

Il contributo dei laterizi alla resistenza a taglio dei solai misti

DI/BY V. DIPAOLO, G. DONATONE,
A. SOLLAZZO, F. TRENTADUE
DIPARTIMENTO DI "INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE",
POLITECNICO DI BARI

Attraverso indagini sperimentali su prototipi si mostra che la presenza dei laterizi ha una considerevole influenza nell'innalzare la resistenza a taglio dei solai misti a travetti sia precompressi che tralicciati.

INTRODUZIONE

L'influenza dei laterizi sul comportamento statico-deformativo del solaio misto fu avvertita dagli studiosi sin dai primi decenni del XX secolo, nel corso dei quali questo sistema costruttivo, tipico della tradizione edilizia del nostro Paese, si affermò prepotentemente in Italia, soppiantando quasi completamente gli orizzontamenti in ferro e quelli a soletta piena in cemento armato.

Poco per volta si riconobbe infatti che le pignatte, inserite dapprima come elemento di alleggerimento, capaci di conferire una buona protezione alla struttura in cemento armato nei confronti dell'incendio, efficaci ai fini dell'isolamento acustico e utili in fase di realizzazione del solaio per la semplificazione delle casserature rispetto a quelle necessarie nella soletta nervata, avevano in molti casi anche un'influenza non trascurabile nel limitare le frecce aumentando la rigidità e nel ridurre lo stato tensionale nel conglomerato e nell'acciaio.

Non sono stati pochi i ricercatori che nel corso degli anni si sono occupati a vario titolo di queste problematiche. Tra loro vi sono anche alcuni degli scriventi che, negli anni '90, hanno fornito dei contributi prevalentemente sperimentali [1], [4] per evidenziare in quali casi la collaborazione tra i due materiali possa ritenersi significativa sotto sollecitazioni sia di flessione che di taglio.

Le prove cui ci si riferisce nel presente articolo si riallacciano a questi presupposti e si inquadrano nell'ambito di una Convenzione stipulata nel 2003 tra il "Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale" del Politecnico di Bari e la "Laterservice S.r.l.". Esse trattano del comportamento sperimentale a taglio, fino a rottura, di pannelli di solaio muniti o meno di blocchi di laterizio e si intrecciano, nello sviluppo di un preciso programma di ricerca, con altre prove riguardanti più specificatamente il comportamento a flessione. Su queste ultime si riferirà non appena si saranno completate le sperimentazioni ancora in corso: nel seguito sarà necessario tuttavia qualche riferimento ad esse per l'avvenuta utilizzazione di alcuni prototipi in entrambe le indagini.

Le prove a taglio sono state effettuate in due riprese ed hanno lo scopo di stabilire se, e in quale misura, la presenza dei blocchi di laterizio nei solai in cemento armato normale o precompresso,

THE CONTRIBUTION OF THE CLAY BLOCKS TO THE SHEAR STRENGTH OF MIXED FLOOR

Through experimental investigations on prototypes it appears that the presence of the clay blocks has a considerable influence on the shear strength of beam-and-block floor systems either with pre-stressed concrete beams or lattice girder beams.

INTRODUCTION

The influence of clay blocks on the static-deformation behaviour of the beam-and-block floor has been observed by scholars since the early part of the XX century, in the course of which this construction system, which is typical of the building industry in Italy, consolidated itself here by ousting almost completely the iron flooring and those with a solid floor slab made of reinforced concrete.

Gradually it was recognised, in fact, that the hollow blocks, inserted initially as a lightening element, capable of providing the reinforced concrete structure with good protection in case of fire, effective acoustic insulation and useful in the floor construction phase for simplifying the formwork compared to those needed in the t-beam bridge, had in many cases considerable influence on limiting the bending by increasing the rigidity and in reducing the state of stress in the mix and in the steel.

There have been quite few researchers over the years who have dealt with these problems in one way or another. They include also some of authors of this article, who in the 1990's did mainly experimental work [1], [4] to highlight in which situations the collaboration between the two materials could be considered important for both bending and shearing stresses.

The tests referred to in this article start from these assumptions and fall within the reinforcement of an agreement stipulated in 2003 between the "Department of Civil and Environmental Engineering" of the Polytechnic of Bari and "Laterservice S.r.l.". They deal with the shear behaviour in tests, up to breaking point, of floors fitted to a greater or lesser degree with clay blocks and are interlinked, in the development of a precise research programme, with other tests more specifically regarding bending behaviour. This latter will be reported as soon as the experiments underway have been completed: later some reference to them will be

giovani ai fini di migliorare il comportamento statico di un orizzontamento, sia in esercizio, sia, soprattutto, nei confronti dello stato limite di rottura.

LA PRIMA SERIE DI PROVE

Questa serie di prove, avente carattere preliminare, ha utilizzato alcuni dei pannelli che, semplicemente appoggiati nelle sezioni di estremità, erano stati precedentemente provati a flessione. La Fig. 1 riporta sinteticamente le caratteristiche degli elementi in parola, provati utilizzando lo schema di trave semplicemente appoggiata, soggetta ai due carichi concentrati simmetrici di Fig. 2. Le pignatte adoperate sono blocchi normali SCS20 (Cat. A) prodotti dal "Laterificio Pugliese S.p.A." o blocchi rinforzati R38H20 (Cat. B) prodotti dalla "Laternova S.r.l.". I primi sono stati messi in opera a giunti allineati o sfalsati; quelli rinforzati solo a giunti allineati. I pannelli provati a flessione non sono stati portati a rottura: le prove sono state spinte infatti fino a raggiungere o a superare di poco il carico massimo di esercizio. Cinque dei prototipi, con o

necessary because of the use of certain prototypes in both inquiries. The shearing tests were carried out in two periods and had the goal of establishing whether, and to what degree, the presence of clay blocks in normal and pre-stressed reinforced concrete floors, are useful for improving the static behaviour of a floor, both in practice and, above all, in comparison to the limit breaking state.

THE FIRST SERIES OF TESTS

This series of tests, of a preliminary nature, used some panels that, simply laid in the extremity sections, had previously undergone bending tests. Fig. 1 briefly shows the characteristics of the elements in question, tested using the layout of beams simply laid down, subject to two concentrated symmetrical loads in Fig. 2. The hollow blocks used are normal

