, funzionario Provveditorato OO.PP. - Ministero LL.PP.
Antimo Zannini - ingegnere, funzionario Provveditorato OO.PP. - Ministero LL.PP.
(con la collaborazione di Mauro Chianca - ingegnere)

1. Prefazione

Il tema che si è voluto affrontare in questa ricerca teorica, sperimentale e numerica, ha per obiettivo l'adeguamento sismico, o più in generale, il miglioramento del comportamento alle azioni orizzontali di strutture in calcestruzzo armato costituite da nuclei e/o pareti portanti, come presenti in gran parte degli edifici alti.

In particolare "elemento motore" di questa ricerca è stato il Progetto di consolidamento ricostruzione ed adeguamento

sismico della Torre A del Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli distrutta parzialmente da un incendio nel luglio del 1990.

Dall'analisi di questa tipologia strutturale e, più in generale di quelle di tutti gli edifici alti, è risultata quasi sempre una scarsa resistenza delle pareti e/o nuclei alle sollecitazioni taglianti più che a quelle normali perché gli schemi statici utilizzati nelle progettazioni prima dell'avvento dei calcolatori elettronici, e quindi dei calcoli agli elementi finiti, comportavano una sopravvalutazione delle tensioni normali ed una sottostima di quelle tangenziali.

La sopravvalutazione delle tensioni normali avveniva perché la

resistenza alle azioni orizzontali veniva affidata solo ad alcuni elementi irrigidenti verticali senza tenere conto delle rimanenti strutture intelaiate il cui contributo è in alcuni casi piuttosto sensibile; mentre la sottostima delle tensioni tangenziali era prodotta dalla complessità di calcolo di queste ultime dai taglianti agenti su sezioni complesse specie come quelle dei nuclei.

Da qui la prioritaria esigenza, in particolare per gli adeguamenti sismici, di integrazione delle armature a "taglio" delle pareti a mezzo di elementi orizzontali ad alta resistenza a trazione e, quindi, la necessità di studiare il comportamento di lastre (elementi bidimensionali con stato piano di

tensione e deformazione) sottoposte a sollecitazioni di taglio puro e combinate di taglio e compressione rinforzate o meno con armature aggiuntive.

In questa sede, per le ragioni che saranno spiegate nel seguito, è stato analizzato il comportamento delle suddette lastre rinforzate o meno con materiali composti in fibra di carbonio (CFRP) impiegati quale armatura integrativa a taglio.

Il presente studio è estrapolabile, perlomeno nelle sue linee qualitative, anche per il rinforzo alle azioni taglianti di pannelli murari (trattandosi comunque di materiali lapidei) il cui comportamento particolare però necessita d'adeguata sperimentazione. [1]

2. Materiali composti in fibra di carbonio

Con il termine CFRP si intendono quei materiali caratterizzati da fibre lunghe di carbonio immerse in un legante di natura epossidica. Attualmente la produzione industriale si sta orientando verso due tipologie di prodotti: da una parte le lamine preformate e dall'altra i tessuti impregnati o per via umida (meno frequente in Italia) o per via secca.

L'utilizzo di una tipologia rispetto all'altra dipende da molti fattori quali ad esempio le geometrie delle sezioni da rinforzare, il grado di rinforzo da attuare, etc.

In linea generale i due sistemi - lamine preformate e tessuti impregnati - non sono alternativi uno all'altro; fino ad ora i progettisti si sono orientati verso le lamine quando occorreva ottenere un rinforzo alla flessione di travi, solai, piastre, etc., mentre i tessuti erano quotidianamente usati quando si aveva bisogno di fasciature di pilastri, rinforzi al taglio o semplicemente per il confinamento delle lamine stesse.

Numerosi sono infatti i vantaggi provenienti dall'utilizzo di tali tecnologie: in primo luogo si ricordano la elevata resistenza a trazione, la durabilità agli agenti atmosferici, la leggerezza e la

rapidità di posa in opera dei materiali composti tali da renderli vantaggiosi anche da un punto di vista economico. Da ciò consegue la possibilità di eseguire interventi limitatamente invasivi laddove ci siano particolari difficoltà logistiche per la presenza di aggetti, impianti industriali, tubazioni o condotte, etc. o comunque, più in generale, per motivi architettonici e/o impiantistici, sempre presenti negli edifici esistenti da rinforzare, da cui lo scopo di questa ricerca.

Inoltre questi tipi di rinforzo sono particolarmente indicati per incrementare la capacità di risposta all'evento sismico delle strutture senza accrescerne sensibilmente la massa. Molte sono infatti le applicazioni fatte nel settore antisismico, nonché prove anche su telai in scala reale. [2]

Di contro questi materiali, perché a struttura fibrosa, presentano una elevata anisotropia ed una assenza totale del fenomeno dello snervamento da cui una ridotta duttilità della struttura rinforzata. Inoltre, fondamentale per il successo dell'intervento di placcaggio, è il tipo e la posa in opera della resina di incollaggio delle fibre alla superficie da rinforzare. Sono allo studio prove che forniscano indicazioni più esaurienti sulla durabilità di tali materiali.

Infine è indubbio che l'utilizzo di lamine preformate costituisca un vantaggio per i progettisti in quanto sono note le caratteristiche meccaniche del materiale composito - modulo di elasticità, resistenza a trazione, allungamento a rottura, etc. - date dalle Case Produttrici, mentre per i tessuti il discorso è estremamente diverso. Le prestazioni del tessuto espresse nelle schede tecniche non corrispondono nella realtà alle prestazioni tecniche del composito applicato - tessuto e resina - e se pensiamo che la percentuale di resina nel composito finito può essere compresa in un range tra il 20 % ed il 30% certamente tale percentuale risulta determinante ai fini delle prestazioni finali del composito e non facilmente valutabile in sede di progettazione.

Alla luce di tali considerazioni, il presente studio per il consolidamento a taglio di lastre in calcestruzzo è avvenuto utilizzando placcaggi esterni con lamine preformate in CFRP invece

delle normali "fasciature" eseguite con tessuti impregnati come è avvenuto finora nella pratica esecutiva. [3]

3. Analisi teoriche

Lo stato di sollecitazione, ed il conseguente stato tensionale e deformativo di una generica parete in calcestruzzo armato di un edificio, è quello riportato in fig.1 e cioè di lastra sottoposta a sollecitazioni di

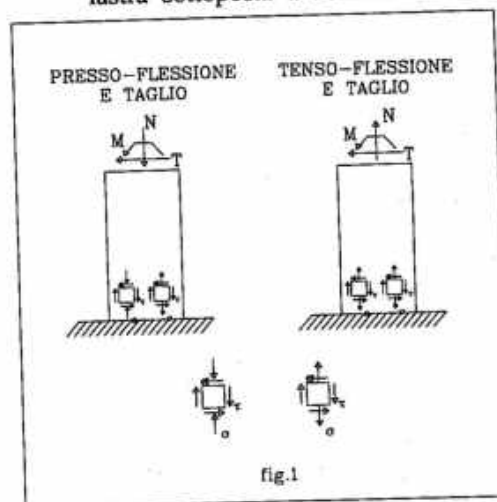


fig.1
presso-tenso flessione e taglio.

Nella stessa fig.1 è anche riportato lo stato tensionale di due qualsiasi cubetti elementari estratti dalle lastre prese in esame. Per i suddetti cubetti elementari, in fig.2 sono riportati i cerchi di Mohr del loro stato tensionale.

Come risulta dall'analisi dallo stato tensionale descritto da entrambi i cerchi di Mohr di cui alla fig.2, anche nel caso di sollecitazione combinata taglio-compressione, insorgono sempre nelle lastre prese in esame tensioni normali di trazione prodotte dalla presenza delle sollecitazioni taglianti, insopportabili da un materiale lapideo come il calcestruzzo: segue, quindi, la necessità di armare il calcestruzzo con elementi resistenti a trazione tali da sopportare lo stato tensionale su descritto. Nella normale pratica costruttiva suddetti elementi resistenti a trazione sono lineari e posti in direzione perpendicolare all'azione normale e, quindi, parallela all'azione tagliante esterna (direzione orizzontale con riferimento alle lastre di fig.1).

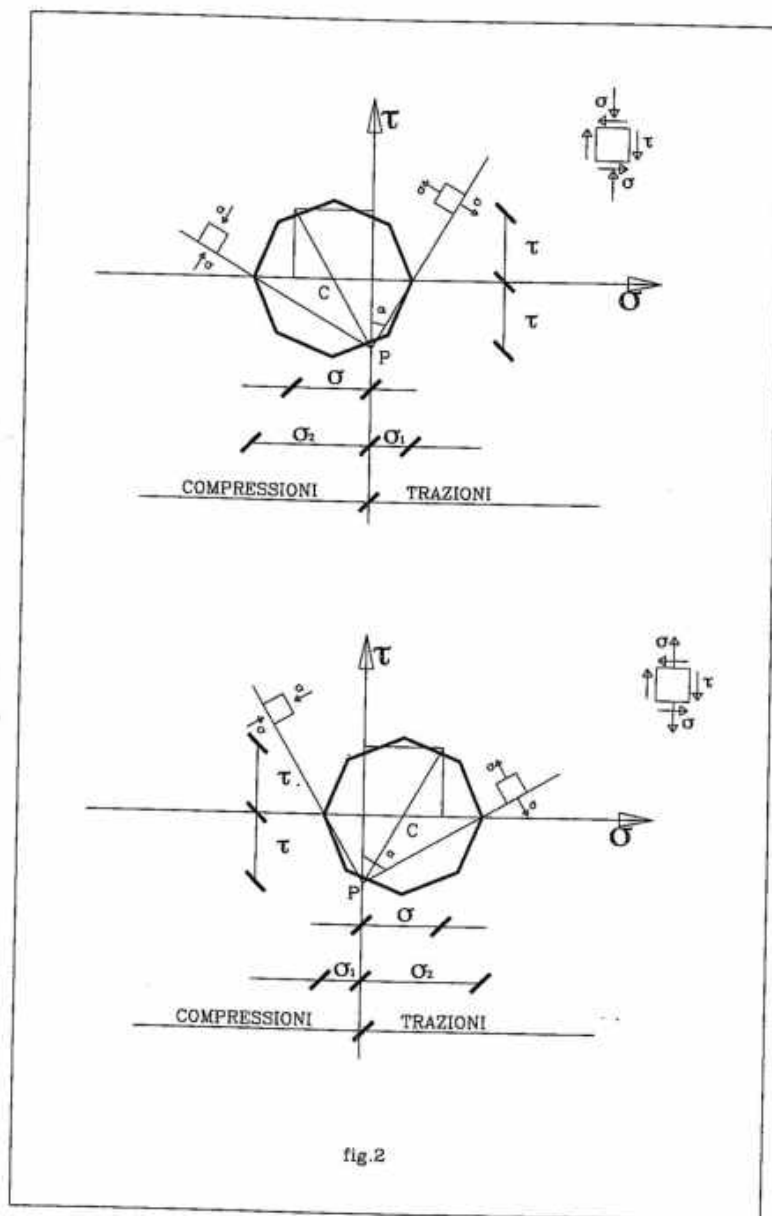


fig.2

Questo perché possano assolvere alla loro funzione anche in caso di inversione di segno delle sollecitazioni taglienti, cosa che avviene quasi sempre per effetto di azioni sismiche e del vento. Mantenendo, quindi, suddetta direzione anche per gli elementi lineari di rinforzo (lamine di CFRP), sorge ora il problema del calcolo degli sforzi di trazione che insorgono in suddetti elementi di rinforzo per il loro dimensionamento.

Indicando con:

- F lo sforzo di trazione che nasce nella serie di elementi resistenti (lamine di CFRP e barre di acciaio) posti nel generico tratto

di altezza Δh compreso tra due sezioni orizzontali delle lastre (con riferimento a quelle di fig.1);

- s lo spessore della generica lastra;
- A_l l'area delle sezioni delle lamine di CFRP presenti nel tratto Δh ;
- A_a l'area delle sezioni delle barre di acciaio presenti nel tratto Δh ;
- $n_1 = E_a/E_l$ il rapporto tra i moduli di elasticità normale dell'acciaio e delle lamine di CFRP (coefficiente di omogeneizzazione);

è possibile ora elaborare due teorie per il calcolo dello sforzo F e quindi delle tensioni normali di

trazione nelle lamine di CFRP (σ_l) e nelle barre di acciaio (σ_a).

La prima teoria, indicata nel seguito per brevità "Teoria A", è derivata dalla ben nota teoria del "traliccio ideale" di Ritter-Morsch che calcola gli sforzi nelle "armature a taglio" partendo dal valore dello scorrimento S . [4]

TEORIA A

Indicando con:

$$S = \tau s \Delta h$$

il valore dello scorrimento che insorge in una qualsiasi delle sezioni verticali delle lastre di fig.1, è possibile scomporre suddetto sforzo in due direzioni: una parallela alle isostatiche di compressione e l'altra orizzontale (parallela agli elementi di rinforzo ed alle barre di acciaio) come risulta dalla fig.3 con riferimento allo stato tensionale di fig.2.

Lo sforzo di scorrimento S si scompone, quindi, in due componenti: una di trazione F assorbita dagli elementi resistenti orizzontali (lamine di CFRP e barre di acciaio) e l'altra di compressione assorbita da "bielle" ideali di calcestruzzo poste lungo le isostatiche di compressione. Lo sforzo di trazione F , come si evince dalla stessa fig.3, risulta pari a:

$$F = S \operatorname{tg} \alpha = \tau s \Delta h \operatorname{tg} \alpha$$

Dai cerchi di Mohr riportati in fig.2 risulta inoltre:

$$\operatorname{tg} \alpha = \sigma_1 / \tau$$

in cui: [5]

$$\sigma_1 = \sigma / 2 + \sqrt{(\sigma / 2)^2 + \tau^2}$$

da cui:

$$F = \tau s \Delta h \operatorname{tg} \alpha = \tau s \Delta h (\sigma_1 / \tau)$$

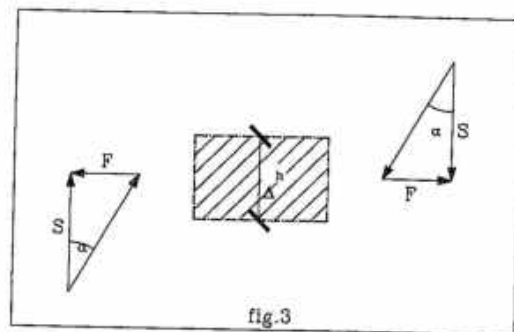
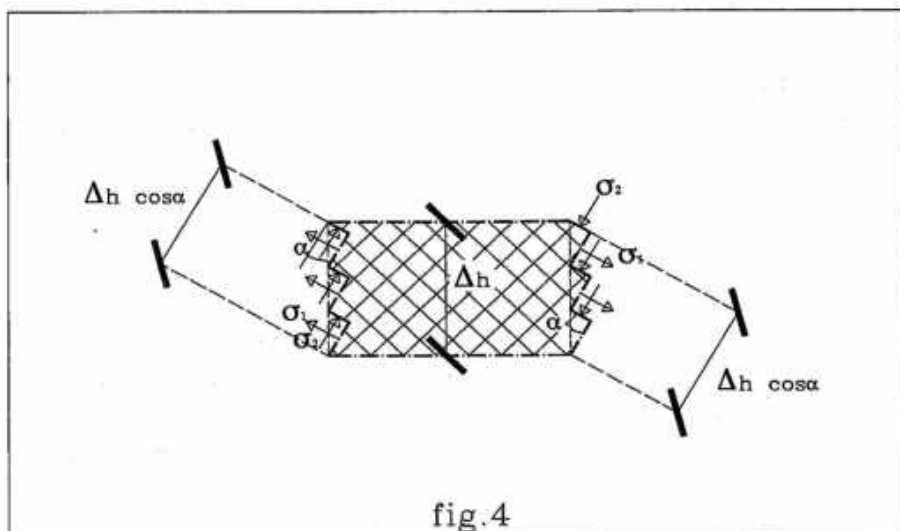


fig.3



$$F = \sigma_1 s \Delta h$$

e quindi, per uguaglianza delle deformazioni:

$$\sigma_1 = F / (A_l + n_l A_a) = \sigma_1 s \Delta h / (A_l + n_l A_a)$$

$$\sigma_a = n_l \sigma_1 = n_l (\sigma_1 s \Delta h) / (A_l + n_l A_a)$$

La seconda teoria, indicata nel seguito per brevità "Teoria B", è stata elaborata partendo dalle tensioni principali di trazione che insorgono nelle lastre (v.fig.2).

TEORIA B

Facendo riferimento al generico tratto di altezza Δh , compreso tra due sezioni orizzontali delle lastre di fig.1 ed a due qualsiasi sezioni verticali "scalettate" lungo le direzioni principali di trazione e compressione, lo stato tensionale principale (v.fig.2) agente su queste ultime è quello riportato in fig.4.

A questo punto, mentre le tensioni principali di compressione sono assorbite dalle "fibre" compresse di calcestruzzo, le forze risultanti dalle tensioni principali di trazione agenti sulla porzione di lastra di cui alla fig.4 pari a :

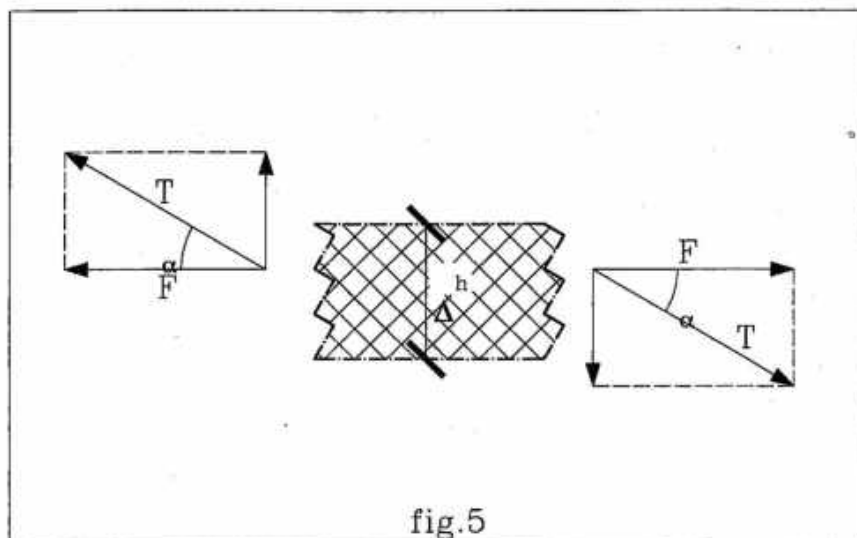
$$T = \sigma_1 \Delta h \cos \alpha,$$

è possibile scomporle nelle due direzioni orizzontale (parallela agli elementi di rinforzi ed alle barre di acciaio) e verticale come risulta dalla fig.5

Sudette risultanti di trazione T si scompongono, quindi, in due componenti entrambe di trazione: una orizzontale F assorbita dagli elementi resistenti orizzontali (lamine di CFRP e barre di acciaio) e l'altra verticale assorbita come decremento di compressione verticale nel calcestruzzo o incremento di trazione nelle barre verticali di acciaio. La componente orizzontale F, come si evince dalla fig.5, risulta pari a :

$$F = T \cos \alpha = \sigma_1 s \Delta h \cos^2 \alpha$$

in cui (v.fig.2):



$$\alpha = \arctg(\sigma_1 / \tau)$$

e: [5]

$$\sigma_1 = \sigma / 2 + \sqrt{((\sigma / 2)^2 + \tau^2)}$$

e quindi, per uguaglianza delle deformazioni:

$$\sigma_1 = F / (A_l + n_l A_a) = \sigma_1 s \Delta h \cos^2 \alpha / (A_l + n_l A_a)$$

$$\sigma_a = n_l \sigma_1 = n_l (\sigma_1 s \Delta h \cos^2 \alpha) / (A_l + n_l A_a)$$

Nel caso di taglio puro ($\sigma=0$ ed $\alpha=45^\circ$) i valori dello sforzo di trazione F e delle tensioni nelle lamine di CFRP e nelle barre di acciaio (σ_1 e σ_a), nelle due precedenti teorie, diventano:

Teoria A

$$F = \sigma_1 s \Delta h = \tau s \Delta h$$

$$\sigma_1 = \tau s \Delta h / (A_l + n_l A_a)$$

$$\sigma_a = n_l \tau s \Delta h / (A_l + n_l A_a)$$

Teoria B

$$F = \sigma_1 s \Delta h \cos^2 \alpha =$$

$$= \tau s \Delta h \cos^2 45^\circ = \tau s \Delta h / 2$$

$$\sigma_1 = 1/2 (\tau s \Delta h) / (A_l + n_l A_a)$$

$$\sigma_a = n_l / 2 (\tau s \Delta h) / (A_l + n_l A_a)$$

Confrontando i valori ottenuti per lo sforzo di trazione F- e quindi per σ_1 e σ_a - nelle due suddette teorie, risulta che nella teoria B lo sforzo F è sensibilmente più basso. Infatti:

$$F(\text{teoria B}) / F(\text{teoria A}) = \cos^2 \alpha$$

Che è sempre minore dell'unità e pari a:

- $\cos^2 \alpha = 1/2$ in caso di taglio puro;
- $0 < \cos^2 \alpha < 1/2$ in caso di tensoflessione e taglio;
- $1/2 < \cos^2 \alpha < 1$ in caso di pressoflessione e taglio;

e quindi la differenza tra gli sforzi di trazione F nelle due teorie si accentua passando dalla pressoflessione e taglio alla tensoflessione e taglio.