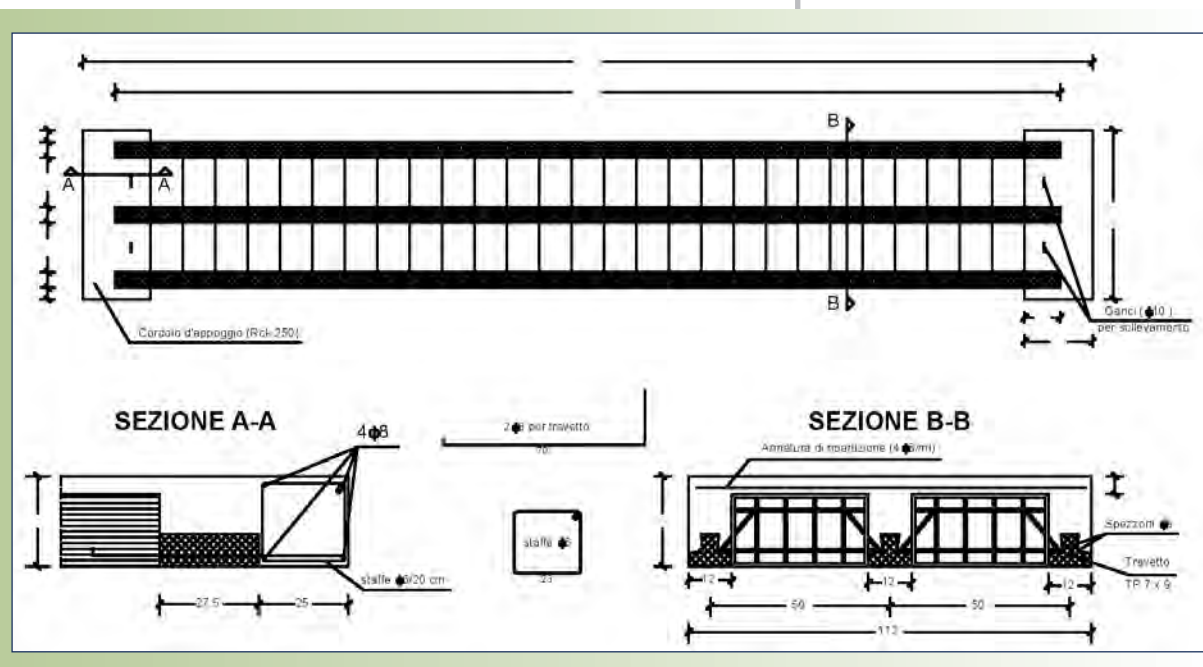


Fig. 1

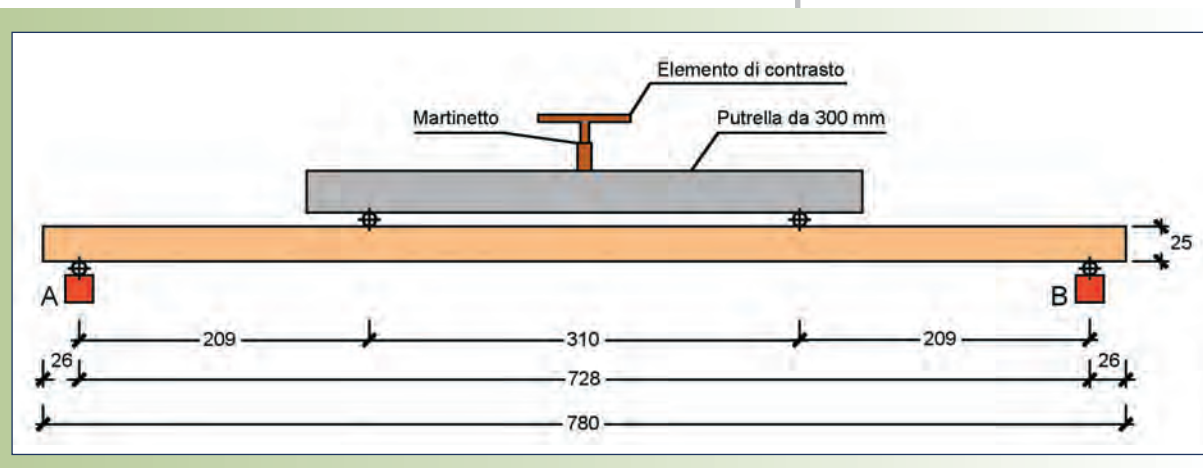


Fig. 2

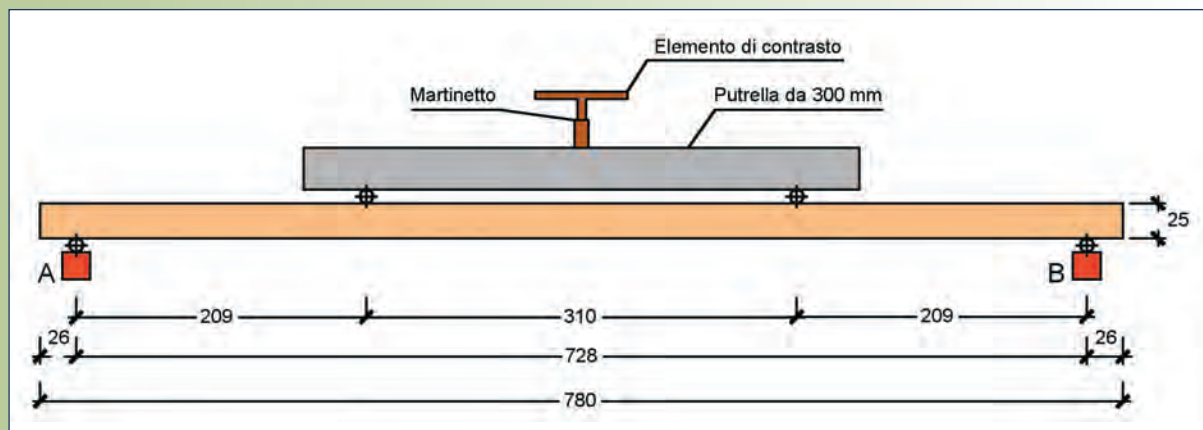


Fig. 2

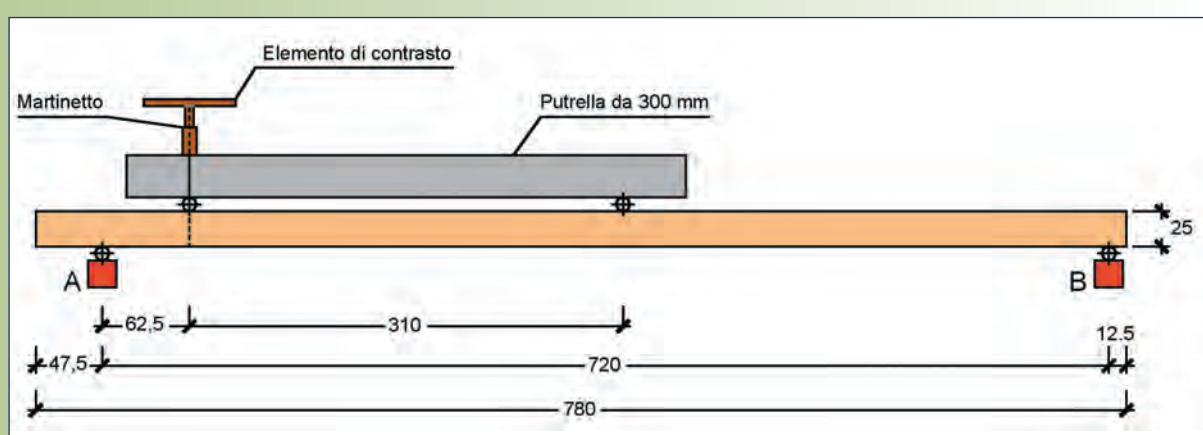


Fig. 3

senza blocchi di laterizio, sono stati perciò recuperati e provati a rottura per taglio utilizzando lo schema statico della Fig. 3, fortemente asimmetrico, in modo da accentuare la sollecitazione tagliante in vicinanza dell'appoggio A.

I pannelli provati sono descritti nella Tab. I e contrassegnati con i numeri da 1 a 5.

Circa lo schema adottato, si osserva che il carico è stato applicato

Tab. I

n. no.	Tipo di pannello Type of panel	Data della prova Test date
1	Senza laterizi Without clay elements	15/6/2004
2	Con later. normali (Cat. A) sfalsati With normal clay elements (Cat. A) staggered	25/6/2004
3	Con later. normali (Cat. A) allineati With normal clay elements (Cat. A) aligned	16/9/2004
4	Senza laterizi Without clay elements	21/9/2004
5	Con laterizi rinforzati (Cat. B) With reinforced clay elements (Cat. B)	22/9/2004

SCS20 blocks (Cat. A) produced by "Laterificio Pugliese S.p.A." or reinforced blocks R38H20 (Cat. B) produced by "Laternova S.r.l.". The first ones were installed with aligned or staggered joints; the reinforced ones only had aligned joints. The panels that were being tested were not brought to a breakage point: the tests were taken to the point of reaching or just passing the maximum functional load. Five of the prototypes, with or without clay blocks, were then taken and tested to the shearing point using the static layout in Fig. 3, heavily asymmetric so as to accentuate the shearing stresses near support A.

The tested panels are described in Tab. I and marked with numbers 1 to 5. About the layout adopted, we can see that the load was applied in a section that was 62.5 cm from the support, namely 2.5 times the overall height of the floor (25 cm), in such a way as not to have to take into account the "arch effect" in the transmission of the load. Namely in line with what has been recommended in Europe by technical document [5], still in the phase of being drawn up, in point 4.2 of Annex H.

in una sezione distante 62.5 cm dall'appoggio, pari a 2.5 volte l'altezza complessiva del solaio (25 cm), in modo da non dover considerare il cosiddetto "effetto arco" nella trasmissione del carico. Ciò è in accordo con quanto consigliato in sede europea dal documento tecnico [5], ancora peraltro in fase di elaborazione, al punto 4.2 dell'Annesso H.

L'appoggio, inoltre, è stato posizionato al disotto dei travetti precompressi (Fig. 4) per coinvolgere le pignatte nella rottura a taglio, simulando l'innesto dei travetti in trave alta. Ciò in virtù di quanto rilevato nel corso di precedenti indagini sperimentali [4] nelle quali l'appoggio è stato ubicato al disotto della fascia piena: in questa situazione la rottura si è innescata in corrispondenza dell'estremità dei travetti precompressi ed è proseguita nella stessa fascia piena.

Per rilevare le deformazioni sono stati adoperati degli estensimetri elettrici, due per ciascun pannello, applicati sulla faccia verticale longitudinale, tra l'appoggio ed il punto di applicazione del carico concentrato, inclinati a 45° (secondo le isostatiche di trazione), ad una distanza di 15.5 cm l'uno dall'altro, così come risulta dalla foto di Fig. 5.

Il carico è stato fatto crescere gradualmente da zero fino al collasso e contemporaneamente è stato monitorato il comportamento deformativo nelle sezioni di applicazione degli estensimetri elettrici.