Sorge quindi la necessità di una campagna sperimentale anche per capire quali delle due teorie meglio schematizza il comportamento reale delle lastre di calcestruzzo armato fibrorinforzate prese in esame.

4. Analisi numeriche

Il problema è stato preliminarmente analizzato dal punto di vista teorico con un'analisi numerica effettuata mediante elaboratore elettronico con i programmi di calcolo "Modest" della Tecnisoft (pre-post processore grafico interattivo) ed "ANSYS" (solutore) della SWANSON Analysis System, Inc. (SASI) - Johnson Road, P.O. Box 64, Houston, PA 15342-0065. Il solutore ANSYS è un programma agli elementi finiti del tipo "general purpose" costituito funzionalmente da un ambiente grafico interattivo, cui si collegano i vari moduli specifici per il preprocessing, la soluzione ed il postprocessing.[6]

L'analisi numerica è stata effettuata nelle ipotesi di elasticità lineare, piccoli spostamenti e materiale omogeneo ed isotropo con le caratteristiche elastiche del calcestruzzo di classe $R_{ck}=350 \text{ Kg/cm}^2$ fornite dalla normativa italiana. Non sono state volutamente effettuate analisi numeriche più sofisticate (elasticità non lineare, grandi spostamenti, materiale non omogeneo, etc.) perché scopo di questa ricerca è, tra l'altro, lo studio del comportamento reale delle lastre in esame rapportato a

quello comunemente calcolato dai progettisti.

Il procedimento è consistito in una modellazione delle lastre mediante campi di dimensioni finite (elementi finiti), in ciascuno dei quali il comportamento del sistema è rappresentato da una descrizione separata del campo di spostamenti (e quindi di deformazioni e sforzi) mediante opportune funzioni (funzioni di forma), definite in ciascun campo da un numero limitato di parametri liberi (spostamenti nodali).

La struttura continua è stata schematizzata con un modello costituito da un insieme di elementi continui di dimensioni finite ($5 \times 5 \text{ cm.}$), considerati interconnessi solo in un numero finito di "nodi" puntiformi. Gli spostamenti dei nodi sono assunti quali incognite geometriche congruenti del problema.

Il comportamento dell'elemento finito è ipotizzato attraverso la scelta di un'opportuna funzione interpolatrice. Tale funzione è scelta a criterio, in modo che rappresenti quanto avviene nei nodi. Tale dipendenza dalle grandezze nodali, date le ipotesi d'elasticità e di piccoli spostamenti, risulta lineare del tipo, in forma matriciale:

$$S = D \cdot U$$

dove S è la funzione degli spostamenti, D è la funzione di forma ed U il vettore degli spostamenti nodali.

Le lastre in oggetto sono state analizzate assumendo come incognite del problema gli spostamenti dei nodi collegati ad un insieme d'elementi di dimensioni finite, elementi SHELL 63 (bidimensionali) che schematizzano la struttura.

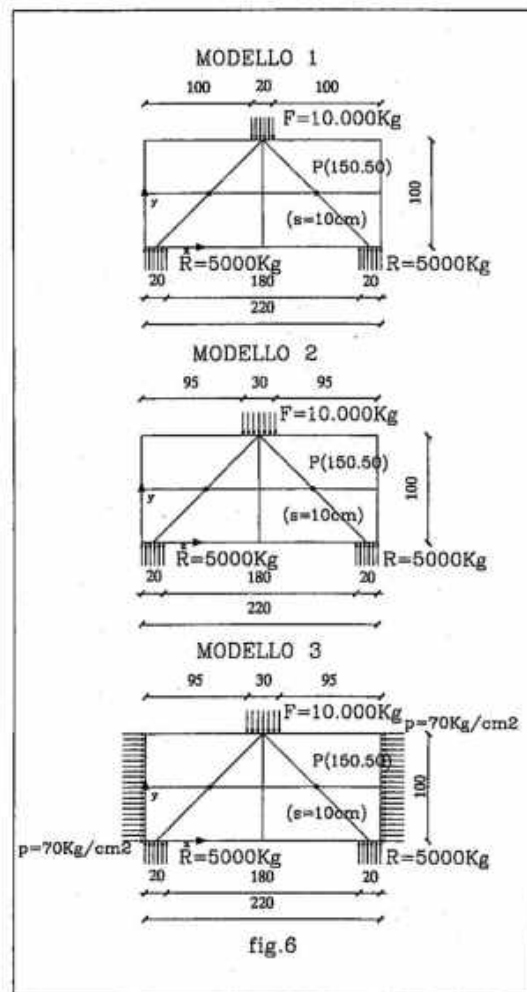
Ogni elemento SHELL 63 è definito dalla formulazione di quattro nodi ed ha un comportamento membranale caratterizzato in ogni nodo da una componente traslazionale nel piano ed una componente rotazionale nella direzione normale al piano dell'elemento.

Ogni nodo del modello strutturale piano ha tre componenti di spostamento. Ovvero il nodo può traslare nelle direzioni globali X e Y e può ruotare attorno alla direzione perpendicolare al piano XY . Le direzioni associate a queste tre componenti di spostamento sono note

come gradi di libertà (g.d.l.) del nodo. I g.d.l. dei nodi della struttura possono essere disattivati per simulare la presenza di un vincolo rigido. Nel caso delle lastre in esame, sono stati disattivati i gradi di libertà traslazionali e rotazionali per schematizzare gli appoggi del dispositivo di prova.

Le condizioni di carico elementari (CCE) considerate sulle lastre sono state le seguenti:

1. carico verticale da 10000 kg distribuito su una base di 20 cm. in corrispondenza del pistone verticale del dispositivo di prova
2. carico verticale da 10000 kg distribuito su una base di 30 cm. in corrispondenza del pistone verticale del dispositivo di prova
3. carico orizzontale da 70 kg/cm^2 distribuito sui bordi delle lastre in



corrispondenza dei pistoni orizzontali del dispositivo di prova

Sono stati analizzati tre modelli in conseguenza alle seguenti combinazioni delle CCE (v.fig.6):

	CEE:	1	2	3
Modello 1	CC 1)	1.00	0.00	0.00
Modello 2	CC 2)	0.00	1.00	0.00
Modello 3	CC 3)	0.00	1.00	1.00

Come detto precedentemente, gli effetti indotti dai carichi sui modelli in esame, sono stati valutati mediante un'analisi statica nell'ipotesi di elasticità lineare.

La soluzione del sistema di equazioni lineari dell'analisi statica:

$$K \cdot U = R$$

In cui:

- K è la matrice di rigidità;
- U è il vettore degli spostamenti;
- R è il vettore dei carichi applicati;

è stata effettuata dal programma di calcolo ANSYS a mezzo di un solutore che utilizza il procedimento del "Wavefront or frontal solution" (B.M. Irons, R.J. Melosh e R.M. Bamford) con un algoritmo automatico di minimizzazione della "Wavefront size". [6]

La soluzione del problema è rappresentata dagli spostamenti dei nodi.

Il sistema di riferimento adottato per le coordinate dei nodi, i carichi applicati, le relazioni vincolari e gli spostamenti dei nodi è stato una terna destra cartesiana globale con l'asse X parallelo al lato lungo delle lastre, l'asse Y parallelo al lato corto e l'asse Z ortogonale al piano delle lastre.

Le sollecitazioni ottenute negli elementi bidimensionali sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita:

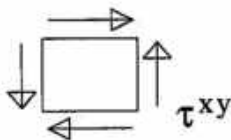
- origine nel primo nodo dell'elemento;
- asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento;
- asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo.
- asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa.

Praticamente un elemento con l'asse X locale coincidente con l'asse

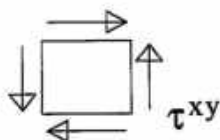
X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

Sono state quindi così valutate le sollecitazioni nel punto P (v. fig. 6) dove sono stati applicati gli strumenti di misura (strain-gages) che risultano, per i tre modelli, pari a: (v. fig. 7)

Modello 1) $\tau_{xy} = 7.56 \text{ kg/cm}^2$



Modello 2) $\tau_{xy} = 7.59 \text{ kg/cm}^2$



Modello 3) $\tau_{xy} = 7.56 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_o = 70 \text{ kg/cm}^2$

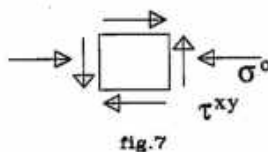


fig. 7

5. Analisi sperimentali

Allo scopo di esaminare il comportamento derivante dall'applicazione dei compositi nei rinforzi "a taglio" di pareti di calcestruzzo armato, è stata realizzata una campagna di indagini sperimentali su lastre che differiscono tra loro per presenza o meno di rete di armatura e rinforzate o meno con lamine in fibre di carbonio (v. foto 1). Questo studio ha permesso di ottenere un utile confronto tra le risposte delle differenti strutture relativamente anche alle diverse condizioni di carico realizzate.

Nel seguente prospetto riassuntivo (tab. 1) sono indicate le caratteristiche di ciascuna lastra ed il tipo di sollecitazioni cui è stata sottoposta nel corso delle prove di carico previste dal programma sperimentale.

LASTRA	ARMATURA METALLICA	RINFORZO CON CFRP	SOLLECITAZIONE DI PROVA
1	NO	NO	Taglio puro
2	NO	SI	Taglio puro
3	NO	SI	Taglio puro
4	SI	SI	Combinata: Taglio+ Compressione
5	SI	SI	Combinata: Taglio+ Compressione
6	SI	SI	Taglio puro
7	SI	SI	Taglio puro
8	SI	NO	Taglio puro
9	SI	NO	Taglio puro

tab. 1

5.1 Preparazione e strumentazione delle lastre

Sono state confezionate n. 10 lastre rettangolari (di cui una si è rotta in fase di trasporto) di dimensioni 220x100 cm e spessore pari a 10 cm. Queste differiscono tra loro per la presenza o meno di rete di armatura e per la presenza o meno del rinforzo esterno in composito (v. foto 1) come risulta dalla precedente tab. 1. Nelle figg. 8 e 9 sono riportati gli schemi di armatura metallica delle lastre.

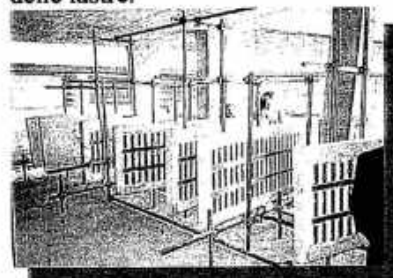


FOTO 1-Veduta di alcune lastre sottoposte a prova

Il calcestruzzo utilizzato è di classe $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$ e durante il getto sono stati preparati n. 20 provini cubici per determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo mediante prova a schiacciamento eseguita in laboratorio.

Tutte le lastre sono state lasciate maturare per 28 giorni prima dell'esecuzione delle prove.

Per la misura delle deformazioni locali nel calcestruzzo ogni struttura è stata strumentata con estensimetri

ohmici (strain-gages) disposti simmetricamente sulle due facce principali, come indicato in fig. 10. Le triplette di canali sono state posizionate in modo da trovarsi in corrispondenza delle ipotetiche direzioni di trazione e compressione previste nei modelli teorici di cui al cap. 3 (v. fig. 10 e foto 2).

Successivamente, come rappresentato in fig. 11, una parte di tali lastre è stata rinforzata

faccia, posizionati in modo da trovarsi sovrapposti a quelli disposti sul calcestruzzo lungo le ipotetiche direzioni di trazione.

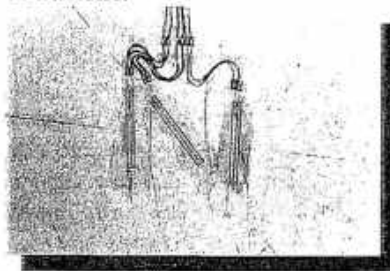


FOTO 2 - Particolare di tripletta estensimetrica posizionata su lastra non rinforzata

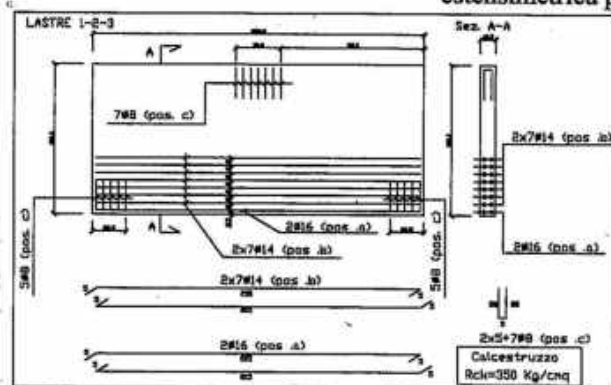


FIG. 8

esternamente con lamine in fibra di carbonio monodirezionali SIKA CARBODUR S512 di larghezza pari a 50 mm., spessore 1.2 mm., modulo elastico $E=1.650.000 \text{ Kg/cm}^2$ e resistenza ultima a trazione superiore ai 28000 Kg/cm^2 , disposte verticalmente sulle due facce della

appositamente progettato e costruito in modo da realizzare, su ciascuna lastra sottoposta a prova, le condizioni di carico e vincolari

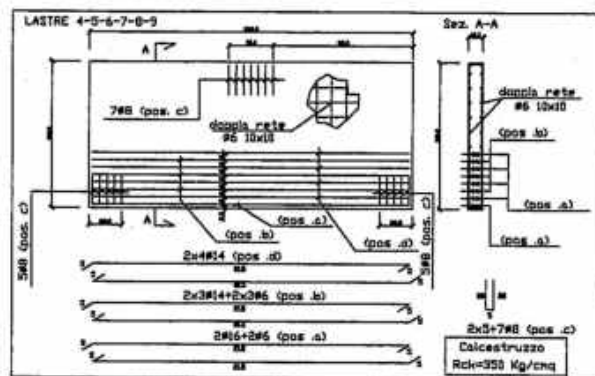


FIG. 9

struttura ad interasse di 10 cm e trasversalmente ad interasse di circa 30 cm. Queste sono state solidarizzate alla struttura mediante resina SIKADUR 30. I bordi inferiore e superiore delle lastre sono stati rivestiti con tessuto SIKAWRAP HEX 230-C incollato con resina SIKADUR 330L.

Per la misura delle deformazioni delle lamine in composito sono stati fissati n. 2 estensimetri su ciascuna

acciaio in cui viene di volta in volta inserita e fissata la lastra da provare. Lo stesso è inoltre dotato di n. 4 pistoni in orizzontale autocontrastati per l'applicazione del carico di compressione

trasversale e di un pistone verticale per l'applicazione del carico di taglio che si contrasta mediante tiranti ad un castello di profilati sovrastanti (v. foto 3). La strumentazione utilizzata per l'applicazione del carico è stata la seguente:

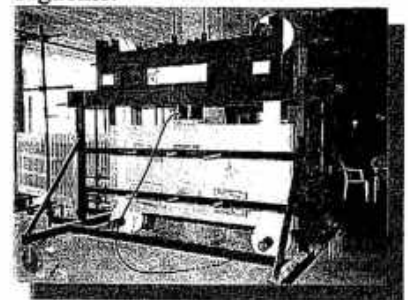


Foto 3 - Dispositivo di prova

5.2 Modalità esecutive delle prove

Il dispositivo utilizzato per eseguire le prove di carico è stato

- pompa elettro-oleodinamica e manometro 0-100 bar, contrassegnato con la sigla D.I.S.C.O. 0610 marcato e sigillato con il n°1163;

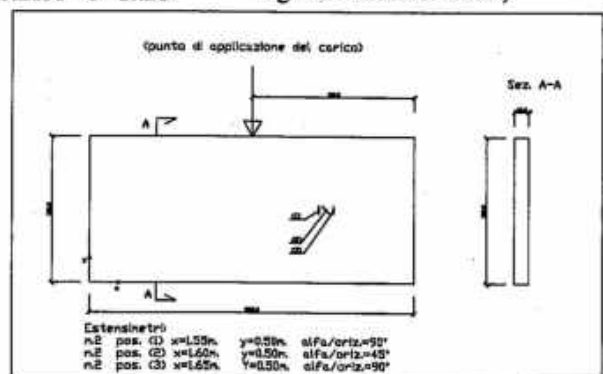


FIG. 10

previste negli schemi teorici di cui al cap. 4.

Il dispositivo, progettato per raggiungere un carico massimo di taglio di 150 tonnellate, è costituito da un massiccio telaio in

- pistone ENERPARC di sezione 366.4 cm^2 per applicazione del carico verticale di taglio;
- n.4 pistoni ENERPARC di sezione 133.3 cm^2 per applicazione del carico trasversale di compressione.

Le lastre sottoposte a sollecitazione di solo taglio sono state caricate in maniera incrementale con gradini di carico di

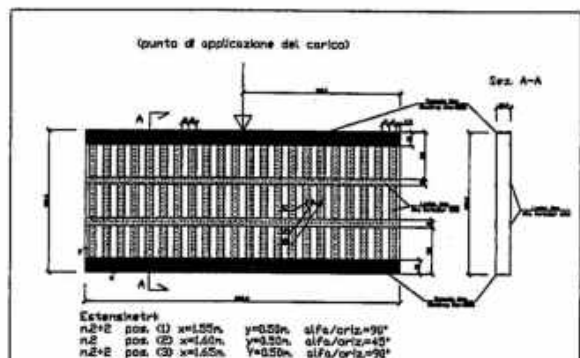


FIG. 11

10 o 20 tonnellate. Le lastre sottoposte a sollecitazione combinata taglio-compressione sono state preliminarmente caricate trasversalmente con il massimo carico di compressione pari a 70 Kg/cm^2 e successivamente sottoposte ad incrementi di taglio di 10 o 20 tonnellate.

Dopo ogni gradino di carico le deformazioni nel calcestruzzo e nelle fibre sono state rilevate mediante sistema di acquisizione manuale costituito da centralina digitale (Measurements Group, mod. P-3500, marca Vishay) collegata a ciascun estensimetro posto sulla struttura. Ciascuna misura è stata eseguita una prima volta all'atto dello stabilizzarsi del carico ed una seconda volta dopo aver mantenuto la struttura a carico costante per un certo tempo.

5.3 Risultati delle prove

I risultati di tutte le prove, per renderne più agevole la consultazione, sono stati raccolti in tabelle riassuntive distinte per tipologia di lastra e corredate da relativa documentazione fotografica.

Sulla base di questi risultati possono trarsi le considerazioni di seguito esposte.

Nel corso dei primi incrementi del carico di taglio per la totalità delle lastre provate la vicenda fessurativa è caratterizzata da lesioni più o meno accentuate che, originandosi in posizione centrale, si estendono con andamento tipicamente diagonale (incline di 45° rispetto alla verticale). Talvolta queste sono accompagnate da piccole lesioni ad andamento verticale al lembo inferiore del pannello.

Al crescere del carico di taglio il comportamento si differenzia sostanzialmente a seconda della diversa tipologia delle strutture:

- **LASTRA 1:** armata con ferri solo al lembo inferiore per evitare rottura per flessione ($2 \varnothing 16 + 7 \varnothing 14$ per lato) e priva di placcaggio è stata sollecitata solo a taglio.

Per valori del carico prossimi alle 50 tonnellate si è evidenziato uno

stato fessurativo con andamento diagonale che si è via via incrementato (e ad esso si sono aggiunte lesioni verticali al lembo inferiore) col carico fino al collasso della struttura avvenuto per taglio a 90 tonnellate. Le tracce dei piani di crisi hanno quindi tipico andamento inclinato a 45° e cioè perpendicolari alla massima tensione principale di trazione.

- **LASTRA 2= LASTRA 3:** armate con ferri solo al lembo inferiore ($2 \varnothing 16 + 7 \varnothing 14$ per lato), placcate con lamine in fibra di carbonio e sollecitate solo a taglio.

In entrambe le strutture, per valori del carico prossimi alle 60 tonnellate, si ha la comparsa di una leggera microfessurazione (che si incrementa di poco al crescere del carico) con andamento diagonale a 45° . La crisi della struttura (a 110-120 tonnellate) avviene per schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico. Quindi per i valori di carico raggiunti non si è attinta la capacità ultima di trazione delle fibre di carbonio ma si è comunque verificato il trasferimento, per aderenza, delle sollecitazioni dal calcestruzzo alle fibre. Infatti, nell'allegata tabella, per gli estensimetri posti sulle fibre (ch 7-8-9-10), si legge una inversione del segno delle deformazioni ($\mu\epsilon$) che per valori del carico intorno alle 60 tonnellate circa passano dalla compressione alla trazione.

- **LASTRA 4=LASTRA 5:** armate con ferri al lembo inferiore ($2 \varnothing 16 + 7 \varnothing 14$ per lato) e doppia rete $\varnothing 6$ 10×10 , placcate con lamine in fibra di carbonio e sollecitate a carichi combinati Taglio + Compressione.

In entrambe le strutture, per valori del carico prossimi alle 100 tonnellate, si ha la comparsa di una lievissima microfessurazione (che non si incrementa sensibilmente col carico) con andamento diagonale a 45° . La crisi della struttura (a 140-150 tonnellate) avviene per schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico. Si precisa che la piastra di ripartizione al di sotto del pistone è stata ingrandita (da $10 \times 20 \text{ cm}$ a $10 \times 30 \text{ cm}$) per avere una maggiore distribuzione del carico, per questo lo schiacciamento del calcestruzzo si è verificato a carichi maggiori rispetto a quelli rilevati precedentemente (Lastre 2

e 3). Anche in questo caso, per i valori di carico raggiunti, non si è attinta la capacità ultima di trazione delle fibre di carbonio ma si è comunque verificato il trasferimento, per aderenza, delle sollecitazioni dal calcestruzzo alle fibre.

- **LASTRA 6= LASTRA 7:** armate con ferri al lembo inferiore ($2 \varnothing 16 + 7 \varnothing 14$ per lato) e doppia rete $\varnothing 6$ 10×10 , placcate con lamine in fibra di carbonio e sollecitate solo a taglio. In entrambe le strutture, per valori del carico prossimi alle 60 tonnellate, si ha la comparsa di una leggera microfessurazione (che si incrementa di poco al crescere del carico) con andamento diagonale a 45° ; per valori del carico prossimi alle 100 tonnellate si ha un notevole incremento del quadro fessurativo con andamento diagonale a 45° . Per la Lastra 6 non si è avuta una vera e propria crisi in quanto, arrivati al massimo carico di taglio consentito dal dispositivo di prova (150 tonnellate), la struttura non presenta rotture in alcun punto, ma soltanto un diffusissimo quadro fessurativo.

Per la Lastra 7 la crisi avviene a 130 tonnellate per schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico. Quindi per i valori di carico raggiunti non si è attinta la capacità ultima di trazione delle fibre di carbonio ma si è comunque verificato il trasferimento, per aderenza, delle sollecitazioni dal calcestruzzo alle fibre.

- **LASTRA 8=LASTRA 9:** armate con ferri al lembo inferiore ($2 \varnothing 16 + 7 \varnothing 14$ per lato) e doppia rete $\varnothing 6$ 10×10 , prive di placcaggio e sollecitate solo a taglio.

In entrambe le strutture per valori del carico prossimi alle 50 tonnellate si è evidenziato uno stato fessurativo con andamento diagonale a 45° che si è via via incrementato (e ad esso si sono aggiunte lesioni verticali al lembo inferiore) col carico. Per la

Lastra 8 il collasso è avvenuto per taglio a 130 tonnellate (quindi per valori sensibilmente più elevati rispetto alle 90 tonnellate della Lastra 1 senza rete di armatura). Le

tracce dei piani di crisi hanno quindi tipico andamento inclinato a 45° e cioè perpendicolari alla massima tensione principale di trazione. Per la Lastra 9 la crisi avviene a 130 tonnellate per

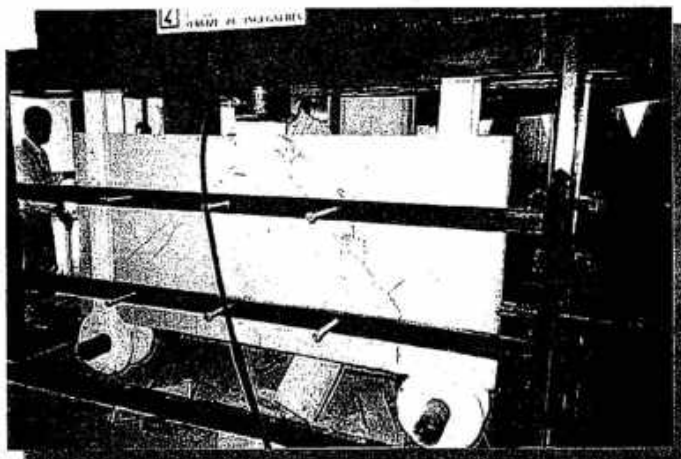
schacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico.

TABELLA RIEPILOGATIVA DEI RISULTATI

LAISTRA	TIPO DI ARMATURA	PLACCAGGIO	SOLLECITAZIONE DI PROVA	CARICO DI CRISI (tonnellate)	NOTE
1	Ferri solo al lembo inferiore	No	Taglio	90	Collasso per rottura lungo direzioni inclinate di 45° rispetto alla verticale.
2	Ferri solo al lembo inferiore	Si	Taglio	110	Schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico (piastra di ripartizione di dimensioni 10x20 cm).
3	Ferri solo al lembo inferiore	Si	Taglio	120	Schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico (piastra di ripartizione di dimensioni 10x20 cm).
4	Ferri al lembo inferiore+doppia rete	Si	Combinata: taglio+compressione	140	Schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico (piastra di ripartizione di dimensioni 10x30 cm).
5	Ferri al lembo inferiore+doppia rete	Si	Combinata: taglio+compressione	150	Schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico (piastra di ripartizione di dimensioni 10x30 cm).
6	Ferri al lembo inferiore+doppia rete	Si	Taglio	150	Non si sono avute rotture ma solo diffusa fessurazione.
7	Ferri al lembo inferiore+doppia rete	Si	Taglio	132	Schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico (piastra di ripartizione di dimensioni 10x30 cm).
8	Ferri al lembo inferiore+doppia rete	No	Taglio	131	Collasso per rottura lungo direzioni inclinate di 45° rispetto alla verticale.
9	Ferri al lembo inferiore+doppia rete	No	Taglio	130	Schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico (piastra di ripartizione di dimensioni 10x30 cm).

LASTRA 1

PROVA DI CARICO SU LASTRA IN CALCESTRUZZO																
Caratteristiche della lastra				Carico medio (kN)	Pressione (bar)	Tempo (min)		Deformazioni (mm)								
N° lastra	Tipologia armatura	Tipologia accoppiamento	Colore e spessore pittura			iniz.	fin.	Elastimetrici su calcestruzzo								
								ch.1	ch.2	ch.3	ch.4	ch.5	ch.6			
1	Fori di parete	Nessuno	Taglio	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
				10	28	5	5	-557	-840	-516	-300	-317	300			
				10	28	10	15	-534	-833	-508	-287	-312	600			
				21	58	2	18	-570	-879	-523	-286	-347	-130			
				21	58	10	28	-568	-873	-527	-282	-350	-193			
				31	84	5	33	-579	-907	-530	-289	-382	-203			
				31	84	20	53	-585	-915	-534	-290	-392	-205			
				42	114	5	58	-599	-943	-554	-307	-425	-207			
				42	114	15	73	-602	-952	-566	-317	-430	-211			
				48	130	5	78	-647	-1003	-559	-306	-427	-181			
				48	130	15	93	-773	-1010	f.a.	-322	-440	-180			
				55	150	5	98	-798	-1060	f.a.	-332	-618	56			
				55	150	15	113	-800	-1071	f.a.	-340	-650	864			
				61	166	5	118	-822	-1107	f.a.	-389	-839	982			
				61	166	15	133	-863	-1120	f.a.	-400	-880	1034			
				70	191	3	136	-905	-1294	f.a.	-600	-1082	1598			
				80	218	10	146	-991	-1426	f.a.	-617	-1082				
				90	245	2	148	-1005	-1474	f.a.	-629	-1082				
				0	0	5	153	-765	-960	f.a.	-309	-482				
								valori positivi = trazione								
				valori negativi = compressione												

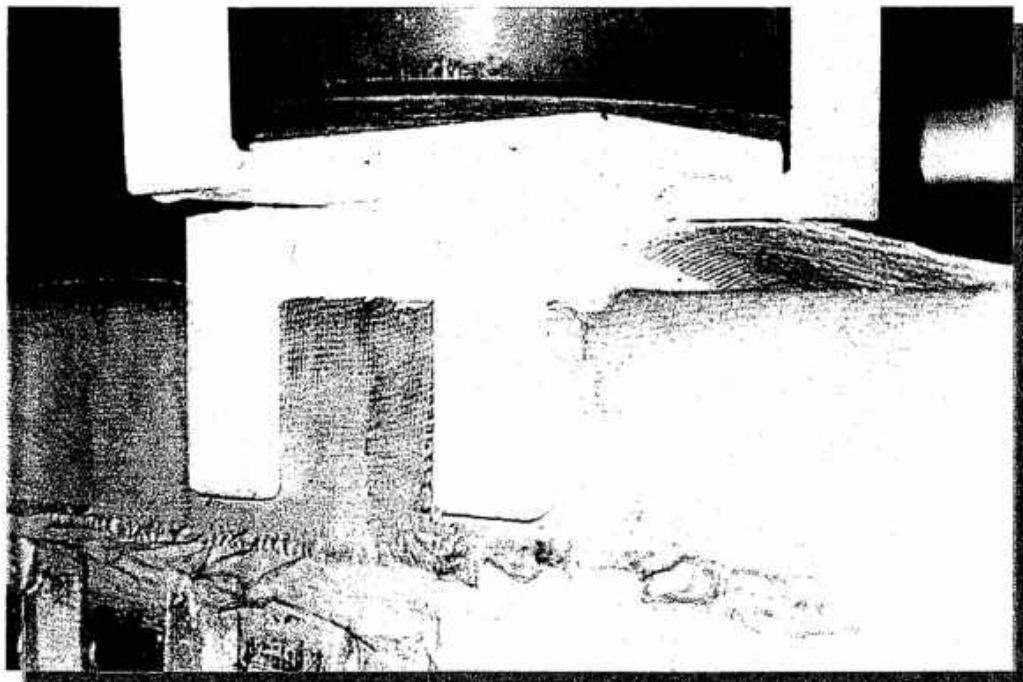


Lastra 1 : collasso per rottura lungo direzioni inclinate di 45° rispetto alla verticale. E' evidenziato il quadro fessurativo ad andamento inclinato e verticale



Lastra 1 : particolare della zona di frattura

LASTRA 2

[illegible]

Lastre 2 e 3: particolare della rottura per schiacciamento nella zona al di sotto del pistone di carico

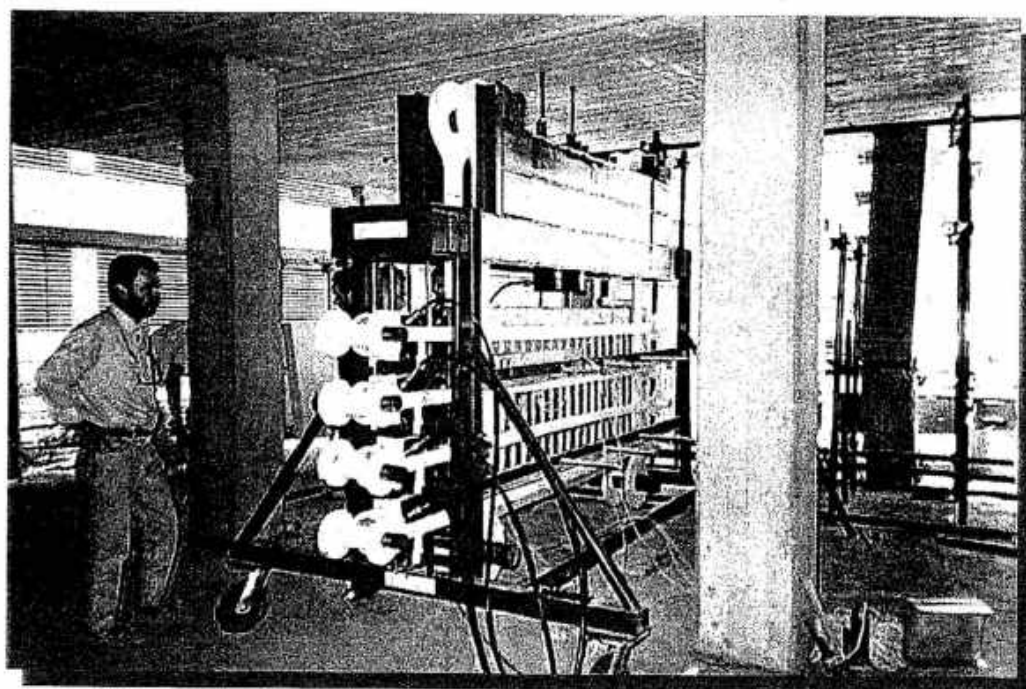
LASTRA 3

[illegible]

Lastrre 2 e 3: quadro fessurativo dopo la rottura per schiacciamento

LASTRA 4

PROVA DI CARICO SU LASTRA IN CALCESTRUZZO																			
Caratteristiche della lastra				Carico di compressione (kg/cm²)		Pressione (kg)		Tempo (min)		Deformazioni (µ)									
N. lastra	Tip. di armatura	Tip. di sovraccarico	Sollecitazione di prova	Carico di compressione (kg/cm²)	Carico di taglio (kg/cm²)	Pressione (kg)	Pressione (kg)	part.	tot.	Elongamenti nel calcestruzzo					Elongamenti nelle fibre				
										ch. 1	ch. 2	ch. 3	ch. 4	ch. 5	ch. 6	ch. 7	ch. 8	ch. 9	ch. 10
				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
				70	0	0	3	3	5797	-1883	896	1296	1884	1	23	29	-10	-8	
				70	22	61	5	8	5794	-1884	885	1296	1885	20	14	11	7	3	
				70	32	61	20	28	5781	-1948	890	1231	1901	77	74	67	61	54	
				70	40	109	3	33	5784	-1933	883	1122	1908	81	60	43	65	54	
				70	40	109	10	43	5719	-2082	849	1028	2032	58	26	22	42	33	
				70	60	164	3	48	5419	-2083	848	1026	2033	73	34	9	52	37	
				70	60	164	20	68	5725	-2413	1733	843	2034	80	41	13	37	43	
				70	80	218	3	73	5	5818	3123	662	4532	105	18	-16	63	51	
				70	80	218	10	83	14	-2627	3190	646	4644	100	9	-22	59	48	
				70	100	273	3	88	502	-2638	3629	630	4705	128	-4	125	131	452	- Comparsa di fessure microfermentazione (inclinato a 45°) su entrambi le facce della lastra.
				70	100	273	10	98	633	-2834	4190	432	6082	194	6	144	157	493	
				70	120	328	3	103	1122	-2877	4627	402	6351	304	109	339	404	787	
				70	120	328	15	118	1337	-3276	4923	216	6466	664	167	428	476	834	
				70	130	355	10	128	1667	-4113	5315	1171	5720	1212	283	541	599	941	
				70	140	382	3	131	1787	-982	413	3160	-290	1297	738	673	690	1082	- Crisi per schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pannello di carico.
				0	0	0	5	136	905	-133	765	1547	-153	1102	253	454	400	444	
				valori positivi = trazione															
				valori negativi = compressione															



Lastre 4 e 5: applicazione della sollecitazione combinata taglio + compressione

LASTRA 5

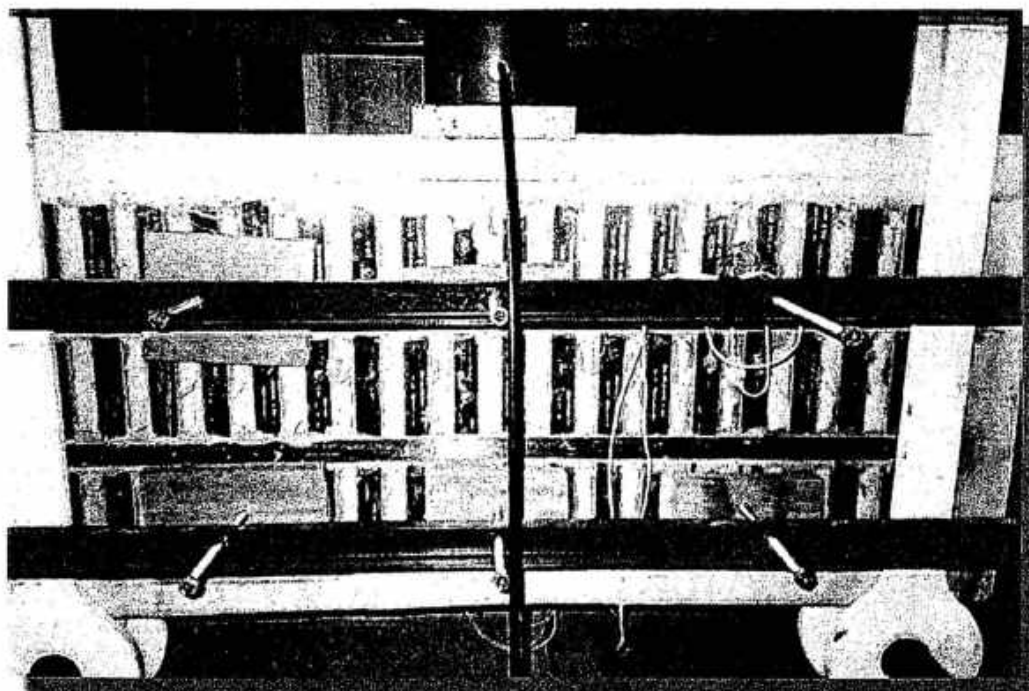
PROVA DI CARICO SU LASTRA IN ACCIAIO S 355																		
Geometria della prova				Carico (kN)	Spostamento (mm)	Elongazione (mm)	Stato di tensione (MPa)										Stato di deformazione (%)	
No.	Tipo di prova	Larghezza (mm)	Spessore (mm)				Puntata					Carica						Rimozione
							σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₄	σ ₅	σ ₆	σ ₇	σ ₈	σ ₉	σ ₁₀		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
70	0	0	3	3	5187	-786	975	-515	1573	8	49	66	6	8				
70	30	82	5	8	5184	-787	974	-515	1574	15	72	38	16	9				
70	30	82	10	18	5171	-851	979	-580	1594	15	55	36	17	9				
70	60	164	5	23	5174	-828	972	-679	1597	3	34	27	7	-2				
70	60	164	15	28	5169	-885	958	-783	1742	21	50	26	8	-2				
70	80	218	5	43	4809	-986	937	-785	1742	-9	48	30	6	33				
70	80	218	10	53	5115	-1318	1824	-968	1743	-26	59	33	8	47				
70	100	273	5	58	37	-1521	2612	-1149	4231	-34	60	288	57	247				
70	100	273	20	78	20	-1530	2679	-1165	4332	-63	56	361	175	246				
70	120	328	5	83	267	-1541	3718	-1181	4394	-119	137	643	309	737				
70	120	328	15	98	532	-1727	4479	-1378	5771	-137	355	684	581	791				
70	130	355	5	103	880	-1780	4716	-1409	6040	-162	414	757	709	903				
70	130	355	10	112	992	-1879	5014	-1555	6153	-170	497	778	757	926				
70	140	382	3	116	1351	-1038	2494	-640	5009	-187	225	848	872	1043				
70	140	382	15	131	1543	-929	-127	2406	-614	-184	613	890	959	1115				
70	145	396	5	136	1723	-958	-151	2666	-641	-188	686	940	1055	1206				
70	150	409	1	137	1942	-1001	-228	2825	-699	-212	710	1028	1105	1416				
70	0	0	5	142	820	-163	-176	1063	-86	-14	347	427	402	456				
0	0	0	3	145	616	-34	-35	835	-80	-30	216	246	299	322				
valori positivi = trazione																		
valori negativi = compressione																		
. Confronto di liveness microformazione (andamento a 45°) su entrambe le fasce della lastra.																		
. Crisi per schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico.																		