Nelle Figg. 6,7,8,9 sono riportate le immagini all'atto del collasso di quattro dei cinque pannelli.

Il pannello n. 2, con blocchi normali a giunti sfalsati, presenta una rottura analoga a quella del pannello n. 3.

In Fig. 10 sono riportati i legami carico-deformazioni misurati dagli estensimetri elettrici disposti, come si è già detto, secondo le isostatiche di trazione.

Dal diagramma si rileva il benefico contributo offerto dalla presenza dei blocchi, consistente nella riduzione delle deformazioni e quindi delle tensioni nel conglomerato.

Nella Tab. II sono riassunti i valori del taglio agente all'atto della crisi nella sezione maggiormente sollecitata. Nel determinarne l'entità si è tenuto conto del carico, del peso proprio della traversa usata per trasmetterlo, di quelli del martinetto, della cella di carico e del pannello, diverso quest'ultimo a seconda della presenza o meno dei laterizi e della loro tipologia.

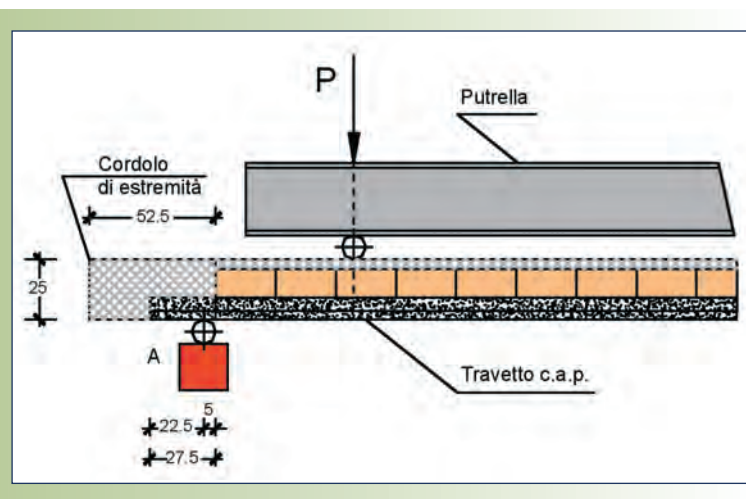


Fig. 4

The support, moreover, was positioned below the pre-stressed concrete beams (Fig. 4) to involve the hollow blocks in the shearing break, by simulating the connection of the beams in a high beam. Namely based on what was shown in the previous experiments [4] where the support was located below the solid range: in this situation the break occurred at the end of the pre-stressed concrete beams and it continued in the same solid range. To observe the deformations electric extensometers were used, two for each panel, applied on the longitudinal vertical face, between the support and the point the concentrated load is applied, inclined at 45° (depending on the tensile isostatics), at a distance of 15.5 cm from each other, as in the photo in Fig. 5.

The load was increased gradually from zero up to collapse, and at the same time the deformation behaviour was monitored in the sections where the electric extensometers were applied. In Fig. 6,7,8,9, there are pictures of the collapse of four of the five panels. Panel no. 2, with normal staggered joint blocks, has a break that is similar to that of panel no. 3. In Fig. 10 we have the load-deformations measured by the electric extensometers arranged, as already mentioned, according to the tensile isostatics.

From the diagram it is clear what the benefit of using the blocks is, namely a reduction in the deformations and therefore of the stresses in the mix. In Tab. II there is a summary of the shearing agent values at the critical moment in the section most under stress. In establishing the torque, account was taken of the load, the weight of the beam used to transmit it, those of the jack, the load unit and the panel, this latter differing according to the presence, if any, of the bricks and their type.

The test shows that the presence of clay elements noticeably increases the breaking strength. This, in the

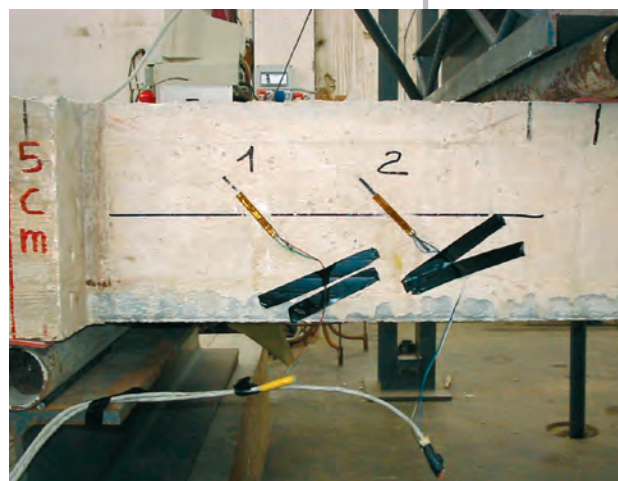


Fig. 5



Fig. 6 - pannello n. 1 senza laterizi.
Panel no. 1 without clay elements.



Fig. 7 - pannello n. 4 senza laterizi.
Panel no. 4 without clay elements.



Fig. 8 - pannello n. 3 con laterizi Cat. A allin.
Panel no. 3 with clay elements Cat. A aligned.



Fig. 9 - pannello n. 5 con laterizi Cat. B.
Panel no. 5 with clay elements Cat. B.

L'indagine sperimentale mostra che la presenza dei laterizi innalza sensibilmente il taglio di rottura. Quest'ultima, in assenza delle pignatte, si produce infatti per effetto del taglio; in presenza dei laterizi si verifica invece per flessione quando il taglio massimo ha già raggiunto un valore sensibilmente superiore al precedente.

LA SECONDA SERIE DI PROVE

Si è ritenuto, a seguito di quanto descritto, di approfondire maggiormente l'argomento operando su ulteriori elementi appositamente realizzati, di tipo semiprefabbricato con impiego di travetti in c.a.p. e di travetti tralicciati in c.a. ordinario. Sono stati perciò confezionati dodici pannelli, sei con travetti precompressi e sei con travetti tralicciati. Per ciascuna serie di prototipi, tre sono stati realizzati usando blocchi di laterizio ordinari (Cat. A) e tre senza blocchi. Per questi ultimi, allo scopo di agevolare il confezionamento, evitare l'aderenza calcestruzzo-blocchi e consentire una facile asportazione delle pignatte, si è provveduto, prima del getto, ad avvolgere i laterizi con fogli di polietilene.

Le dimensioni dei prototipi sono quelle indicate nelle Figg. 11-12, rispettivamente riferite a pannelli con travetti in c.a.p. e con travetti tralicciati.

Entrambi sono stati realizzati con tre travetti e, ove presenti, con due file di pignatte a giunti allineati, ciascuna delle quali costituita

absence of hollow blocks, is produced through the effect of shearing; when clay elements are present, however, it happens through flexion when the breaking maximum has reached a value that is higher than the previous one.

THE SECOND SERIES OF TESTS

It was thought important to look in more detail, following on from what was described above, at further specially made elements, like semi-prefabricated with the use of reinforced pre-stressed reinforced concrete beams and ordinary reinforced concrete lattice girder beams.

Therefore twelve panels were packaged, six with pre-stressed beams and six with lattice girder beams. For each series of prototypes, three were made using ordinary clay elements (Cat. A) and three without bricks. For the latter, in order to make the packaging easier, avoid the concrete-bricks sticking and to make the hollow blocks easier to remove, the bricks were wrapped with sheets of polyethylene before casting. The dimensions of the prototypes are those shown in Figs. 11-12,

Tab. II

Tipo di pannello <i>Type of panel</i>	Tipo di rottura <i>Type of break</i>	Taglio massimo (kN) <i>Shear maximum (kN)</i>
n. 1 senza laterizi <i>No. 1 without bricks</i>	Taglio <i>Shear</i>	150.32
n. 2 con later. norm. (Cat. A) sfalsati <i>No. 2 with normal bricks (Cat. A) staggered</i>	Flessione <i>Flexion</i>	151.65
n. 3 con later. norm. (Cat. A) allineati <i>No. 3 with normal bricks (Cat. A) aligned</i>	Flessione <i>Flexion</i>	155.93
n. 4 senza laterizi <i>No. 4 without bricks</i>	Taglio <i>Shear</i>	127.81
n. 5 con laterizi rinforzati (Cat. B) <i>No. 5 with reinforced bricks (Cat. B)</i>	Flessione <i>Flexion</i>	157.19

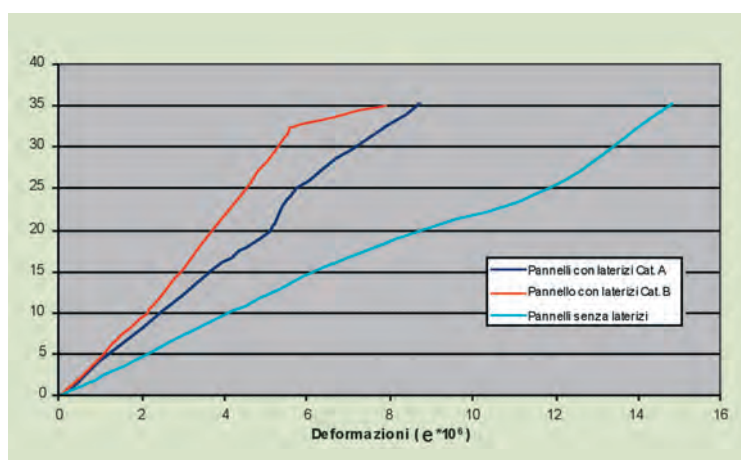


Fig. 10

da sei blocchi aventi dimensioni (25 x 38 x 20) cm. Il travetto precompresso è il TP5 con l'aggiunta di 2Ø16 esterni mentre quello tralicciato è costituito da un fondello in laterizio riempito di calcestruzzo con 2 Ø 5 + 1 Ø 7 di confezionamento e 2 Ø 16 aggiuntivi.

Nei prototipi a travetti precompressi questi ultimi si prolungano nei cordoli per 20 cm onde assicurare, in assenza di armatura fuoriuscente, un corretto ancoraggio; nei tipi a travetti tralicciati, in cui è prevista un'armatura lenta fuoriuscente, il prolungamento è di soli 5 cm.

Prove di compressione su cubetti prelevati dai getti hanno fornito una tensione cubica media di rottura di 33.13 N/mm², cui si può far corrispondere una resistenza a compressione cilindrica caratteristica $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$.

I pannelli con travetti precompressi e pignatte sono stati identificati facendo seguire il numero d'ordine (da 1 a 3) dalle lettere "P" (Precompresso) e "C" (Con laterizi); analogamente i pannelli con travetti tralicciati sono stati identificati sostituendo la lettera "P" con "T" (Traliccio).

L'identificazione dei prototipi privi di laterizi si è ottenuta per entrambe le categorie sostituendo la lettera "C" con "S" (Senza laterizi).

Il carico è stato ottenuto tramite un martinetto della portata massima di 50 t, alimentato da una pompa oleodinamica, e trasmesso al pannello di prova tramite una traversa in acciaio

rispettivamente riferendo ai pannelli con pre-stressed reinforced concrete beams and panels with lattice girder beams.

Both were made with three beams and, where present, with two rows of hollow tile with aligned joints, each of which composed of 25 x 38 x 20 cm six blocks. The pre-stressed concrete beam is the TP5 with the addition of 2 Ø 16 on the outside, while the lattice girder beam is composed of a brick base filled with concrete with 2 Ø 5 + 1 Ø 7 packing and 2 Ø 16 additives.

In the prototypes with pre-stressed concrete beams the concrete edgings are lengthened by 20 cm to ensure proper fixing, where there is no protruding reinforcement; in the lattice girder beam types, where a loose protruding reinforcement is provided, the lengthening is just 5 cm. Compression tests on small cubes taken out of the casts have provided an average cube breakage stress of 33.13 N/mm², which corresponds to a typical cylindrical compression resistance of $f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$.

The panels with pre-stressed concrete beams and hollow blocks were identified by numbers (1 to 3) by the letter "P" (Pre-stressed) and "C" (With bricks); similarly the panels with lattice girder beams were identified replacing the letter "P" with "T" (Lattice).

The identification of prototypes without bricks was obtained for both categories by replacing the letter "C" with "S" (Without bricks).

The load was obtained using a jack with a maximum capacity of 50 t, powered by an oleo pump and transmitted to the test panel using a steel crossbeam (HE220B) weighing 120 daN in total.

Also for these tests the load was applied to a transversal section of the panel 62.5 cm from the nearest support. In Figs. 13 and 14 the load layout for the two series of tests is shown, respectively on the panels with pre-stressed concrete beams and on panels with lattice girder beams.

PANNELLI CON TRAVETTI IN C.A.P.