Lastre 4 e 5:quadro fessurativo dopo la rottura per schiacciamento

LASTRA 6

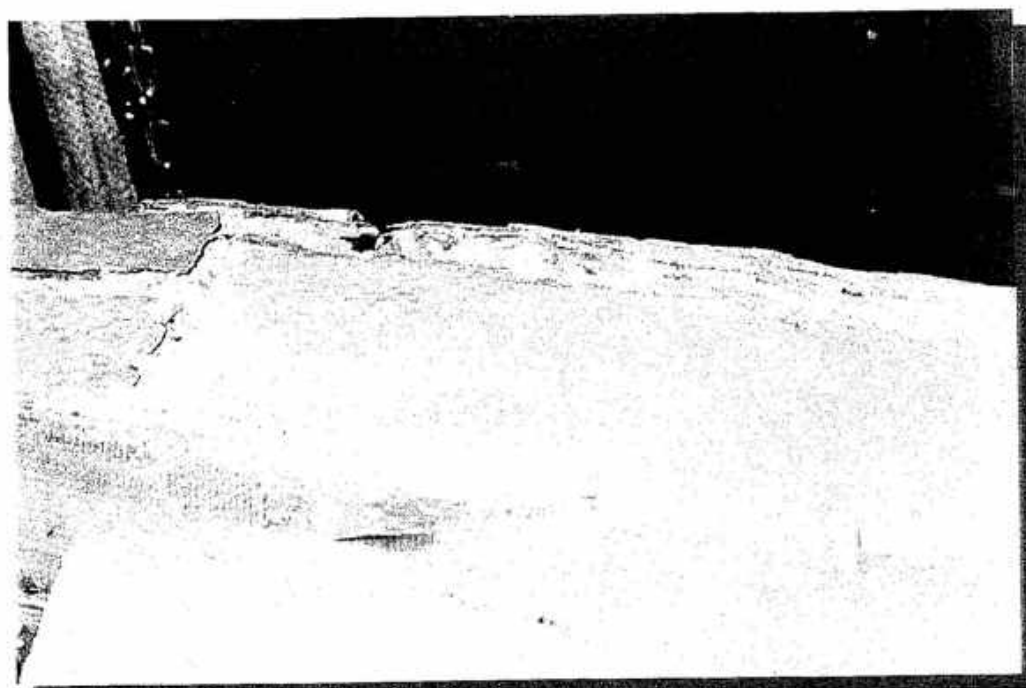
PROVA DI CARICO SU LASTRA IN CALCESTRUZZO																	
Caratteristiche della lastra				Deformazioni (µm)													
N° lastra	Sp. (cm)	Tip. di lancia	Quadrante	Carico (ton)	Deformazione (µm)	Deformazioni sul calcestruzzo					Deformazioni sul ferro			Deformazioni sul ferro			
						ch. 1	ch. 2	ch. 3	ch. 4	ch. 5	ch. 6	ch. 7	ch. 8	ch. 9	ch. 10	ch. 11	ch. 12
6	Fess. di parete doppia rete	Nastro in fibre di carbonio (Sika Carbonite SS13) di larghezza 5 cm, posti ad intervallo di 5 cm.	Taglio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
				20	55	5	5	390	-1000	-687	-420	-615	1371	-11	-15	-3	-2
				20	55	10	15	388	-1003	-688	-421	-615	1372	-10	-15	-3	-2
				40	109	5	20	376	-1016	-732	-416	-680	1392	-21	-29	-14	-7
				40	109	20	40	376	-1013	-739	-423	-779	1395	-6	-14	1	7
				60	164	5	45	184	-1078	-886	-437	-883	1540	212	44	248	146
				60	164	15	60	181	-1378	-887	-458	-885	1540	254	68	300	168
				80	218	5	65	163	-1072	-1219	-429	-1068	1541	456	324	437	435
				80	218	15	80	85	-949	-1422	-2217	-1249	4019	476	354	455	463
				100	273	5	85	88	-1164	-1431	2284	-1265	4131	642	589	620	703
				100	273	15	98	25	-1323	-1442	2332	-1281	4192	668	714	658	800
				130	360	5	103	11	-1327	-1638	2684	-1478	3569	940	1047	999	1173
				130	360	10	113	11	-2310	-1681	3321	-1509	3838	974	1083	1044	1203
				150	409	2	115	-6	-2617	-1780	2619	-1655	3953	1152	1219	1316	1470
				0	0	3	118	179	-695	-939	2009	-740	4807	328	320	366	363
				valori positivi = trazione													
				valori negativi = compressione													



Lastra 6: non ha avuto rottura. Quadro fessurativo al massimo carico raggiunto (150 tonn.)

LASTRA 7

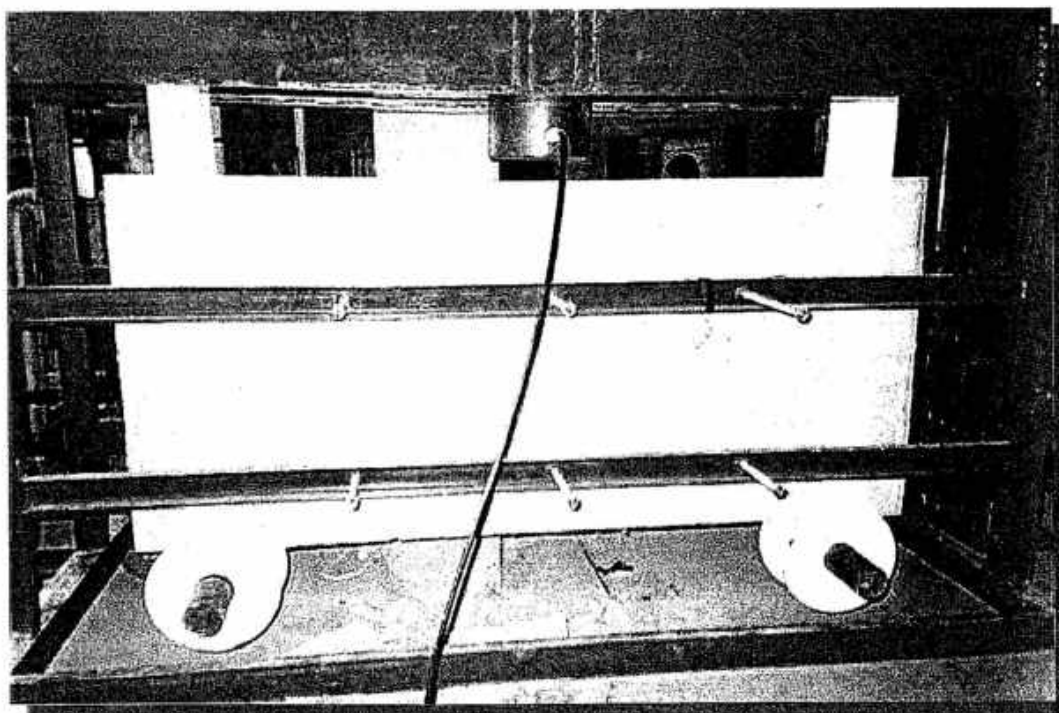
PROVA DI CARICO SU LASTRA IN CALCESTRUZZO																			
Caratteristiche della lastra				Carico di taglio (ton)	Pressione (bar)	Tempo (min)		Deformazioni (µm)										Note	
N. lastra	Tipo di armatura	Tipo di protezione	Sobrietazione di prova			parz.	tot.	Rilevamento sul calcestruzzo					Estirpamento dalle fibre						
								ch 1	ch 2	ch 3	ch 4	ch 5	ch 6	ch 7	ch 8	ch 9	ch 10		
7	Fanti di parete doppia rete	Nastri in fibre di carbonio (SILCA CARBODUR 5512) di lunghezza 5 cm, posti ad intervallo di 5 cm.	Taglio	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
				20	55	3	3	-5	-604	-989	78	2989	373	1	-9	-14	-10		
				20	55	10	13	-7	-697	-990	77	2989	374	1	-9	-14	-12		
				40	109	3	16	-19	-630	-1054	82	2924	394	5	-11	-27	-31		
				40	109	15	11	-19	-617	-1041	75	2825	397	7	-20	-37	-31		
				60	164	3	35	-211	-682	-1188	41	2721	542	53	116	30	151	- Comparsa di leggera microfessurazione (andamento a 45°) su entrambe le facce della lastra.	
				60	164	15	51	-214	-282	-1189	40	2719	542	88	137	62	174		
				80	218	3	56	-232	-676	-1521	927	2536	543	460	486	419	553		
				80	218	20	76	-310	-517	-1724	2715	2355	3021	466	401	428	554		
				100	273	3	79	-307	-728	-1733	2702	2339	3133	684	669	633	721	- Incremento del quadro fessurativo.	
				100	273	15	94	-370	-757	-1744	2821	2323	3194	690	680	626	722		
				120	328	3	99	-384	-1119	-1940	3582	2126	4571	893	867	783	963		
				120	328	10	109	-394	-1209	-1983	3819	2091	4840	923	903	800	927		
				132	360	2	111	-401	-1480	-2082	4117	1949	4935	1101	1384	905	1455	- Crisi per schiacciamento locale del calcestruzzo nella zona sottostante il pistone di carico.	
				0	0	3	114	-116	-415	-1241	2507	2864	3809	223	360	294	388		
				valori positivi = trazione															
				valori negativi = compressione															



Lastra 7: particolare della rottura per schiacciamento nella zona al di sotto del pistone di carico

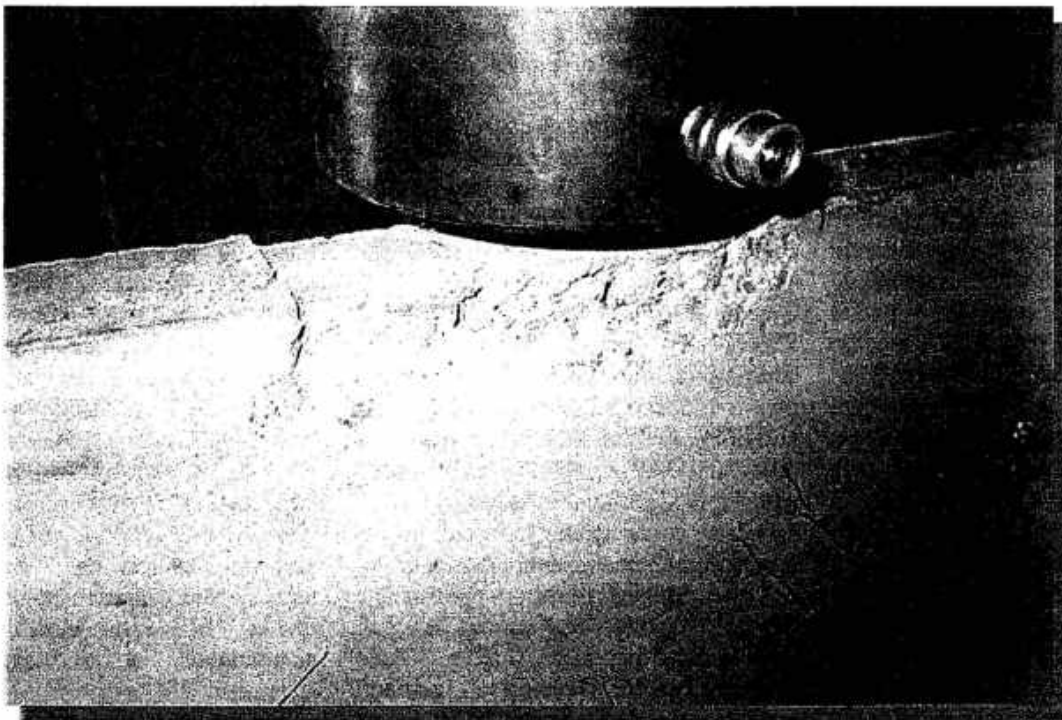
LASTRA 8

PROVA DI CARICO SU LASTRA IN CALCESTRUZZO																
Caratteristiche della lastra				Carico di taglio (tonn)	Pressione (bar)	Tempo (min)		Deformazioni (µs)						Note		
N. lastra	Tipo di armatura	Tipo di paccaggio	Sollecitazione di prova			parz.	tot.	Esterosimetri su calcestruzzo								
								ch.1	ch.2	ch.3	ch.4	ch.5	ch.6			
Fendi di parete + doppia rete	Nessuno	Taglio	C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
				10	28	5	5	2094	1695	-290	74	1286	-1029			
				10	28	10	15	2092	1692	-291	73	1286	-1028			
				20	55	5	20	2080	1679	-355	78	1221	-1008			
				20	55	10	30	2080	1682	-342	71	1122	-1005			
				30	82	5	35	1888	1617	-489	37	1018	-860			
				30	82	15	50	1883	1317	-490	36	1016	-860			
				40	109	5	55	1867	1623	-822	923	833	-859			
				40	109	15	70	1789	954	-1025	2711	652	1619			
				50	136	5	75	1792	941	-1034	2778	636	1731	- Nascita di evidente fessurazione da taglio (andamento a 45°) su entrambe le facce della lastra.		
				50	136	15	90	1729	894	-1045	2817	620	1792			
				60	164	5	95	1715	887	-1241	3578	423	3169			
				60	164	15	110	f.a.	832	-1284	3815	392	3438	- Incremento del quadro fessurativo da taglio e comparsa di prima fessurazione da flessione (andamento verticale) al lembo inferiore.		
				70	191	5	115	f.a.	832	-1383	4113	246	3553			
				70	191	15	130	f.a.	730	-542	2503	1161	2407			
				80	218	5	133	f.a.	709	-389	1916	-578	-44			
				80	218	10	143	f.a.	640	-331	2111	-638	-40			
				90	246	5	148	f.a.	592	-336	2053	-832	-33			
				90	246	15	163	f.a.	424	-363	1832	-833	-27			
				100	273	5	168	f.a.	395	-383	1837	-919	-80			
				100	273	10	178	f.a.	374	-423	1818	-977	-83			
				110	300	5	181	f.a.	327	-454	1812	-1086	-94			
				110	300	10	191	f.a.	227	-487	1815	-1101	-90			
				120	328	5	196	f.a.	197	-480	1801	-1222	-83			
				120	328	10	206	f.a.	111	-504	1797	-1260	-72			
				132	360	5	211	f.a.	111	-504	1797	-1260	-72			
				132	360	5	216	f.a.	-69	-539	1927	-1600	71	Collasso della lastra per rottura lungo la direzione di fessurazione (a 45°).		
0	0	5	219	f.a.	853	-177	913	-299	97							
				valori positivi = trazione												
				valori negativi = compressione												



Lastra 8: collasso per rottura lungo direzioni inclinate di 45° rispetto alla verticale. E' evidenziato il quadro fessurativo ad andamento inclinato e verticale

LASTRA 9

[illegible]

Lastra 9: particolare della rottura per schiacciamento nella zona al di sotto del pistone di carico

6. Analisi ed elaborazione dei risultati

Dall'analisi dei risultati sperimentali riportati nelle tabelle di cui al cap. 5, con riferimento alle deformazioni misurate nelle lamine di composito (estensimetri nn. 7-8-9-10), si evince chiaramente che:

- 1) nelle lastre nn. 2,3,6 e 7 e cioè in quelle sottoposte a sollecitazioni di solo taglio, le deformazioni nelle lamine risultano negative (compressione) fino alla comparsa della prima microfessurazione superficiale del calcestruzzo per poi invertire il loro segno (trazione), incrementandosi proporzionalmente, con l'aumentare della sollecitazione tagliante;
- 2) nelle lastre nn. 4 e 5 e cioè in quelle sottoposte a sollecitazioni combinate di taglio e compressione, le deformazioni nelle lamine (tranne qualche valore singolare) risultano sempre positive (trazione) ma il loro incremento è molto più veloce, all'aumentare della sollecitazione tagliante, dopo la comparsa della prima microfessurazione del calcestruzzo.

Quanto detto significa che, al raggiungimento delle tensioni principali di trazione nel calcestruzzo pari a quella di rottura (microfessurazione), si è innescata la scomposizione delle risultanti di taglio o trazione come descritta teoricamente nel cap. 3 e quindi le lamine di composito hanno cominciato a funzionare come "armature resistenti a taglio" (v. cap. 3) il che denota la bontà del loro comportamento per lo scopo prefissato in questa ricerca.

Quanto è avvenuto prima della microfessurazione del calcestruzzo è facilmente spiegabile perché le dimensioni delle basi di appoggio dei carichi (piston) e dei contrasti (bielle) del dispositivo di prova, non essendo puntuali, inducono, nel caso di sollecitazioni di solo taglio, leggere compressioni verticali parassite e, nel caso di sollecitazioni combinate di taglio e compressione, leggere trazioni verticali parassite.

A questo punto, e cioè stabilito che, almeno qualitativamente, le lamine di CFRP hanno funzionato come armature a taglio secondo quanto descritto teoricamente nel cap. 3, è importante ora passare a valutazioni quantitative confrontando i risultati teorici e numerici (v. capp. 3 e 4) con quelli sperimentali (v. cap. 5) ed i risultati sperimentali tra loro.

Il confronto tra i risultati teorici e numerici con quelli sperimentali è riportato in una serie di diagrammi e precisamente - per ogni lastra rinforzata con lamine di composito (lastre nn. 2,3,4,5,6 e 7) e per ogni coppia di estensimetri (estensimetri nn. 7-9 e 8-10) -:

- un diagramma su cui sono tracciate due curve entrambe con in ascissa i carichi taglianti applicati ed in ordinata rispettivamente le tensioni teoriche (v. capp. 3 e 4) e le tensioni misurate (ottenute moltiplicando le deformazioni per il modulo di elasticità delle lamine di CFRP - v. cap. 5) di trazione nelle lamine (figg. 12-23);
- un diagramma con in ascissa i carichi taglianti applicati ed in ordinata i rapporti tra le suddette tensioni e cioè tra quelle misurate e quelle teoriche di trazione nelle lamine (figg. 24-35).

E' importante premettere che le tensioni teoriche di cui ai diagrammi appena descritti (figg. 12-35) sono quelle calcolate con la Teoria B di cui al cap. 3. Questo perché è risultato che le tensioni misurate sono sempre inferiori a quelle teoriche ma molto più prossime a quelle calcolate con la Teoria B che non a quelle calcolate con la Teoria A. Quanto detto potrebbe significare che la Teoria B meglio schematizza il comportamento reale delle lastre ma questa affermazione gli scriventi potranno confermarla solo con un successivo proseguimento della campagna sperimentale. Infatti potrebbe accadere, come appare intuitivo, che la teoria A, schematizzando "meccanismi più macroscopici" di rottura per trazione del calcestruzzo, sia valida per una disposizione meno diffusa delle armature a taglio (elementi più resistenti ad interassi maggiori) mentre la Teoria B, al contrario, sia applicabile per una notevole diffusione delle armature a taglio (elementi meno resistenti ad interassi minori) come nei casi presi in esame. Occorrerà quindi procedere ad

ulteriori sperimentazioni su lastre con minore diffusione delle armature a taglio per verificare se è vero quanto intuito o se è possibile confermare la validità generale della Teoria B.

Stabilita la validità della Teoria B, almeno per i casi presi in esame (notevole diffusione delle armature a taglio), passando ora all'esame dei diagrammi di figg. 12-35, si nota, come già accennato precedentemente, che le tensioni misurate sono sempre inferiori a quelle teoriche ma che il loro rapporto (diagrammi di figg. 24-35) tende all'unità con l'incrementarsi delle sollecitazioni taglianti (tranne un comportamento anomalo della lastra n.3 per sollecitazioni taglianti superiori alle 100 t.). Questo si spiega perché la microfessurazione del calcestruzzo inizia sulle superfici delle lastre per poi procedere verso l'interno lasciando una parte centrale di calcestruzzo integro e cioè ancora capace di resistere a trazione che però si riduce sempre di più all'aumentare del carico tagliante. Il caso limite di microfessurazione del calcestruzzo in tutto lo spessore delle lastre comporta, quindi, una tensione misurata pari a quella teorica. E' quindi possibile concludere che, nel caso di notevole diffusione delle armature a taglio, per il loro dimensionamento, è senz'altro valida l'applicazione della Teoria B basandosi su valori dello stato tensionale nel calcestruzzo calcolati nelle ipotesi di elasticità lineare, piccoli spostamenti e materiale omogeneo ed isotropo come normalmente effettuato dai progettisti. Nel caso invece di minore diffusione delle armature a taglio, non possedendo allo stato sufficienti dati sperimentali, si consiglia il loro dimensionamento applicando la Teoria A che, comportando valori maggiori ed essendo derivata da una teoria ampiamente sperimentata come quella di Ritter-Morsh, opera sicuramente a vantaggio di sicurezza.

Effettuato il confronto tra i risultati sperimentali e quelli teorici e numerici si passa ora a confrontare i risultati sperimentali tra loro effettuando anche un raffronto con corrispondenti valori teorici e

numerici, di cui si dirà nel seguito, calcolati applicando sempre la Teoria B di cui al cap. 3. All'uopo sono stati tracciati due serie di diagrammi e precisamente:

- una prima serie con in ascissa i carichi taglienti applicati ed in ordinata i rapporti tra le tensioni nelle lamine poste sulle lastre armate anche con tondi di acciaio (lastre nn. 6 e 7) e le tensioni nelle lamine poste sulle lastre senza aggiunta di armatura metallica (lastre nn. 2 e 3);
- una seconda serie con in ascissa i carichi taglienti applicati ed in ordinata i rapporti tra le tensioni nelle lamine poste sulle lastre sollecitate a taglio e compressione (lastre nn. 4 e 5) e le tensioni nelle lamine poste sulle lastre sollecitate solo a taglio (lastre nn. 6 e 7).