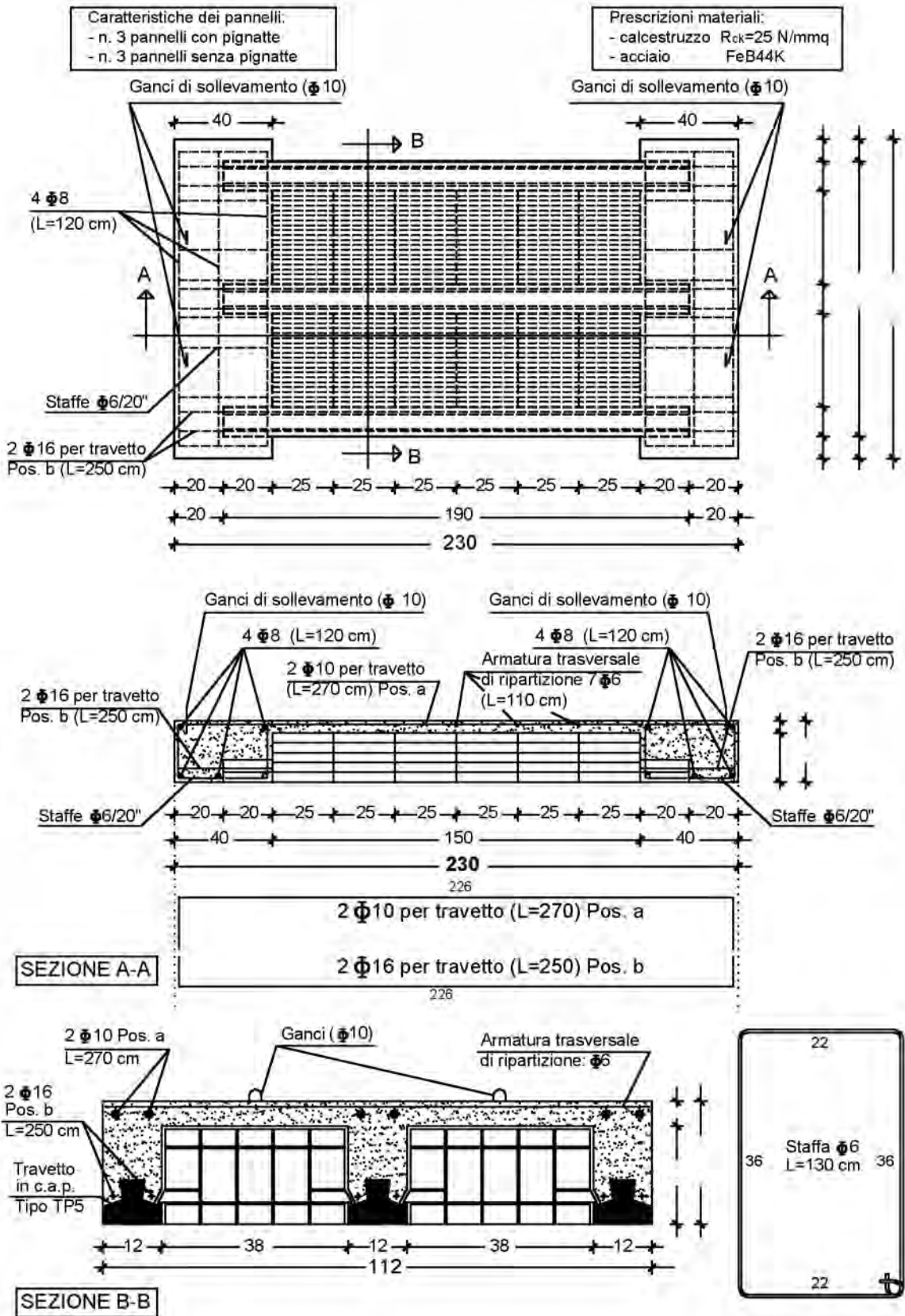


Fig. 11

PANNELLI CON TRAVETTI TRALICCIATI

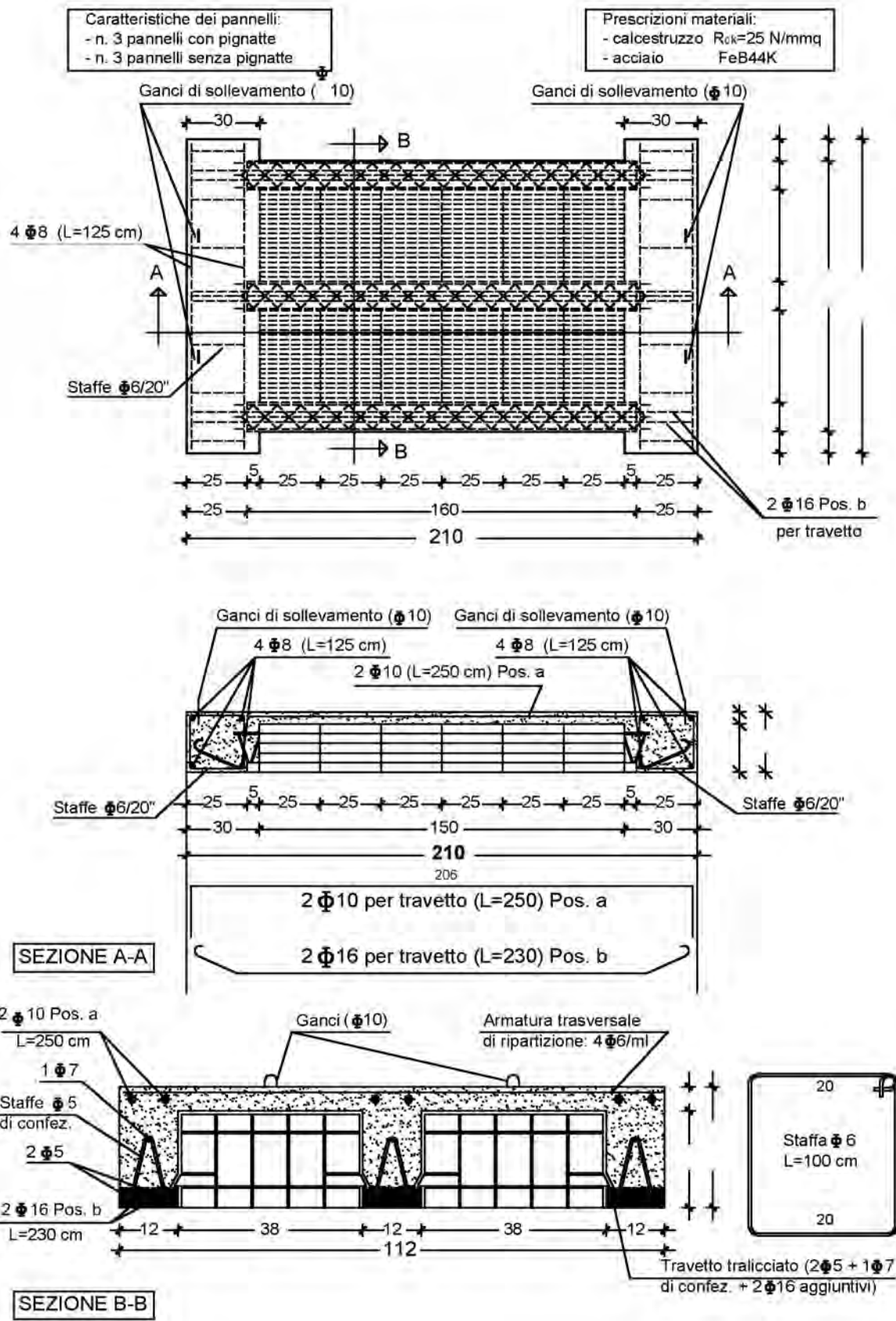


Fig. 12

(HE220B) pesante complessivamente 120 daN.

Anche per queste prove il carico è stato applicato in una sezione trasversale del pannello distante 62.5 cm dall'appoggio più vicino. Nelle Figg. 13 e 14 è rappresentato lo schema di carico relativo alle due serie di prove, rispettivamente su pannelli con travetti precompressi e su pannelli con travetti tralicciati.

Ciascun pannello è stato sottoposto ad un carico monotonamente crescente, partendo da un valore nullo fino alla rottura. Nella Tab. III è riportato un riepilogo delle tipologie provate con le date di esecuzione delle prove.

A differenza di quanto si è verificato nelle prove relative ai pannelli lunghi, per alcuni dei quali la rottura è avvenuta a flessione e per altri a taglio, nel caso dei pannelli tozzi di cui qui si sta riferendo, la rottura è sempre avvenuta inequivocabilmente a taglio. Ciò anche in quanto la rottura a flessione è stata volontariamente evitata ponendo in opera un'elevata armatura atta ad assorbire la sollecitazione flettente.

La Tab. IV è riepilogativa dei risultati sperimentali ottenuti. In essa sono indicati:

- nella prima colonna la sigla del pannello;
- nella seconda colonna il peso proprio "q" del prototipo per unità di lunghezza;
- nella terza colonna la somma dei pesi della traversa di carico (P_{tr}), del martinetto (P_m) e della cella di carico (P_{cc});
- nella quarta colonna il carico esercitato dal martinetto all'atto della crisi per taglio (P_u);
- nella quinta colonna il taglio massimo presente all'atto della crisi (V_A) calcolato tenendo conto di tutti i contributi suddetti;
- nella sesta colonna il taglio medio di rottura.

Il dato principale che risulta dalla Tabella è che, sia nei solai a travetti precompressi, sia in quelli tralicciati, il carico medio di rottura a taglio si incrementa sensibilmente nel passaggio dai pannelli privi di pignatte a quelli che ne sono dotati. Gli incrementi percentuali infatti sono pari nei due casi rispettivamente a:

$$j^{(P)} = \frac{20534 - 17035}{17035} = 0.205$$

$$j^{(T)} = \frac{19054 - 15349}{15349} = 0.241$$

e risultano perciò nell'ordine del 20.5% e del 24.1%.

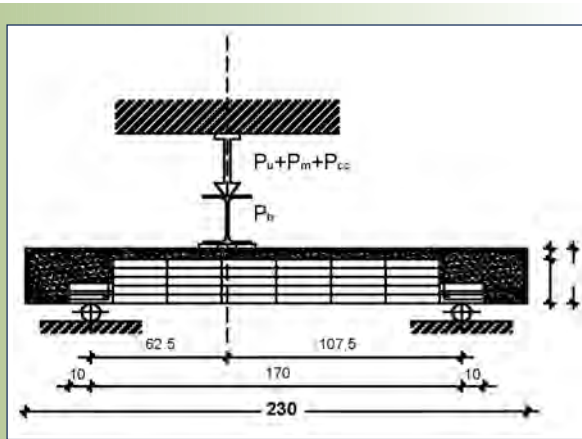


Fig. 13

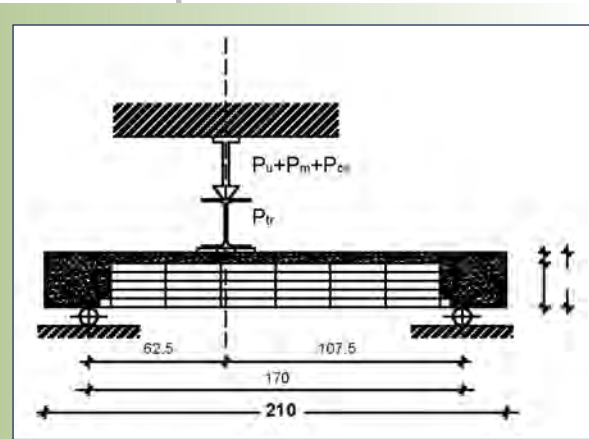


Fig. 14

Each panel was subjected an increasing monotonic load, starting from a zero value up to breaking point. In Tab. III there is a summary of the types tested with the dates of the tests.

Unlike what happened in the tests with long panels, for which some breaks occurred through flexion and others through shearing, in the case of short panels that are referred to here, the breaking always occurred through shearing. Also as far as flexion breaking was concerned this was deliberately avoided by using reinforcement that could absorb the bending stress.

Tab. IV is a summary of the results obtained in the experiment. They show:

- in the first column the initial of the panel;
- in the second column the weight "q" of the prototype per unit of length;
- in the third column the sum of the weights of the load beam (P_{tr}), the jack (P_m) and the load unit (P_{cc});
- in the fourth column the load exercised by the jack at the moment of shearing (P_u);
- in the fifth column the shearing maximum at the critical moment (V_A) calculated taking into account all the above-mentioned contributions;
- in the sixth column the average shearing breakage.

The main information emerging from the table is that both for pre-stressed concrete beams and lattice girder beams the average breaking value for through shearing increases noticeably in the passage from panels without hollow blocks to those that are fitted with them. The percentage increases, in fact, are equal in the two cases respectively at:

$$j^{(P)} = \frac{20534 - 17035}{17035} = 0.205$$

$$j^{(T)} = \frac{19054 - 15349}{15349} = 0.241$$

and are in the order of 20.5% and 24.1%.

Tab. III

Tipo di pannello Type of panel	Descrizione Description	Data di prova Test date
1PS	Precompresso senza laterizi Pre-stressed without bricks	01/06/2005
1PC	Precompresso con laterizi Pre-stressed with bricks	08/06/2005
1TS	Tralicciato senza laterizi Lattice without bricks	15/06/2005
1TC	Tralicciato con laterizi Lattice with bricks	24/06/2005
2PS	Precompresso senza laterizi Pre-stressed without bricks	19/07/2005
2PC	Precompresso con laterizi Pre-stressed with bricks	13/07/2005
2TS	Tralicciato senza laterizi Lattice without bricks	13/07/2005
2TC	Tralicciato con laterizi Lattice with bricks	14/07/2005
3PS	Precompresso senza laterizi Pre-stressed without bricks	18/07/2005
3PC	Precompresso con laterizi Pre-stressed with bricks	19/07/2005
3TS	Tralicciato senza laterizi Lattice without bricks	12/07/2005
3TC	Tralicciato con laterizi Lattice with bricks	15/07/2005

Ciò conferma in maniera anche più convincente quanto rilevato a seguito della prima serie di prove di cui si è riferito nel § 2. Nelle Figg. 15 e 16 sono riportate foto che mostrano nell'insieme e nel dettaglio uno dei pannelli nel corso di una prova. Le Figg. 17-18-19-20 mettono in evidenza la crisi per taglio raggiunta da alcuni pannelli, uno per ciascuna serie.

CONFRONTI TEORICI

A corredo di quanto esposto appare interessante qualche confronto tra i risultati sperimentali conseguiti e le resistenze a taglio

Tab. IV

Pannello Panel	q [daN/m] q [daN/m]	P _{tr} + P _m + P _{cc} [daN] P _{tr} + P _m + P _{cc} [daN]	P _u [daN] P _u [daN]	V _A [daN] V _A [daN]	V _{A, medio} [daN] V _{A, average} [daN]
1PS			27460	17694	
2PS	265	165	23080	14926	17035
3PS			28730	18498	
1PC			29260	18875	
2PC	315	165	33500	21556	20534
3PC			32890	21170	
1TS			22980	14877	
2TS	285	165	25610	16541	15349
3TS			22585	14628	
1TC			24735	16038	
2TC	345	165	30700	19810	19054
3TC			33080	21315	

This is an even more convincingly confirmed by what was observed following the first series of tests referred to in § 2.

In Figs. 15 and 16 the photos show the whole one of the panels and a close-up view during the test.

Figs. 17-18-19-20 highlight the shearing reached in some panels, one for each series.

THEORETICAL COMPARISONS

From what has been observed it would be interesting to make some comparisons between the test results and the shear strengths attained theoretically using the formulas recommended by the Technical Norms. Reference was made to Eurocode 2 (UNI EN 1992-1-1) [2] that, in point 6.2.2, provides the value of the shear strength $V_{Rd,c}$ for elements that do not require shearing reinforcements, using the formula (6.2a), to use both with panels with pre-stressed reinforced concrete panels (Fig. 21), as well as those with lattice girder beams (Fig. 22). In it the contribution of the pre-stressing is excluded, for the former ones, since it extends only to the prefabricated beam and not to the entire ribbing, and for the latter, that of the metallic lattice because of its insufficient height, not suitably fixed in the compressed zone. It is calculated that the only function of the lattice is to ensure the floor is monolithic as will be explained later. In both cases therefore there is the following expression of the shear strength of the layout:

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_{ck}} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (1)$$

where there is an assumption of the common values $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e $\gamma_c = 1.5$. With reference to the pre-stressed concrete panels, Fig. 21 summarises some of the geometric magnitudes needed for using (1) expressed in

desumibili per via teorica impiegando le formule consigliate dalla Normativa Tecnica.

Ci si è riferiti all'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) [2] che, al punto 6.2.2, fornisce il valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ per elementi che non richiedono armature a taglio, mediante la formula (6.2a), da riferire sia ai pannelli con travetti in c.a.p. (Fig. 21), sia a quelli con travetti tralicciati (Fig. 22). In essa si esclude, per i primi, il contributo della precompressione in quanto estesa al solo travetto prefabbricato e non all'intera nervatura e, per i secondi, quello del traliccio metallico a causa della insufficiente altezza di quest'ultimo, non adeguatamente ancorato in zona compressa. Si ritiene perciò che l'unica funzione del traliccio sia quella di assicurare il monolitismo del solaio come verrà precisato successivamente.

Si ha pertanto in entrambi i casi la seguente espressione della resistenza di progetto a taglio:

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_{ck}} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (1)$$

in cui vanno assunti i valori comuni $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e $\gamma_c = 1.5$.
Con riferimento ai pannelli a travetti precompressi, la Fig. 21

millimetres. Moreover, the following emerges:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215.6}} = 1.963 < 2.0$$

$$A_{sl} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{402}{90 \cdot 215.6} = 0.02$$

All things considered we get:

$$V_{Rd,c}^{(\text{panel})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{beam})} = 5052 \text{ daN} \quad (2)$$

For the lattice girder beams we have $A_{sl} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ and, with the information in Fig. 22:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1.932 < 2.0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{402}{90 \cdot 230} = 0.0194 < 0.02$$



Fig. 15

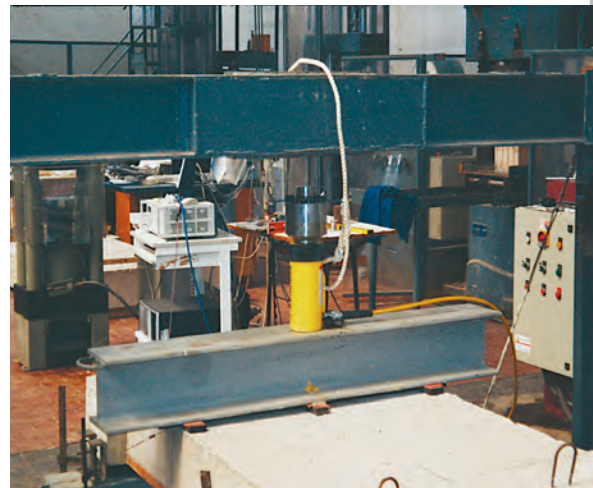


Fig. 16



Fig. 17 - pannello "PC".
Panel "PC".



Fig. 18 - pannello "PS".
Panel "PS".



Fig. 19 - pannello "TC".
Panel "TC".



Fig. 20 - pannello "TS".
Panel "TS".

riassume alcune delle grandezze geometriche necessarie per utilizzare la (1) espresse in millimetri. Risultano inoltre:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215.6}} = 1.963 < 2.0$$

$$A_{sl} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2 \Rightarrow$$

A conti fatti si ricava:

$$V_{Rd,c}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{travetto})} = 5052 \text{ daN} \quad (2)$$

Per i travetti tralicciati si ha ancora $A_{sl} = 2\emptyset 16 = 402 \text{ mm}^2$ ed inoltre, con i dati di Fig. 22:

Risulta così:

$$V_{Rd,c}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{travetto})} = 5250 \text{ daN} \quad (3)$$

Entrambi i valori ottenuti appaiono molto contenuti nei confronti dei risultati sperimentali medi che sono pari a 17035 daN e 15349 daN, rispettivamente per travetti precompressi e tralicciati in assenza di laterizi. In presenza dei laterizi tali valori si innalzano ulteriormente diventando pari a 20534 daN e 19054 daN (Tab. IV) nei due casi in parola.

Allo scopo di eseguire un confronto più significativo, osserviamo che i valori teorici di $V_{Rd,c}$ sono dipendenti dalla resistenza caratteristica di compressione f_{ck} (frattile 5%) del calcestruzzo $V_{Rd,c}$ e dal coefficiente parziale di sicurezza del materiale $\gamma_c = 1.5$. Di fatto una stima accettabile dei valori medi del taglio resistente, corrispondenti ai valori (2) e (3), si può ottenere amplificando gli stessi per il coefficiente $\gamma_c / \sqrt[3]{0.7} = 1.689$. Così operando si ottengono valori medi dei tagli resistenti teorici pari a 8533 daN e 8868 daN rispettivamente per i pannelli con travetti precompressi e tralicciati.

L'ulteriore discrepanza tra questi ultimi valori medi teorici e quelli sperimentali può essere giustificata osservando che, nel caso dei pannelli con travetti in c.a.p. (Fig. 17), l'elemento inferiore precompresso incrementa la portanza del meccanismo resistente "a

The result is:

$$V_{Rd,c}^{(\text{panel})} = 3V_{Rd,c}^{(\text{beam})} = 5250 \text{ daN} \quad (3)$$

Both the values obtained seem very small compared to the average test results that are 17035 daN and 15349 daN, respectively for pre-stressed concrete beams and lattice girder beams without clay elements. Where there are bricks the values increase further becoming 20534 daN and 19054 daN (Tab. IV) for the cases in question.