La prima serie è costituita da n. 4 diagrammi (uno per ogni confronto tra i valori misurati e precisamente: lastra 6/lastra 2 in fig. 36 - lastra 6/lastra 3 in fig. 37 - lastra 7/lastra 2 in fig. 38 - lastra 7/lastra 3 in fig. 39) di cui ogni diagramma riporta n. 3 curve (una per i rapporti tra le tensioni nelle lamine misurate come media agli estensimetri 7 e 9, un'altra per gli stessi rapporti agli estensimetri 8 e 10 e l'ultima sempre per gli stessi rapporti calcolati teoricamente).

Anche la seconda serie è costituita da n. 4 diagrammi (uno per ogni confronto tra i valori misurati e precisamente: lastra 4/lastra 6 in fig. 40 - lastra 4/lastra 7 in fig. 41 - lastra 5/lastra 6 in fig. 42 - lastra 5/lastra 7 in fig. 43) di cui ogni diagramma riporta n. 3 curve (una per i rapporti tra le tensioni nelle lamine misurate come

media agli estensimetri 7 e 9, un'altra per gli stessi rapporti agli estensimetri 8 e 10 e l'ultima sempre per gli stessi rapporti calcolati teoricamente).

Dall'analisi della prima serie di diagrammi risulta che:

- 1) i rapporti tra le tensioni nelle lamine su lastre armate anche con tondi di acciaio e le corrispondenti su lastre senza armatura metallica, sono sempre minori dell'unità e questo, logicamente, per il contributo aggiuntivo dei ferri all'assorbimento delle tensioni principali di trazione;
- 2) gli stessi rapporti tra le tensioni misurate sono sempre maggiori dei corrispondenti tra le tensioni teoriche per valori bassi del carico tagliente (tranne un caso anomalo in fig. 36 estensimetri 8-10) per poi diminuire e raggiungere un minimo per carico tagliente pari a 100 t. e, successivamente, ricrescere all'aumentare del carico.

L'andamento delle curve descritto al precedente punto 2 è dovuto, per valori del carico tagliente inferiori alle 100 t., a quanto già descritto precedentemente e cioè che la microfessurazione del calcestruzzo inizia sulle superfici delle lastre - interessando quindi più le lamine (che quindi assorbono maggiore aliquota di sforzo di trazione) e meno il ferro - facendo cioè diminuire il rapporto tra le tensioni in esame con tendenza verso i valori teorici. Al valore del carico tagliente pari a 100 t., come risulta dalle tabelle riportate nel cap. 5 per le lastre nn. 6 e 7, si è manifestato, per queste ultime, un notevole incremento del quadro fessurativo sicuramente accompagnato da un cedimento delle armature metalliche per cui, per carichi taglienti superiori a 100 t., il rapporto tra le tensioni in esame tende nuovamente ad aumentare dopo aver superato un minimo e cioè le lamine tendono nuovamente ad assorbire maggior sforzo di trazione rispetto alle barre di acciaio.

Quanto detto finora significa che le lamine di CFRP hanno un comportamento come armature a taglio almeno pari (se non addirittura migliore) a quello delle barre di acciaio il cui funzionamento è stato già ampiamente sperimentato.

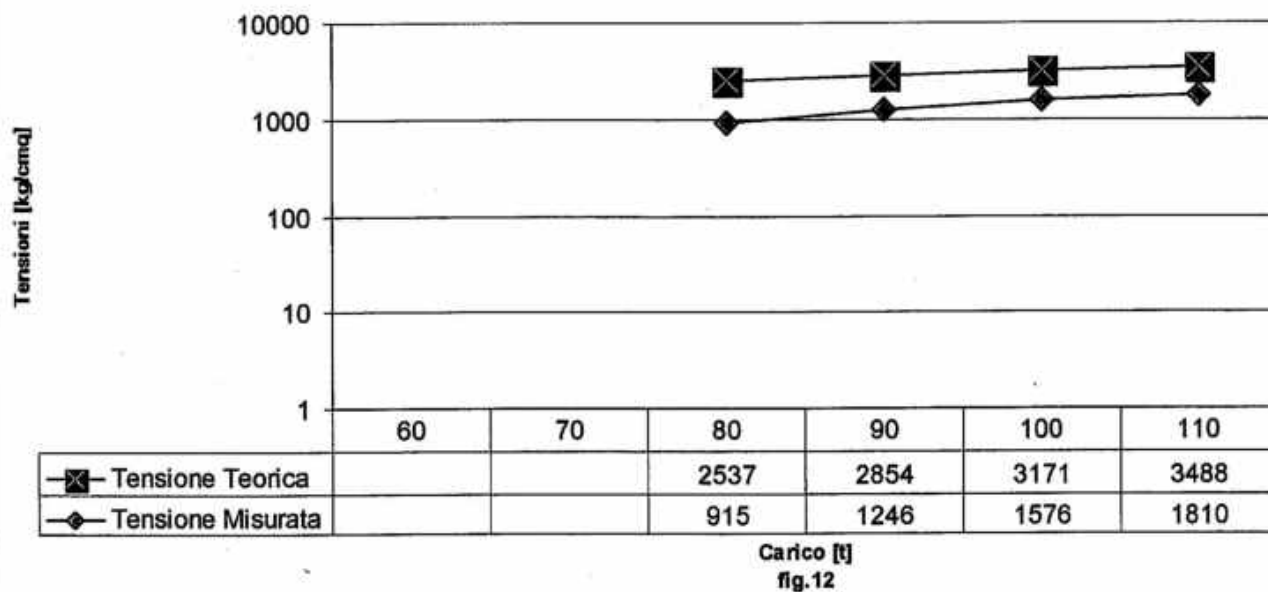
Dall'analisi della seconda serie di diagrammi risulta invece che:

- 1) i rapporti tra le tensioni nelle lamine su lastre sottoposte a sollecitazioni combinate di compressione e taglio e le corrispondenti su lastre sottoposte a sollecitazioni di solo taglio, sono sempre minori dell'unità e questo, logicamente, per il contributo benefico dato dalla compressione nella riduzione delle tensioni principali di trazione (v. cap. 3);
- 2) gli stessi rapporti tra le tensioni misurate sono sempre inferiori a quelli tra le tensioni teoriche e tendono a questi ultimi all'aumentare del carico tagliente.

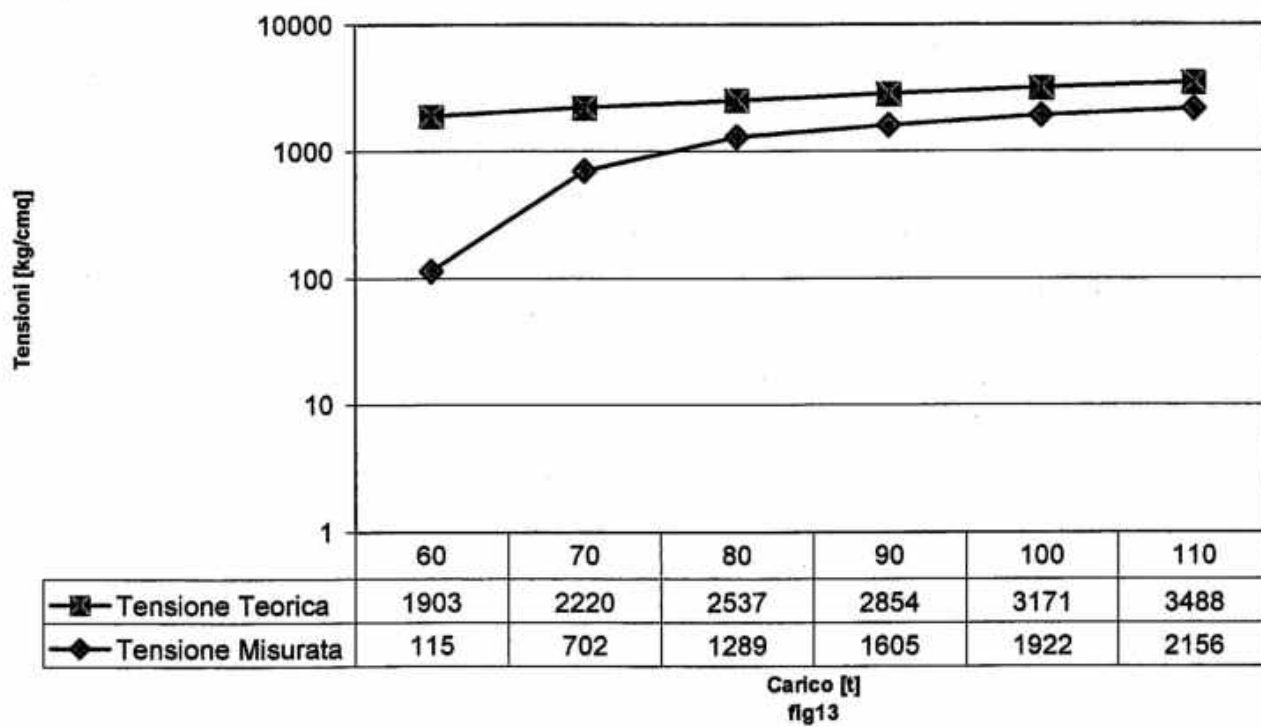
Quest'ultima considerazione è dovuta sempre al fatto che la microfessurazione del calcestruzzo inizia sulle superfici delle lastre per poi proseguire verso l'interno e questo fenomeno è, logicamente, più lento in presenza di compressione orizzontale.

Da tutto quanto detto fin'ora è possibile trarre come conclusioni la bontà del funzionamento delle lamine di CFRP come armature a taglio di pareti in calcestruzzo armato e la possibilità del loro dimensionamento con le teorie di cui al cap. 3 basandosi su calcoli dello stato tensionale del calcestruzzo armato nelle ipotesi di elasticità lineare, piccoli spostamenti e materiale omogeneo ed isotropo.

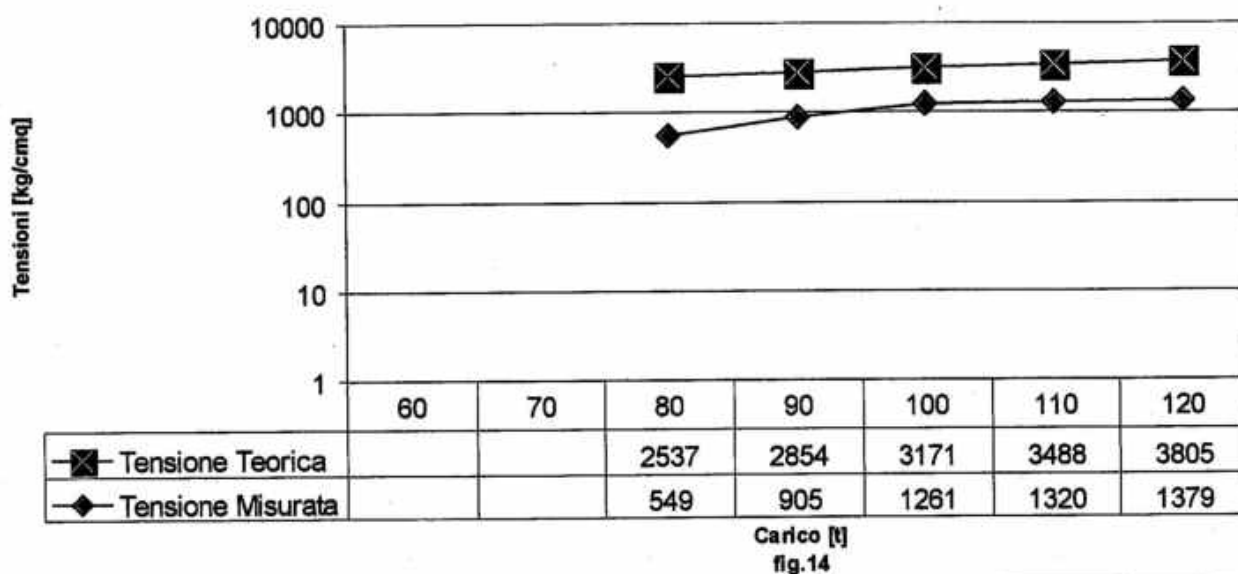
Lastra 2 (est. 7-9)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



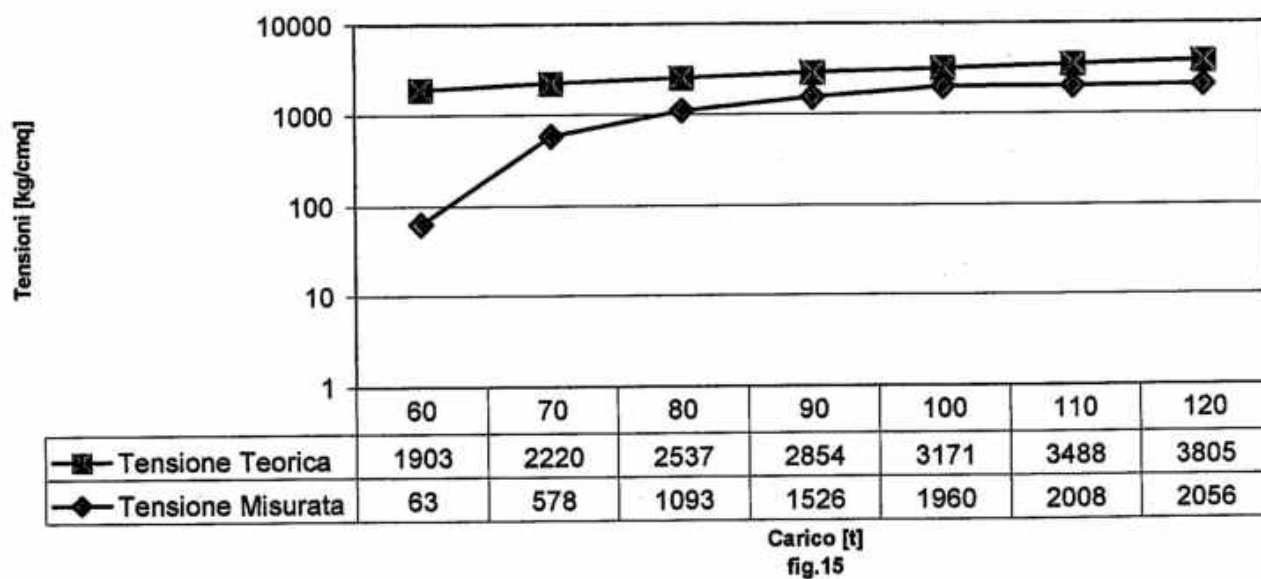
Lastra 2 (est. 8-10)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



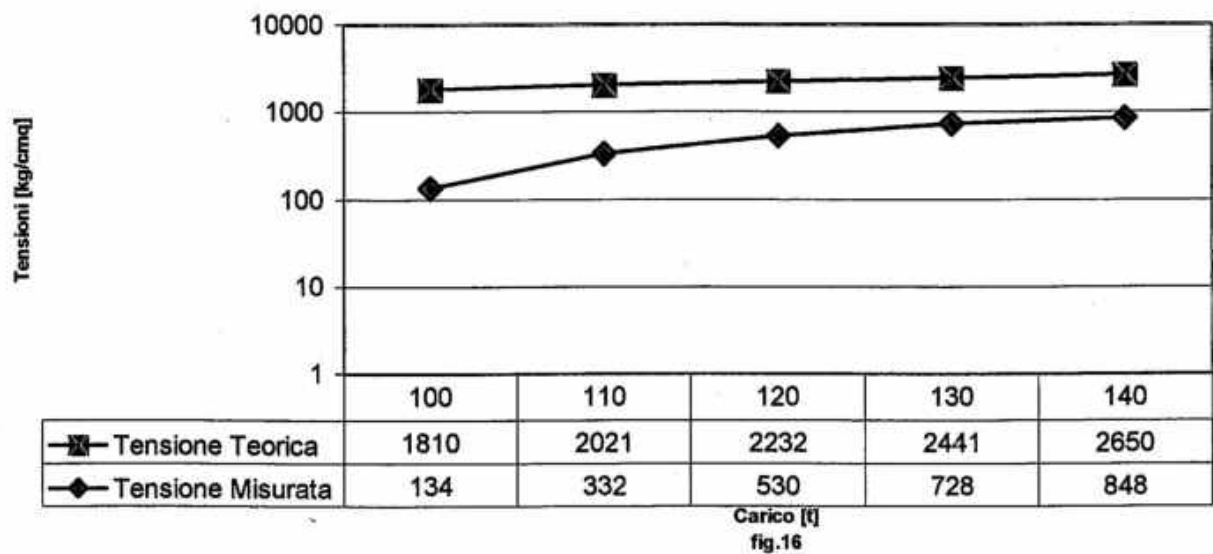
Lastra 3 (est 7-9)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



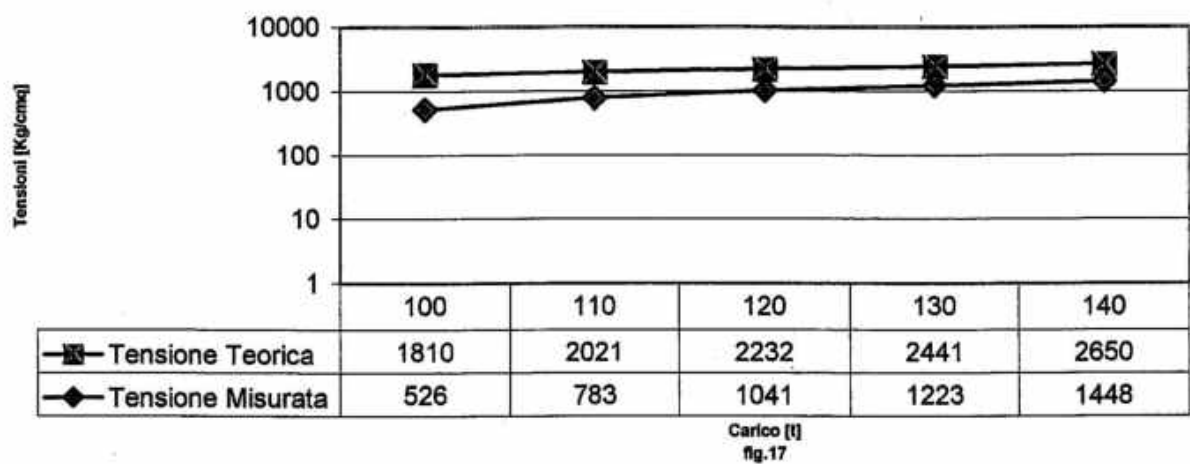
Lastra 3 (est. 8-10)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



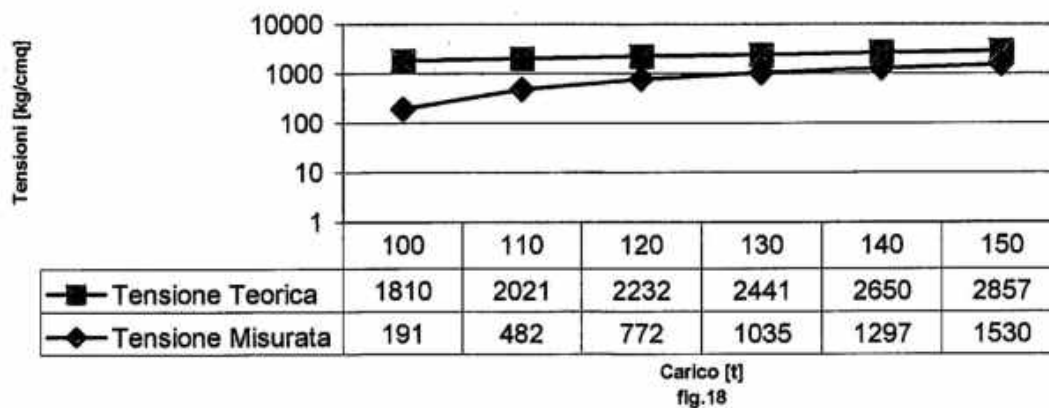
Lastra 4 (est. 7-9)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