In order to carry out a more meaningful comparison, we can see that the theoretical values of $V_{Rd,c}$ are dependent on the compression resistance f_{ck} (5%) of the concrete and on the partial security factor of the material $\gamma_c = 1.5$. As a matter of fact acceptable mean shear strength values, corresponding to the values (2) and (3), can be obtained by amplifying them by the coefficient $\gamma_c / \sqrt[3]{0.7} = 1.689$. By doing this theoretical mean shear strength values of 8533 daN and 8868 daN can be obtained respectively for the panels with pre-stressed concrete beams and for those with lattice girder beams.

A further discrepancy between these mean theoretical values and the test ones can be excused by observing that, in the case of panels with pre-stressed reinforced concrete beams (Fig. 17), the lower pre-stressed element increases the lift of the "toothcomb" resistance mechanism, by developing a considerable "pin" effect not considered in (1). As far as the panels with lattice girder beams are concerned, Fig. 19 clearly shows that the metallic lattice has been affected by the breaking surface and that it has definitely contributed to the shear strength. Also in this case, however, such a contribution was not taken into account in (1).

Another check, provided by Eurocode 2 Part 1-1 at point 6.2.5, concerns the shearing action in the boundary

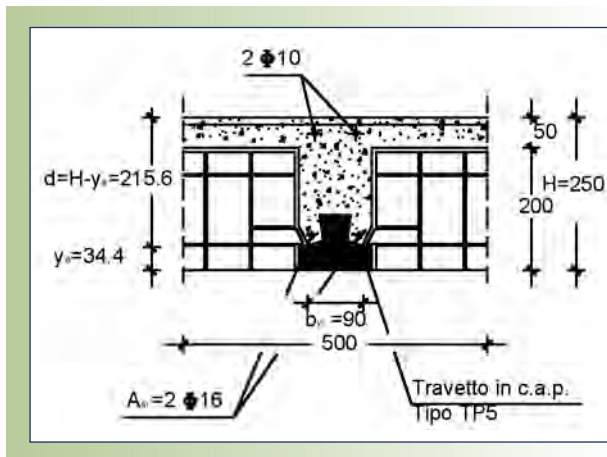


Fig. 21
????????

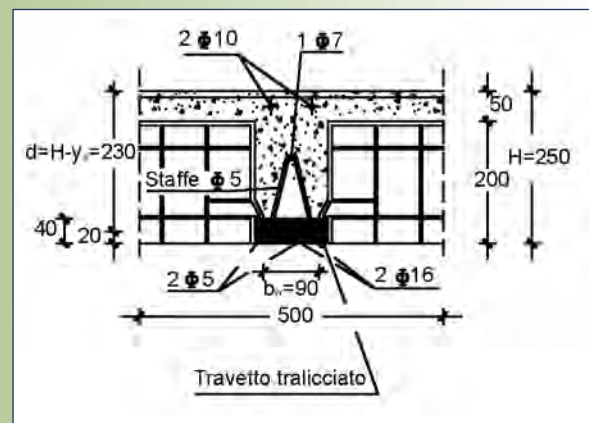


Fig. 22
????????

pettine” sviluppando un notevole effetto “spinotto” non considerato nella (1). Per quanto riguarda i pannelli con travetti tralicciati, la Fig. 19 mostra chiaramente che il traliccio metallico è stato interessato dalla superficie di rottura e che certamente ha contribuito alla resistenza a taglio. Anche in questo caso, però, tale contributo non è tenuto in conto nella (1).

Un’ulteriore verifica, prevista dall’Eurocodice 2 Parte 1-1 al punto 6.2.5, riguarda l’azione tagliante nell’interfaccia tra il calcestruzzo gettato in opera e l’elemento prefabbricato. Tale controllo può riguardarsi come una “verifica del monolitismo” del pannello. La verifica richiede che:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (4)$$

essendo:

$V_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}$ il valore di progetto della tensione tangenziale all’interfaccia;

$V_{Rdi} = c f_{ctd} + q f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ la resistenza di progetto, in cui, in particolare:

- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;
- b_i è la larghezza dell’interfaccia;
- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell’ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale globale ($\beta = 1$);
- c, μ sono fattori dipendenti dalla scabrezza dell’interfaccia ($c=0.35$ e μ per superficie liscia);
- $q = \frac{A_s}{A_i}$ con A_s area dell’armatura che attraversa l’interfaccia ed A_i area del giunto;
- α è l’inclinazione sull’orizzontale dell’armatura che attraversa il giunto.

Ponendo nella (4) il segno di uguaglianza, si ottiene l’espressione del taglio resistente all’interfaccia:

$$V_{Ed,max} = V_{Rdi} [c f_{ctd} + q f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)] z b_i \quad (4)$$

Comune ad entrambe le tipologie di pannelli è il valore della resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.8 / 1.5 = 1,2 \text{ N/mm}^2, \text{ avendo assunto } f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2.$$

Per i pannelli con travetti in c.a.p. risulta inoltre (Fig. 23):
 $b_i = 200 \text{ mm}$; $d = 215.6 \text{ mm}$; $z = 0.9d = 194.04 \text{ mm}$; $q = 0$
 e conseguentemente la (4) fornisce:

$$V_{Rdi}^{(pannello)} = 3V_{Rdi}^{(travetto)} = 4890 \text{ daN}$$

between the concrete cast on-site and the prefabricated element. This check can be looked upon as a “check of the monolithic nature” of the panel. The check requires that:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (4)$$

where:

$V_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}$ the value of the tangential stress at the boundary;

$V_{Rdi} = c f_{ctd} + q f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$ the layout resistance, where:

- V_{Ed} is the transversal shearing force;
- b_i is the width of the boundary;
- β is the relationship between the longitudinal force in the last concrete casting and the global longitudinal force ($\beta = 1$);
- c, μ are factors dependent on the roughness of the boundary ($c=0.35$ and μ for a smooth surface);
- $q = \frac{A_s}{A_i}$ with A_s area of the reinforcement that crosses the boundary and A_i area of the joint;
- α is the inclination on the horizontal of the reinforcement that crosses the joint.

Putting an equals sign in (4), we obtain the expression for the shear strength at the boundary:

$$V_{Ed,max} = V_{Rdi} [c f_{ctd} + q f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)] z b_i \quad (4)$$

Common to both types of panels is the tensile resistance value of the concrete layout:

$$f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1.8 / 1.5 = 1,2 \text{ N/mm}^2, \text{ assuming } f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2.$$

For panels with pre-stressed reinforced concrete beams we also get (Fig. 23):

$$b_i = 200 \text{ mm}; d = 215.6 \text{ mm}; z = 0.9d = 194.04 \text{ mm}; q = 0$$

and consequently (4) provides:

$$V_{Rdi}^{(panel)} = 3V_{Rdi}^{(beam)} = 4890 \text{ daN}$$

Passando al valore medio della resistenza a trazione $f_{ctm} = \gamma_c f_{ctd}/0.7$, come già in precedenza descritto, al taglio resistente di calcolo si può far corrispondere il taglio resistente medio allo scorrimento pari a 10478 daN (= 4890 x 1.5/0.7).

Per i pannelli solaio con travetti tralicciati invece, trascurando il contributo delle barre compresse e assumendo (Fig. 24):

$b_i = 90\text{mm}$; $d = 230\text{mm}$; $z = 0.9d = 207\text{mm}$

$s = 200\text{ mm}$ passo del traliccio metallico;

$A_s = 2 \text{ } \varnothing 5 = 40\text{ mm}^2$ armatura tesa che attraversa l'interfaccia;

$$q = \frac{A_s}{A_i} = \frac{A_s}{b_i s} = 0.0011 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 374\text{N/mm}^2, \quad \alpha = 45^\circ, m = 0.6$$

risulta:

$$V_{Rdi}^{(\text{pannello})} = 3V_{Rdi}^{(\text{travetto})} = 7550\text{ daN}$$

Anche in questo caso, passando al valore medio della resistenza unitaria a trazione f_{ctm} del conglomerato e assumendo per l'acciaio la resistenza caratteristica f_{yk} , si ottiene il valore 11012 daN.

Un'ultima osservazione scaturisce dall'analisi delle modalità di collasso dei pannelli. Dalle Figg. 17-18-19-20, relative alle situazioni di rottura, si rileva che mentre per i pannelli tralicciati ad armatura lenta si manifesta la classica superficie di distacco per taglio, caratteristica per le travi non armate a taglio (meccanismo resistente "a pettine"), nel caso dei pannelli solaio con travetti in c.a.p. la superficie di rottura si è propagata orizzontalmente al livello della corda minore del travetto precompresso. Ciò suggerisce l'esigenza di specifiche verifiche di resistenza in corrispondenza di questa corda più debole, come proposto dal pr EN 15037-1 [5] attualmente in fase sperimentale.

CONCLUSIONI

Le prove hanno mostrato in maniera chiara che i laterizi hanno la capacità di elevare considerevolmente il carico di rottura a taglio di pannelli di solaio sia a travetti precompressi che tralicciati. Ciò vale anche se si adoperano pignatte normali anziché rinforzate. Già la prima serie di prove, a carattere preliminare, condotte su travi snelle a travetti precompressi, aveva provato quanto sopra: infatti i pannelli muniti di pignatte avevano avuto un comportamento più rigido nel corso delle prove e soprattutto avevano superato il carico di crisi per taglio manifestatosi per i pannelli privi di laterizi, pervenendo a una rottura per flessione sotto carico maggiore.

La seconda serie di prove, condotta su elementi molto armati a flessione per far sì che la rottura avvenisse comunque a taglio, ha confermato quanto ottenuto per la prima serie: la presenza dei laterizi ha determinato un incremento medio del carico di crisi pari al 20.5% e al 24.1% rispettivamente nei casi di travetti precompressi e tralicciati.

Tutto ciò conferma come i laterizi producano un effetto benefico sul comportamento statico dei solai misti ai fini dell'assorbimento dello sforzo di taglio. Questo risultato non può non far sorgere delle perplessità in merito al fatto che le recentissime "Norme tecniche per le costruzioni" [6] ridimensionino drasticamente, al punto 5.1.9, il contributo delle pignatte ai fini della resistenza del solaio rispetto a quanto prescritto al punto 7 del D.M. 9/1/96 [3] e da quelli ad esso precedenti.

Going from the mean tensile resistance value $f_{ctm} = \gamma_c f_{ctd}/0.7$, as already described earlier, to the calculation of the shear strength we can let the mean resistance to shearing be 10478 daN (= 4890 x 1.5/0.7).

For floor panels with lattice girder beams however, by ignoring the contribution of the pre-stresses bars and assuming (Fig. 24):

$b_i = 90\text{mm}$; $d = 230\text{mm}$; $z = 0.9d = 207\text{mm}$

$s = 200\text{ mm}$ pitch of the metallic lattice;

$A_s = 2 \text{ } \varnothing 5 = 40\text{ mm}^2$ taut reinforcement that crosses the boundary;

$$q = \frac{A_s}{A_i} = \frac{A_s}{b_i s} = 0.0011$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{430}{1.15} = 374\text{N/mm}^2;$$

$$\alpha = 45^\circ, m = 0.6$$

it results that:

$$V_{Rdi}^{(\text{panel})} = 3V_{Rdi}^{(\text{beam})} = 7550\text{ daN}$$

Also in this case, by going from the mean value for the unit tensile resistance of the mix and assuming for the steel the characteristic resistance f_{yk} , we get the value 11012 daN.

A final observation emerging from the analysis of the way the panels collapse. From Figs. 17-18-19-20, concerning the breakage situations, it can be seen that for the lattice girder beam panels with a loose reinforcement we found the classic detachment of the surface because of shearing, characteristic of the beams not reinforced for shearing ("toothcomb" mechanism resistance), in the case of floor panels with pre-stressed reinforced concrete beams the ruptured surface extended horizontally at the level of the lower line of the pre-stressed beam. This suggests the need for specific strength tests in line with this weaker line, as proposed by pr EN 15037-1 [5] currently in the experimental stage.

CONCLUSIONS

The tests clearly demonstrated that clay elements have the capacity to considerably increase the shear strength of floors with pre-stressed beams and ones with lattice girder beams. This is true even when normal instead of reinforced hollow blocks are used.

Already the first series of tests, of a preliminary nature, conducted on slender pre-stressed beams, proved that fact: in fact, panels fitted with hollow blocks had had a more rigid behaviour during the tests and above all they had exceeded the critical load for shearing displayed by the panels without clay elements, experiencing a rupture because of flexion under a greater load.

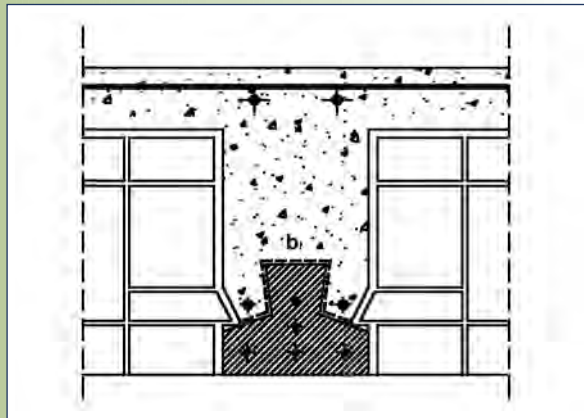


Fig. 23
????????

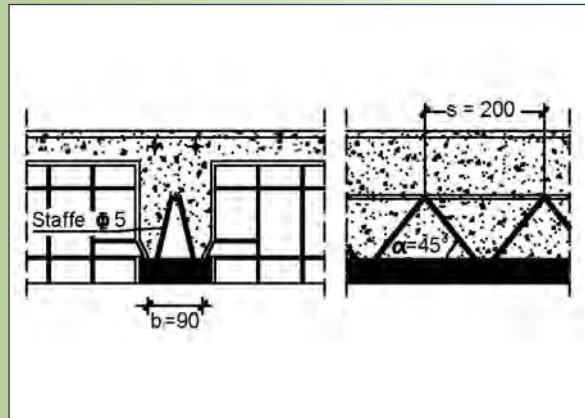


Fig. 24
????????

Il confronto condotto tra i valori teorici della resistenza di calcolo a taglio valutata sulla base di quanto proposto dall'Eurocodice 2 Parte 1-1 [2] e i valori conseguiti per via sperimentale mostra che i primi sono molto più bassi dei secondi, questi ultimi sia in assenza che in presenza dei laterizi. Si ritiene che ciò sia dovuto alla particolare prudenza con cui si valuta la resistenza a taglio trascurando il contributo della precompressione e quello dell'armatura d'anima rispettivamente nei due casi di solaio a travetti precompressi e tralicciati. La complessità dei meccanismi di rottura a taglio dei solai a travetti prefabbricati, ampiamente utilizzati nella pratica costruttiva, suggerisce la necessità di un'estesa sperimentazione per raggiungere una più soddisfacente modellazione dei meccanismi stessi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G. DONATONE, A. SOLLAZZO: *Collaborazione calcestruzzo-laterizio nelle sezioni di solaio soggette a momenti negativi*, "Costruire in Laterizio", N. 26, Marzo-Aprile 1992.
- [2] UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2: *Design of concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*, Novembre 2005.
- [3] D.M. 9/1/1996: *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*, Supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 5/2/1996 - Serie generale.
- [4] G. DONATONE, A. SOLLAZZO: *Sulle condizioni di vincolo dei solai latero-cementizi a travetti precompressi*, "Costruire in Laterizio", N. 50-51, Marzo-Giugno 1996.
- [5] prEN 15037-1: *Precast concrete products - Beam-and-block floor systems - Part 1: Beams*, Ottobre 2005.
- [6] Decreto 14/9/2005: *Norme tecniche per le costruzioni*, Supplemento ordinario alla G.U. n. 222 del 23/09/2005, Serie generale.

Si ringrazia il sig. Francesco Paparella, tecnico del laboratorio "M. Salvati" del D.I.C.A., per la proficua collaborazione prestata nell'esecuzione delle prove.

The second series of tests, carried out on elements that were heavily reinforced against flexion to ensure that the rupture would be shearing by nature, confirmed the results of the first series of tests: the presence of clay elements caused an average increase in the critical load by 20.5% and 24.1% respectively for pre-stressed concrete beams and for lattice girder beams. All this confirms that clay elements have a beneficial effect on the static behaviour of mixed beam-and-block floors, absorbing the shearing force. This result can only cause some concern about the fact that the most recent "Technical regulations for constructions" [6] drastically re-sizes, in point 5.1.9, the contribution hollow blocks have for the strength of the floor with respect to what is recommended in point 7 of Min. Decree 9/1/96 [3] and those before that.

The comparison carried out between the theoretical calculations of the shearing strength evaluated on the basis of what is proposed by Eurocode 2 Part 1 - 1 [2] and the values obtained in tests, shows that the former are much lower than the latter, with or without clay elements. It is thought that this is due to the particular prudence with which the shear strength is evaluated, ignoring the contribution of the pre-stressing and that of the reinforcement of the core, respectively in the two cases of a floor with pre-stressed beams and a floor with lattice girder beams. The complexity of the shearing mechanism for floors with prefabricated beams, widely used in the construction industry, suggests the need for broader tests to arrive at a more satisfactory model of the mechanisms themselves.

Our thanks go to Mr. Francesco Paparella, an engineer in the "M. Salvati" lab of D.I.C.A., for his enormous help in carrying out the tests.