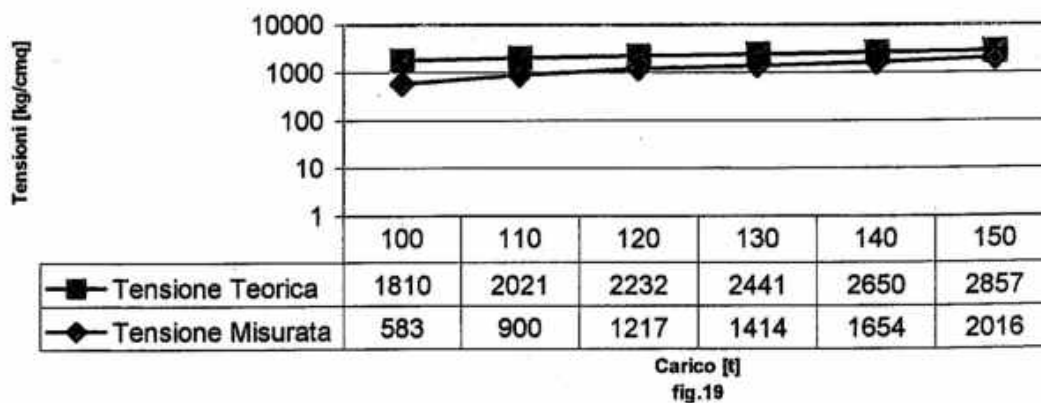
Lastra 4 (est. 8-10)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



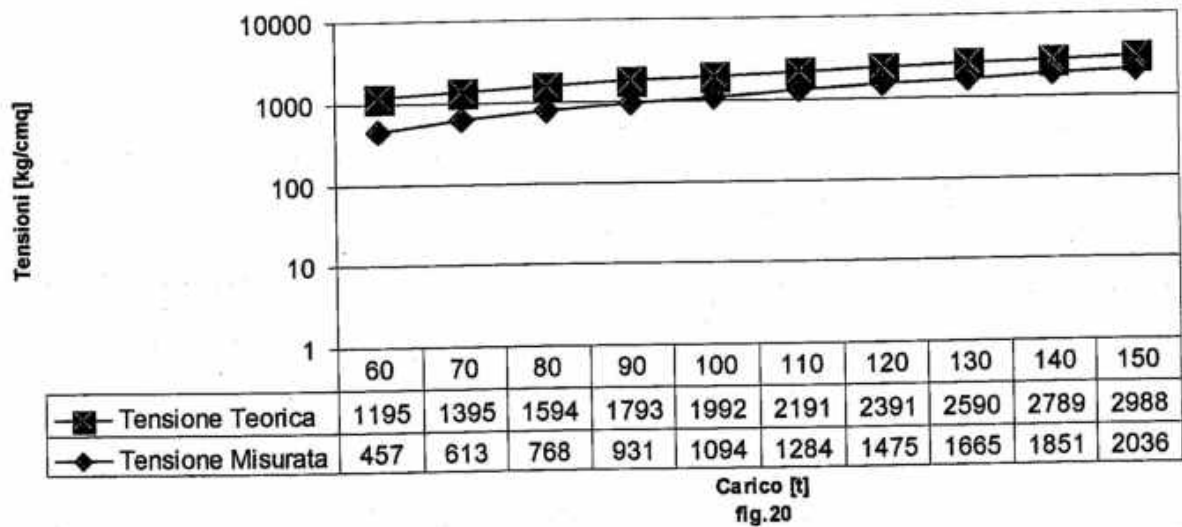
Lastra 5 (est. 7-9)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



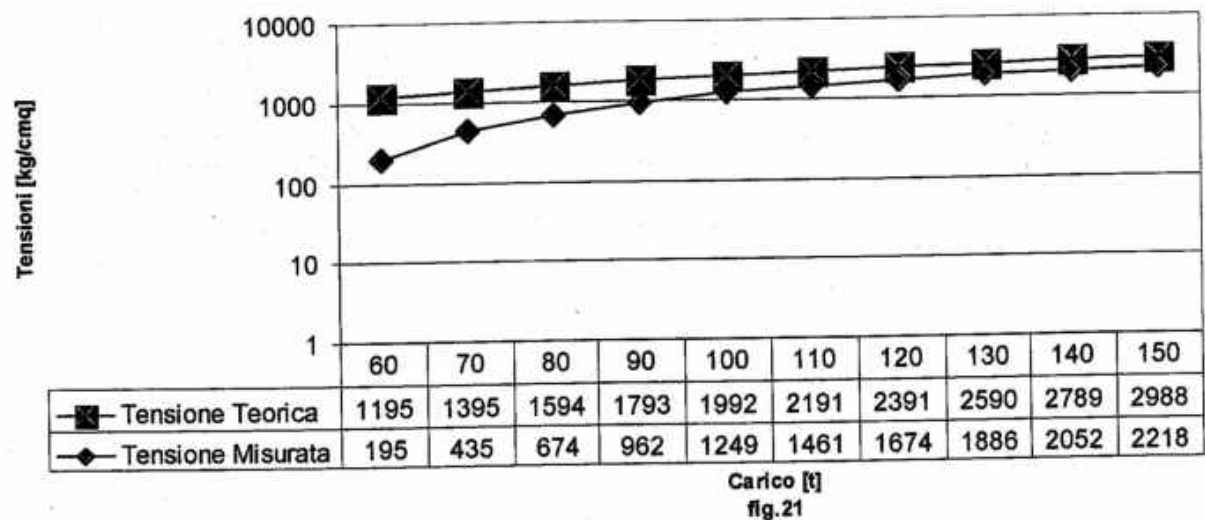
Lastra 5 (est. 8-10)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



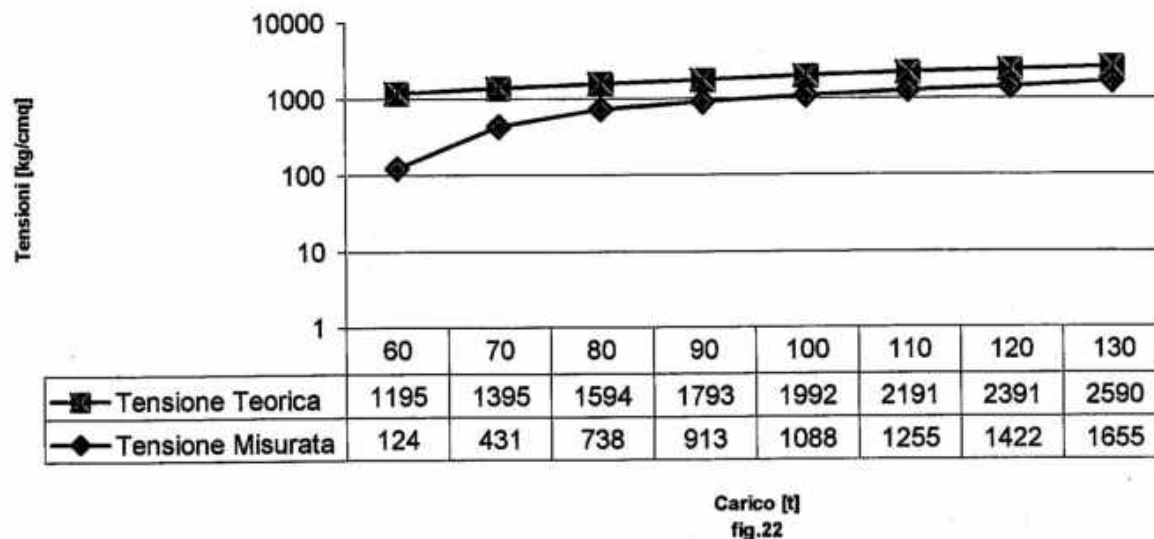
Lastra 6 (est. 7-9)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica



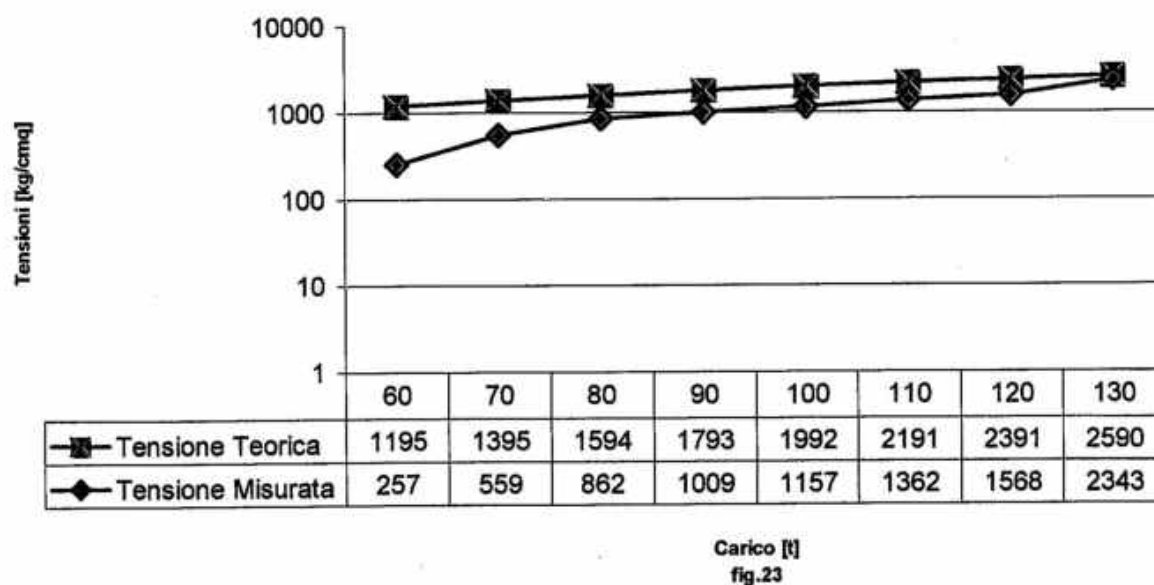
Lastra 6 (est. 8-10)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica

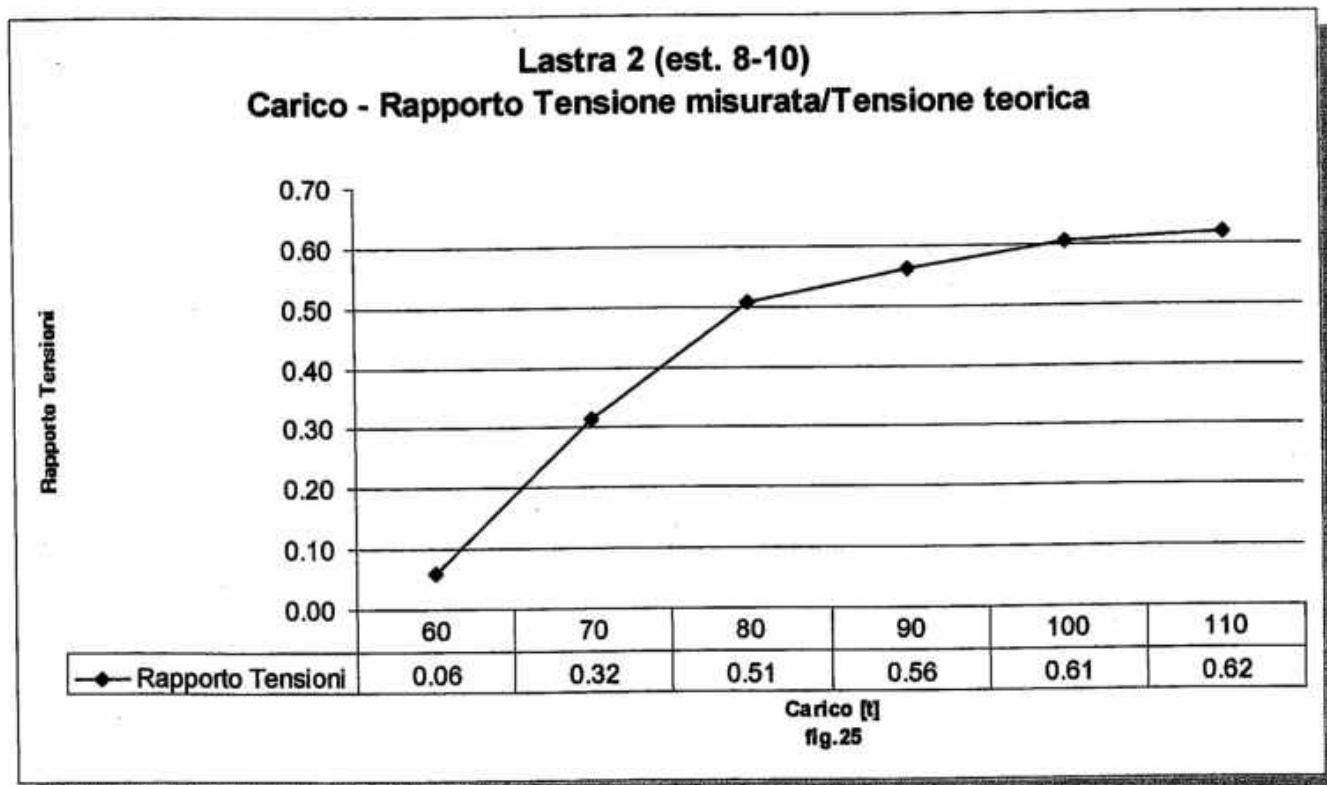
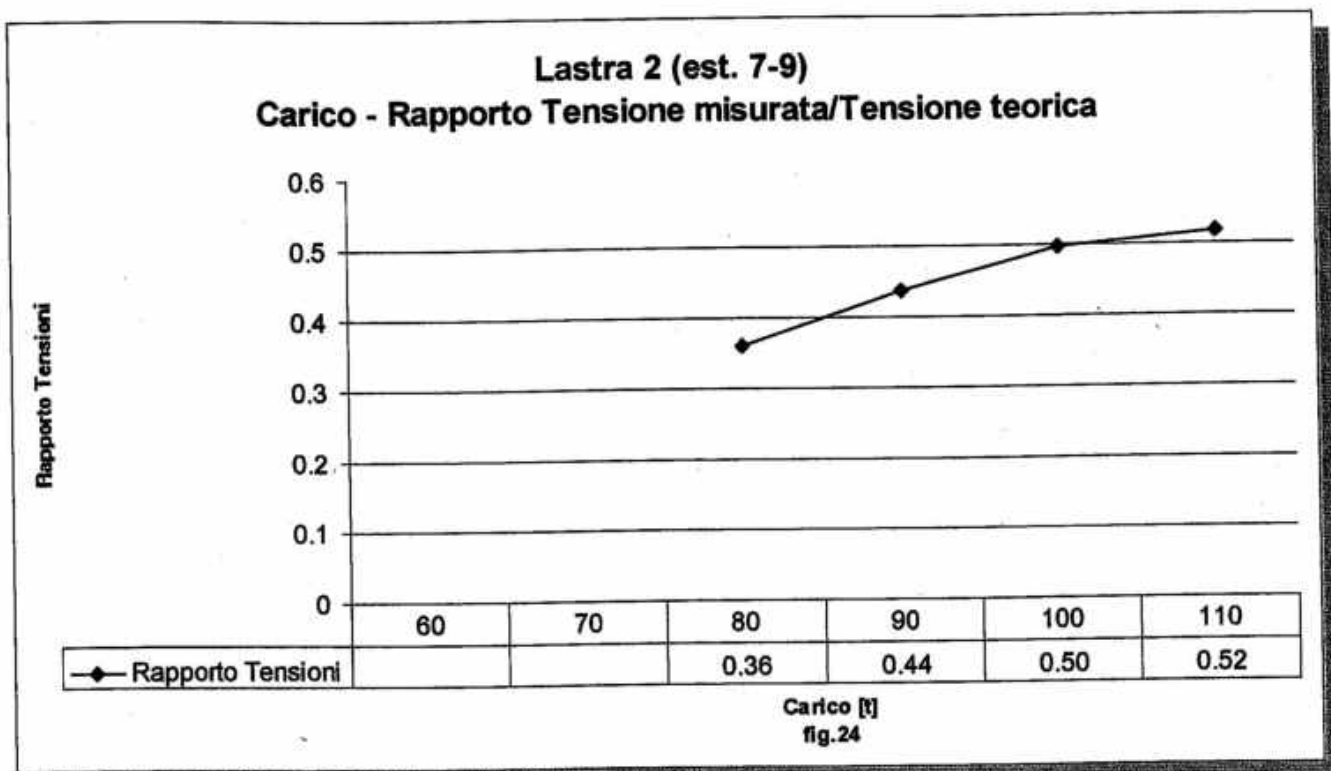


Lastra 7 (est. 7-9)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica

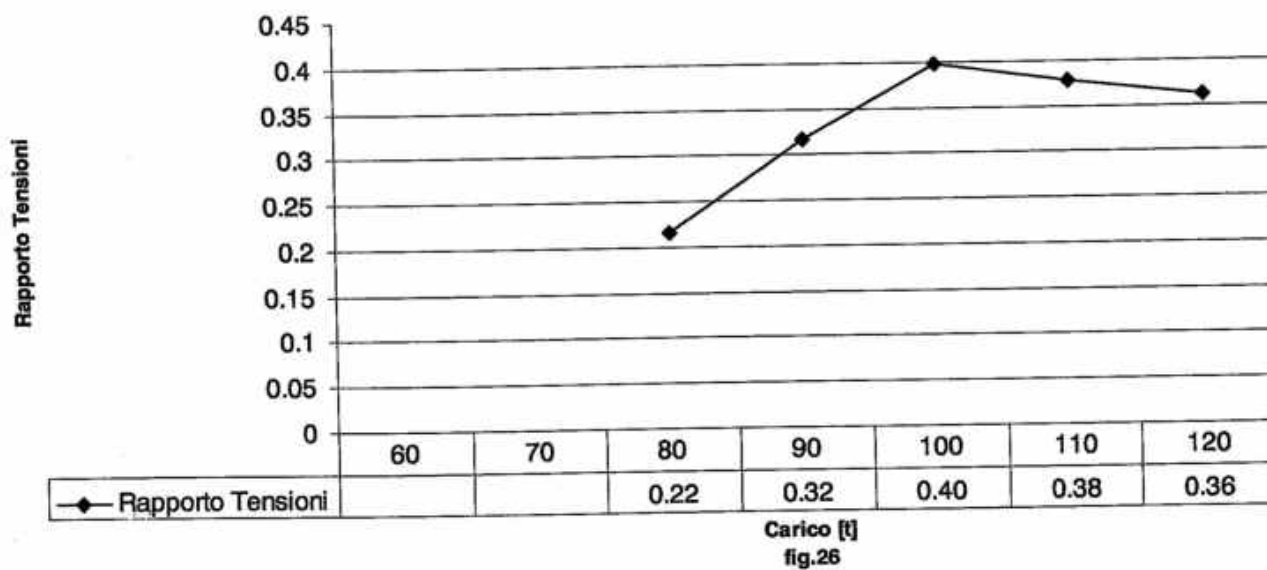


Lastra 7 (est. 8-10)
Carico-Tensione misurata e Carico-Tensione teorica

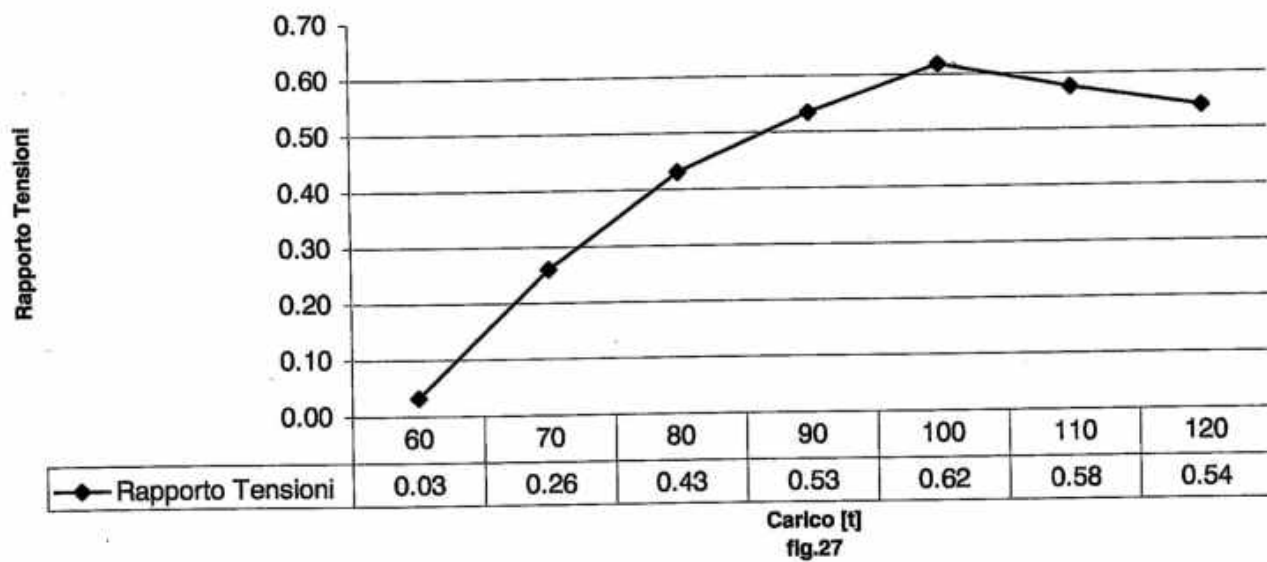




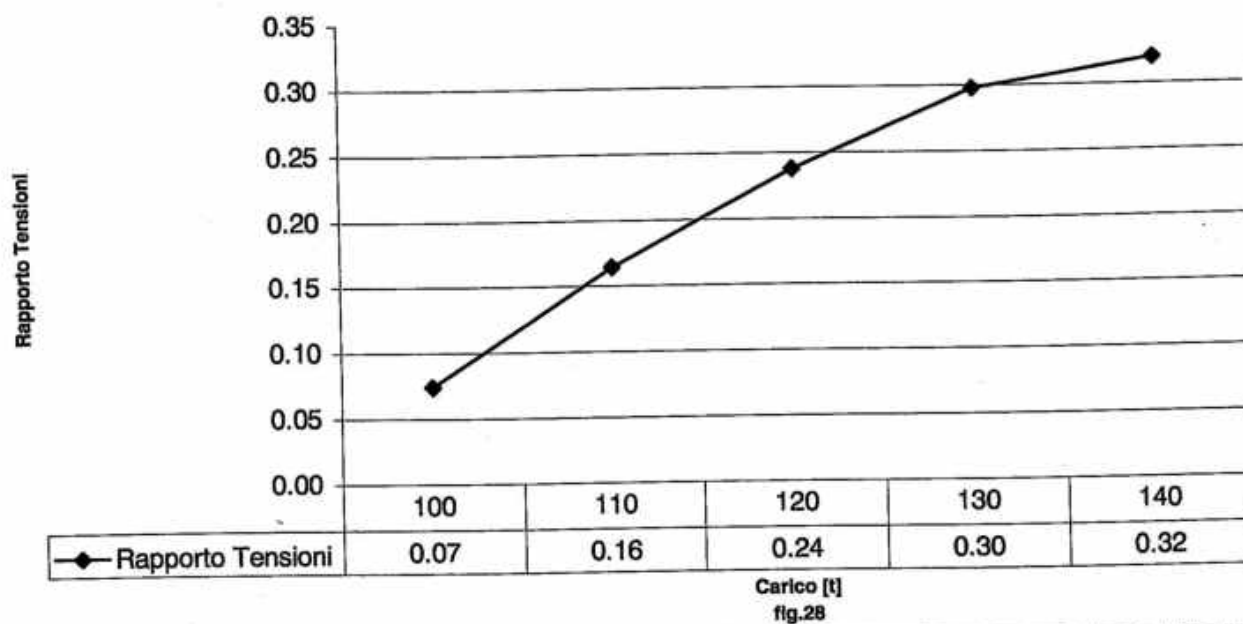
Lastra 3 (est. 7-9)
Carico - Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



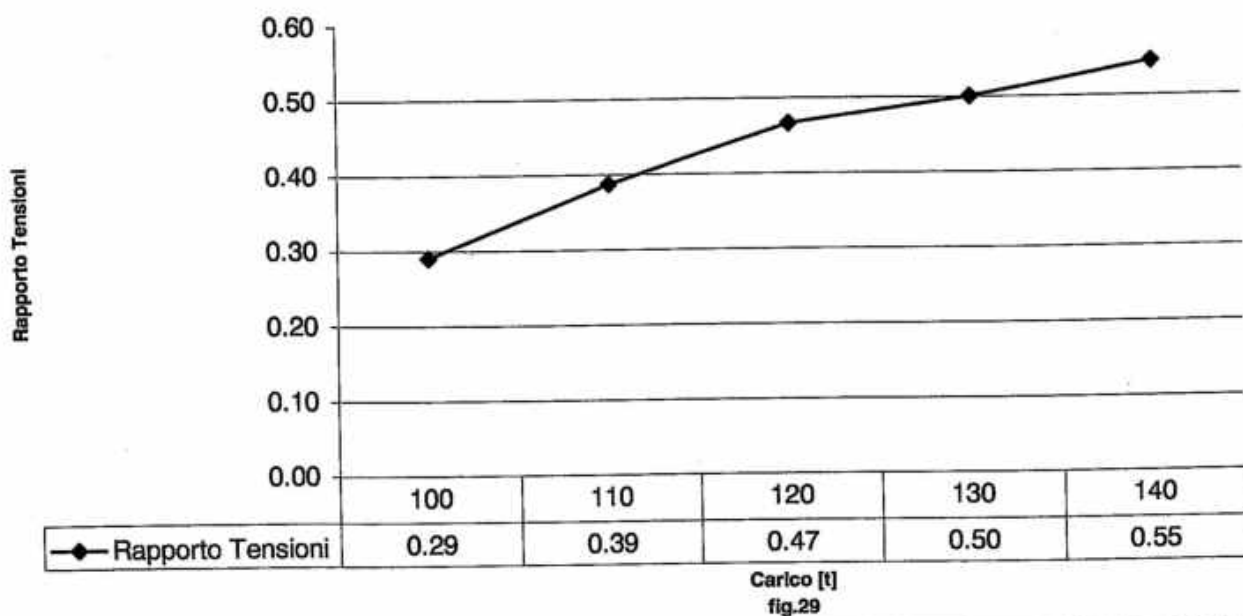
Lastra 3 (est. 8-10)
Carico - Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



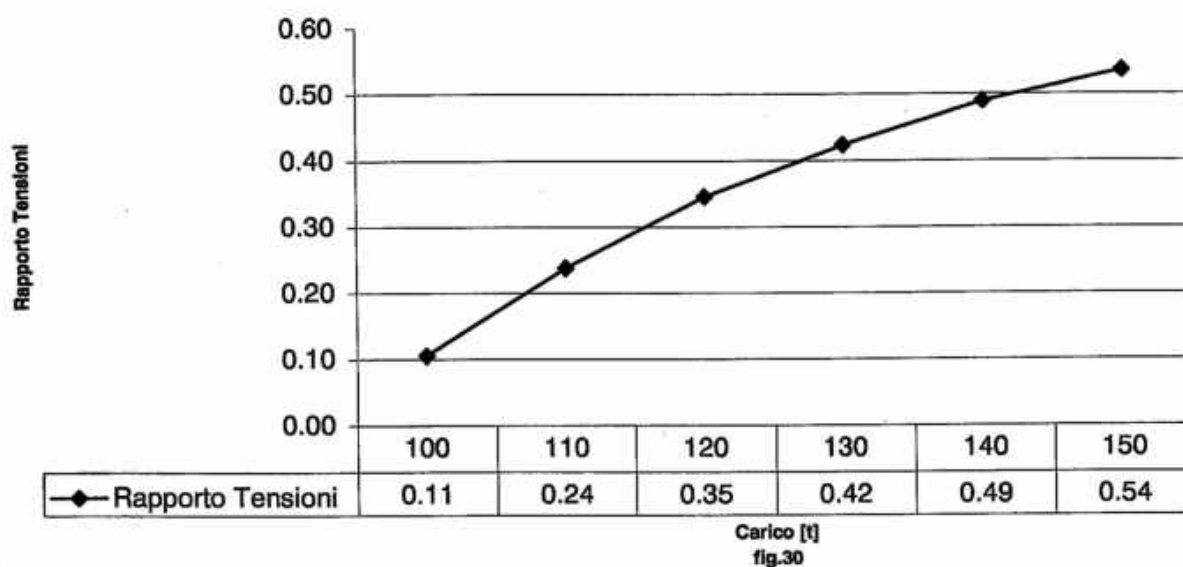
Lastra 4 (est. 7-9)
Carico-Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



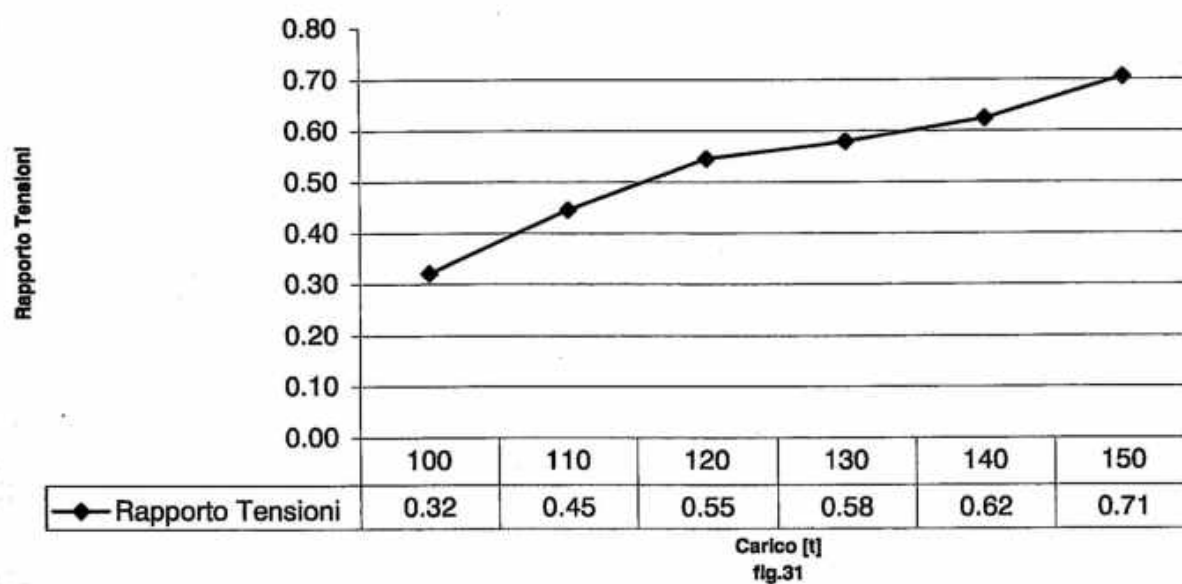
Lastra 4 (est. 8-10)
Carico-Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



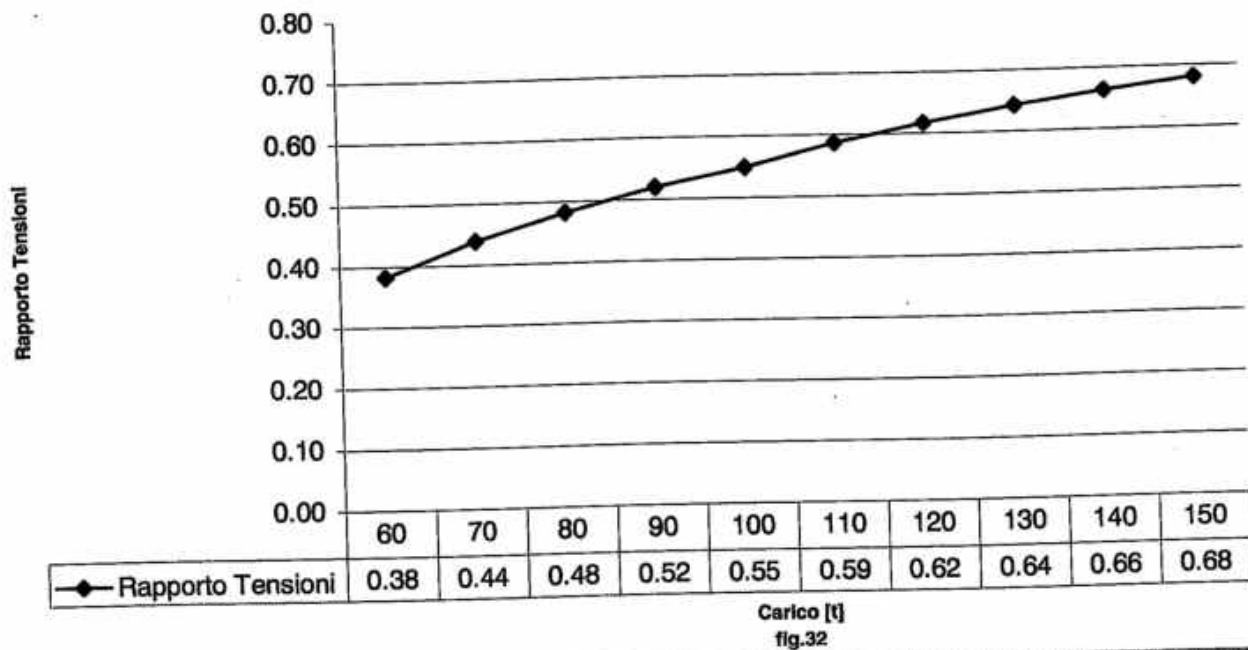
Lastra 5 (est. 7-9)
Carico-Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



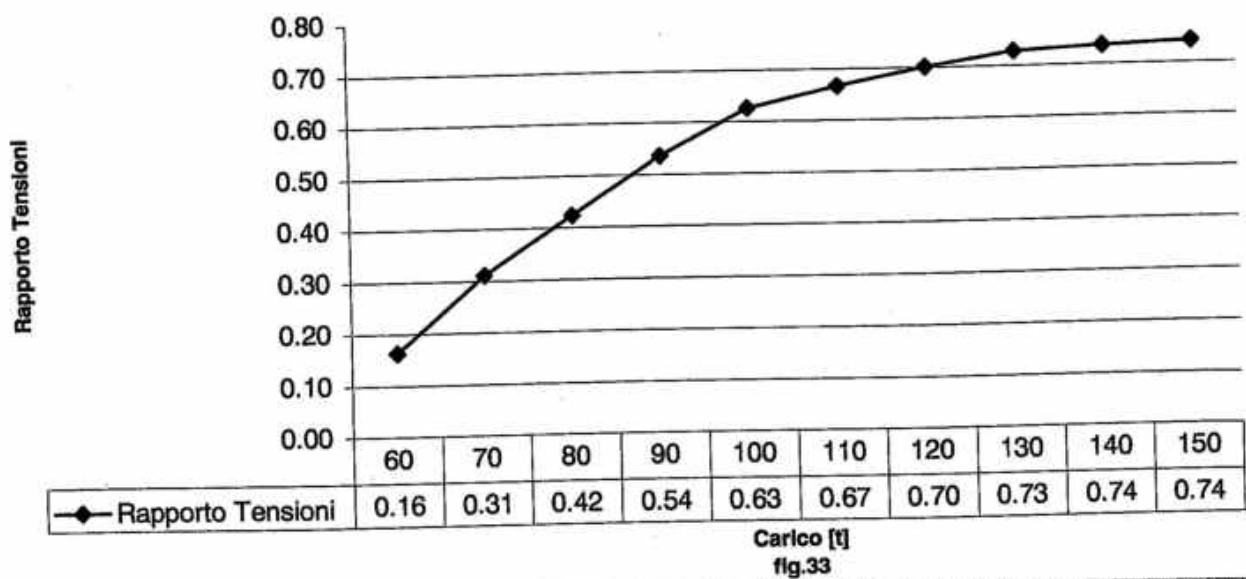
Lastra 5 (est. 8-10)
Carico-Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



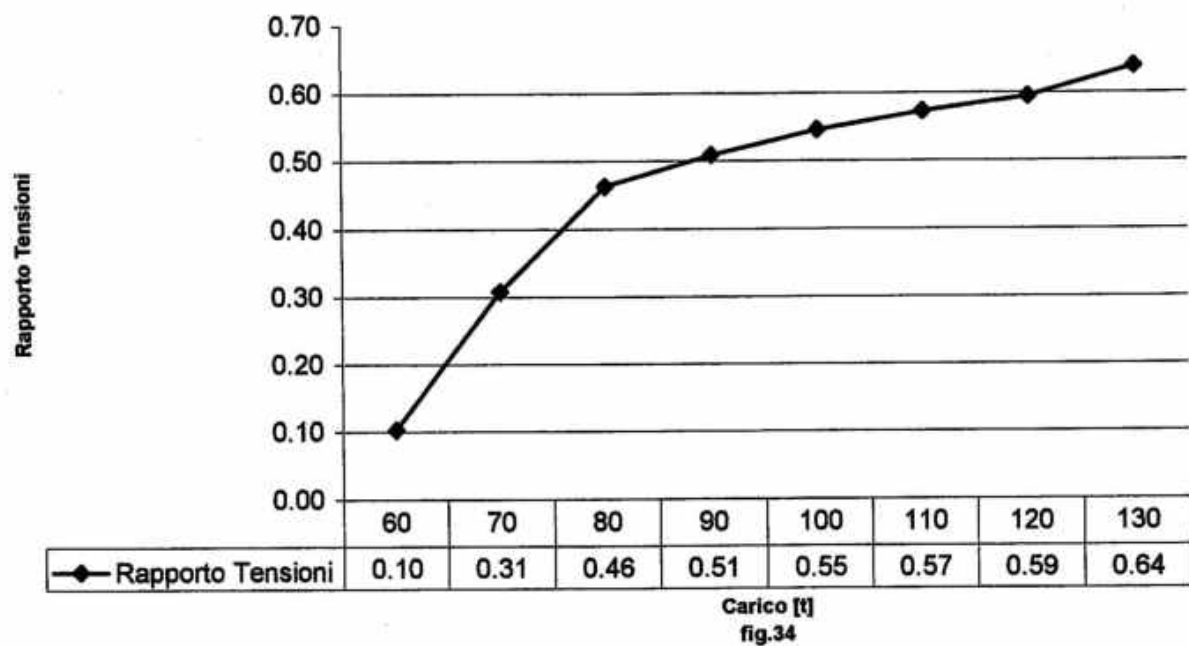
Lastra 6 (est. 7-9)
Carico-Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



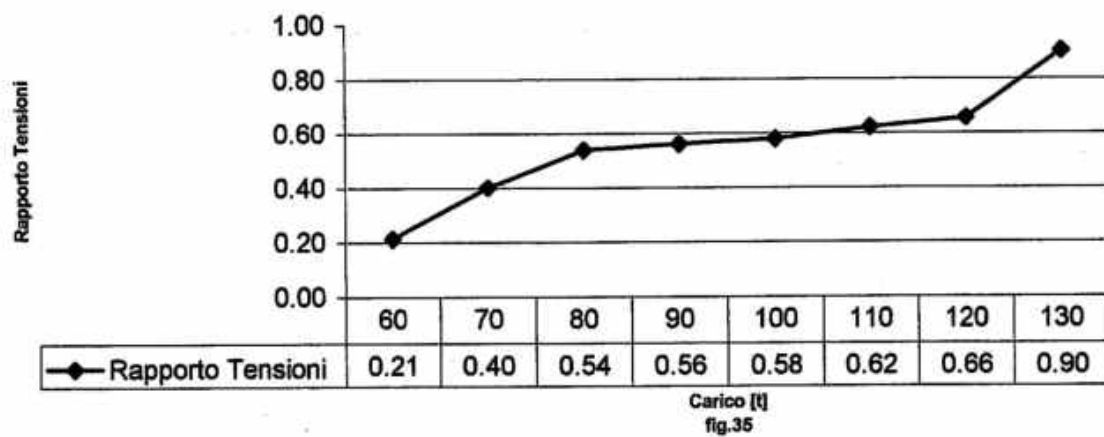
Lastra 6 (est. 8-10)
Carico-Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



Lastra 7 (est. 7-9)
Carico - Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



Lastra 7 (est. 8-10)
Carico - Rapporto Tensione misurata/Tensione teorica



Rapporto tensioni lastra 6 / lastra 2

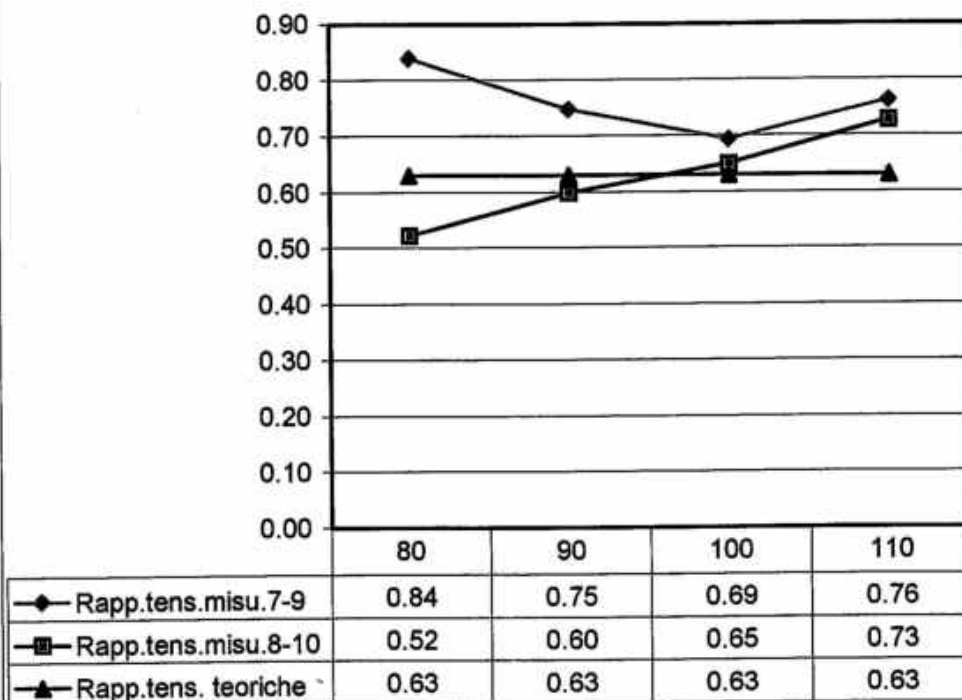


fig. 36

Rapporto tensioni lastra 6 / lastra 3

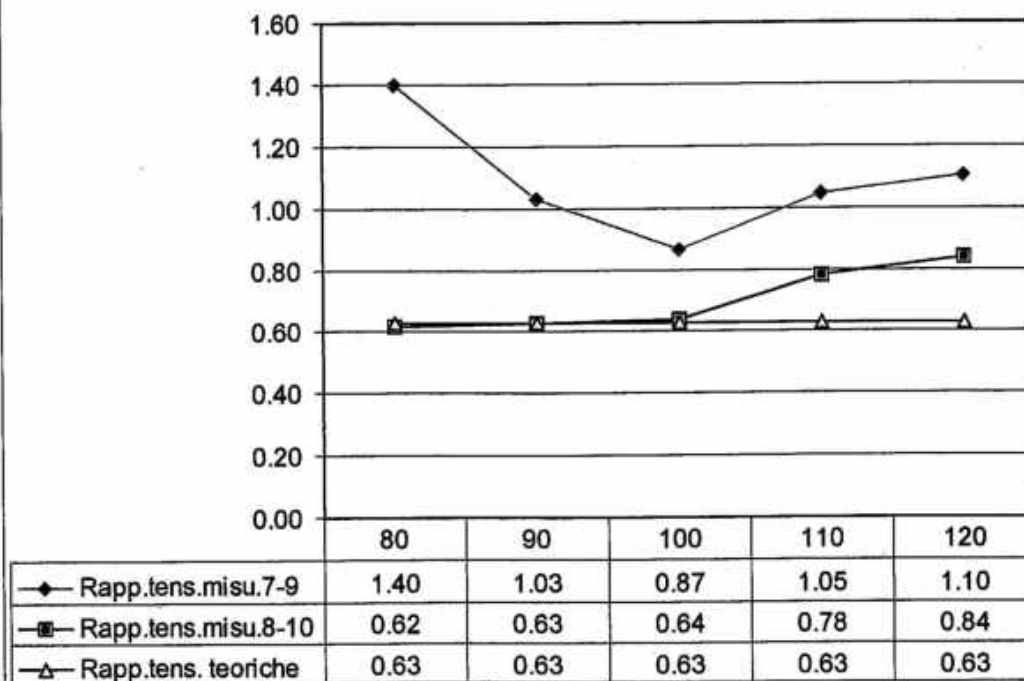


fig. 37

Rapporto tensioni lastra 7 / lastra 2

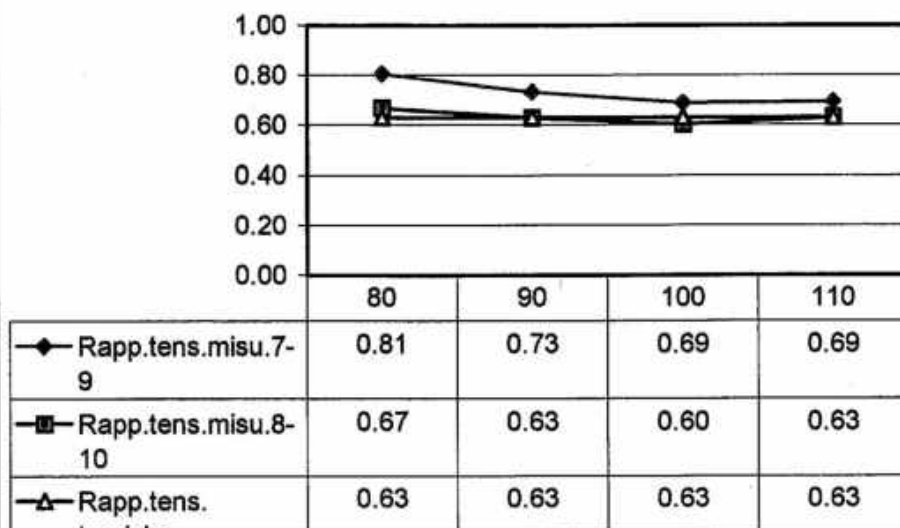


fig. 38

Rapporto tensioni lastra 7 / lastra 3

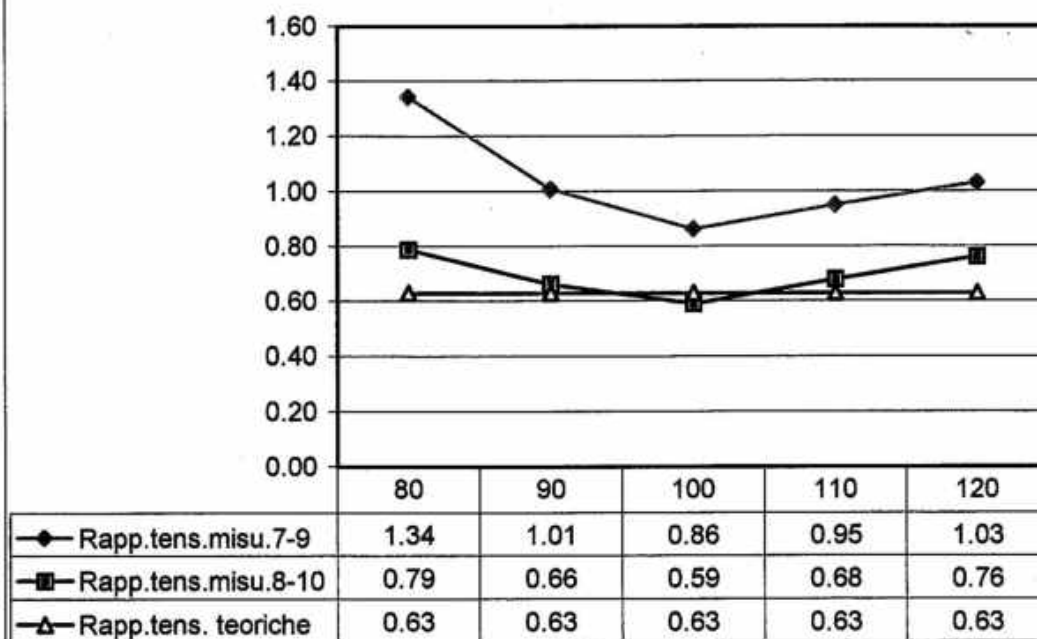


fig. 39

Rapporto tensioni lastra 4/lastra 6

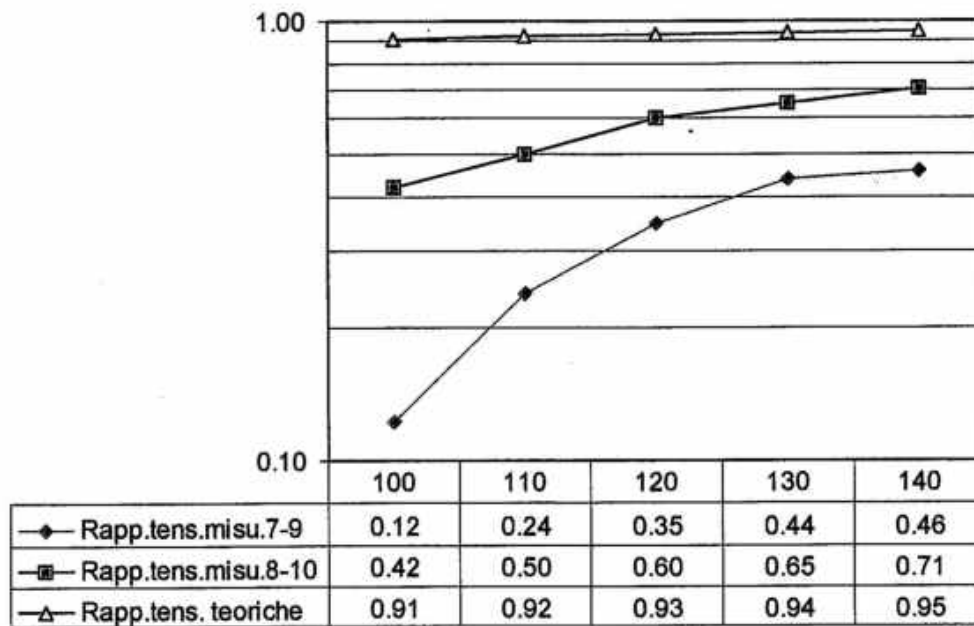


fig. 40

Rapporto tensioni lastra 4/lastra 7

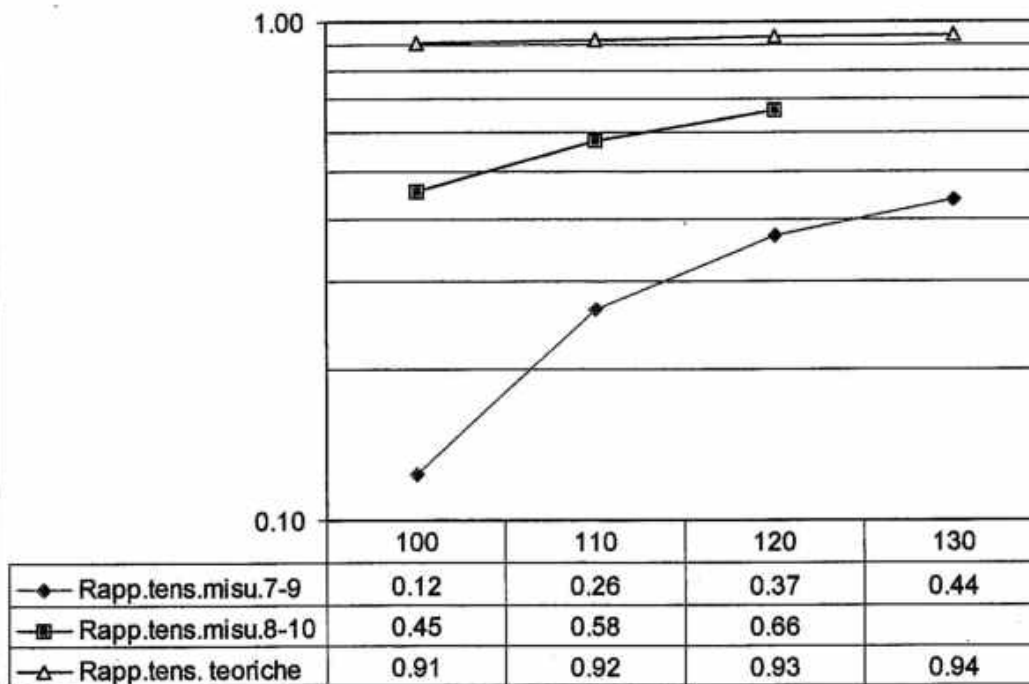


fig. 41

Rapporto tensioni lastra 5/lastra 6

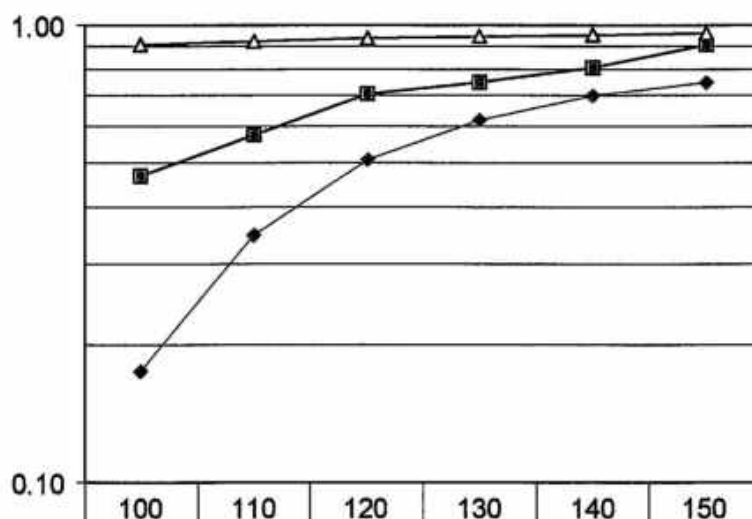


fig. 42

Rapporto tensioni lastra 5/lastra 7

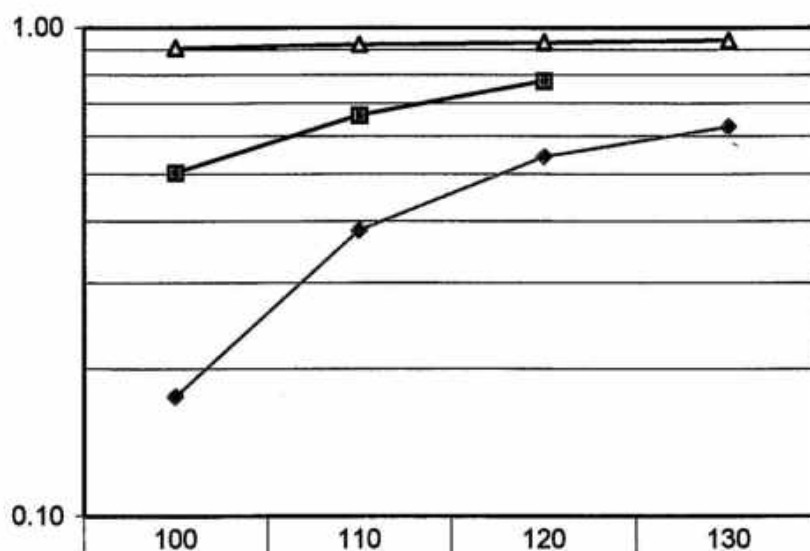


fig. 43

Bibliografia

- ⇒ [1] "Simulazione numerica della risposta di pannelli murari consolidati mediante materiali compositi" – di A. Rocco, S. Sorace, G. Terenzi.
- ⇒ [2] "Carbon Fiber Reinforced Polymers for strengthening and repairing under seismic actions" – di A. Castellani, P. Negro, A. Colombo, A. Grandi, G. Ghisalberti, M. Castellani.
- ⇒ [3] "Sistema SikaCarboDur: il sistema innovativo per il rinforzo ed il ripristino strutturale" pubblicazione interna Sika Italia.
- ⇒ [4] "Teoria e tecnica delle costruzioni" - di E. Giangreco.
- ⇒ [5] "Fondamenti di scienza delle costruzioni" - di V. Franciosi.
- ⇒ [6] "ANSYS" Engineering analysis system -User's Theoretical Manual"- Swanson Analysis System, Houston

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano sentitamente i proff. ingg. Elio Giangreco e Tullio Renzulli per il contributo offerto nello sviluppo della presente ricerca.

Dovuti ringraziamenti sono posti anche:

- alla soc. SIKA ITALIA per la fornitura dei compositi e delle resine;
- alla soc. CLAREM di Napoli per la posa in opera dei compositi;
- alla soc. TECNO IN di Napoli per l'esecuzione delle prove sperimentali;
- alle socc. SICLA COSTRUZIONI di Napoli e SO.GE.O.S. di Scafati per il confezionamento delle lastre di calcestruzzo;

GLI AUTORI

L'ing. Gaetano Cicatiello, nato a Napoli il [] si è laureato con lode in Ingegneria Civile Edile presso l'Università di Napoli nel 1984. Fino al 1987 ha svolto attività presso l'Impresa di costruzione Fondedile s.p.a. Dal 1987 svolge attività di libero professionista. Nel 1991 ha fondato lo "Studio C.K.C." dove svolge tuttora attività professionale che ha riguardato prevalentemente problematiche di carattere strutturale, risanamento e ristrutturazione e direzione lavori. Tra le opere più significative ricordiamo la direzione lavori del 2° lotto della Circumvallazione di Napoli, il progetto delle strutture degli edifici siti nei lotti 4F e 7N-7° del Centro Direzionale di Napoli, il progetto e direzione lavori del "Centro Cardinal Ferrari" nel Comune di Fontanellato (PR), l'analisi strutturale della Villa Farnesina alla Lungara (ROMA), il progetto di un Centro Commerciale Polifunzionale sito nel Comune di Casavatore (NA), il progetto e direzione lavori di una struttura terapeutica residenziale per disabili nel Comune di Cetraro.

L'ing. Sergio Cicatiello, nato a Napoli il [] si è laureato con lode in Ingegneria Edile presso l'università di Napoli nel 1989. Fino al 1991 ha svolto attività presso l'impresa di costruzioni "Del Vecchio Costruzioni s.p.a.", dal 1991 ha fondato lo "Studio Tecnico C.K.C." dove svolge tuttora attività di libero professionista. L'attività professionale ha riguardato prevalentemente problematiche di carattere strutturale, risanamento e ristrutturazione. Tra le opere più significative ricordiamo il progetto strutturale del "Centro Cardinal Ferrari" nel Comune di Fontanellato (PR), l'analisi strutturale della Villa Farnesina alla Lungara (ROMA), il progetto di un Centro Commerciale Polifunzionale sito nel Comune di Casavatore (NA), il progetto strutturale di un ippodromo nel Comune di SS. Cosma e Damiano (LT).

L'ing. Silvana Di Ieso, nata a Napoli il [] si è laureata col massimo dei voti in Ingegneria Civile Edile presso l'Università di Napoli nel 1997. Fino al 1997 ha svolto attività presso l'Ufficio Tecnico della società "Pacífico Costruzioni S.r.l." di Napoli. Dal 1998 svolge attività a tempo pieno presso la Società "TECNO IN S.r.l. - Servizi di Ingegneria" occupandosi di sperimentazione e prove su strutture e materiali da costruzione. Tra i lavori più interessanti si ricordano: Indagini e studi su strutture incendiate di un capannone adibito a deposito delle Industrie Ferrero (Committente: Studio Tecnico ICARO Napoli); Monitoraggio Strutturale e Sismovibrometrico del Palazzo sede della Pretura di Napoli (Committente: Società Napoletana Parcheggi di Napoli); Prove di

carico a rottura per Taglio su travi precomprese Prefabbricate da porre in opera nella tratta Roma-Napoli dell'Alta velocità (Committente: Società Italiana per condotte d'acqua di Roma); Prove di carico dinamiche e statiche su travi precomprese Prefabbricate da porre in opera nella tratta Roma-Napoli dell'Alta velocità (Committente: Ferrocemento-Recchi Roma); Indagini geotecniche e strutturali Complesso monumentale "Eremo dei Camaldoli" in Napoli (Committente: Società Castelli Roma); Indagini strutturali complesso monumentale "Ex Real Albergo dei Poveri" (Palazzo Fuga) Napoli (Committente: Costruzioni Generali G.S.V.M.D: Potenza); Monitoraggio strutturale di una ciminiera all'interno di Città della Scienza in Napoli (Committente: Impresa Astaldi Costruzioni Roma); Indagini strutturali sul viadotto "Pesio" sulla tratta autostradale Torino- Savona (Committente: Società Autostrade S.p.A.)

L'arch. Silvio Russo, nato a Napoli il [] si è laureato presso la facoltà di Architettura di Napoli nel 1980. Fino al 1988 ha svolto attività libero professionale, successivamente è entrato a far parte del Ministero dei Lavori Pubblici. L'attività professionale ha riguardato prevalentemente la progettazione e direzione lavori del recupero di edifici religiosi e monumentali. Tra le opere più significative dirette ricordiamo i lavori di consolidamento dell'edificio denominato 1° lotto del Nuovo Palazzo di Giustizia di Napoli, lavori di realizzazione dell'"Auditorium" nel complesso Osservatorio Astronomico di Capodimonte in Napoli, lavori di consolidamento e restauro della Basilica di S.Domenico Maggiore e della chiesa di S.Pietro a Maiella in Napoli.

L'ing. Antimo Zannini, nato a Roccamonfina (CE) il [] si è laureato al Politecnico di Napoli nel 1978. Fino al 1988 ha svolto attività libero professionale, successivamente è entrato a far parte del Ministero dei Lavori Pubblici. L'attività professionale ha riguardato prevalentemente problematiche di carattere strutturale e di risanamento e recupero di edifici monumentali. Tra le opere più significative progettate e dirette ricordiamo la Nuova Caserma dei Vigili del Fuoco al centro Direzionale di Napoli, la Nuova Aula Bunker presso il carcere di Fuorni a Salerno e il recupero dell'ex Caserma "Villarco" a Massa Lubrese (NA).