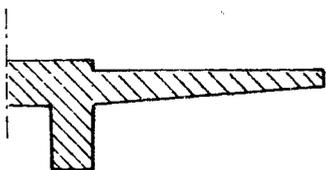


così alla trave che viene a formarsi, la funzione di collegamento trasversale di tutti i travetti, che si esplica attraverso la sua capacità flessionale e torsionale, nel caso di disposizioni non uniformi dei sovraccarichi. Questi ultimi possono infatti assumere valori elevati specialmente quando il solaio rappresenta il calpestio di locali destinati ad uso commerciale di magazzino, deposito, ecc., abbastanza frequente al piano terra degli edifici.

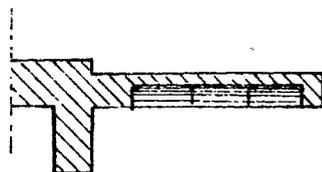
#### 3.2.4) Sbalzi.

La sezione trasversale di uno sbalzo si presenta come in fig. 3-18 a e b); secondo che la soletta sia piena o alleggerita. Nel primo caso essa è rastremata inferiormente, in modo da ridurre il peso proprio con una forma sufficientemente concorde con l'andamento del diagramma dei momenti. Se però (figura 3-19) l'ampiezza (luce) del balcone è variabile in pianta la suddetta soluzione con mensolatura pone il dilemma se realizzare l'intradosso con pendenza costante (fig. 3-19 t) o variabile (fig. 3-19c)



sbalzo con soletta piena

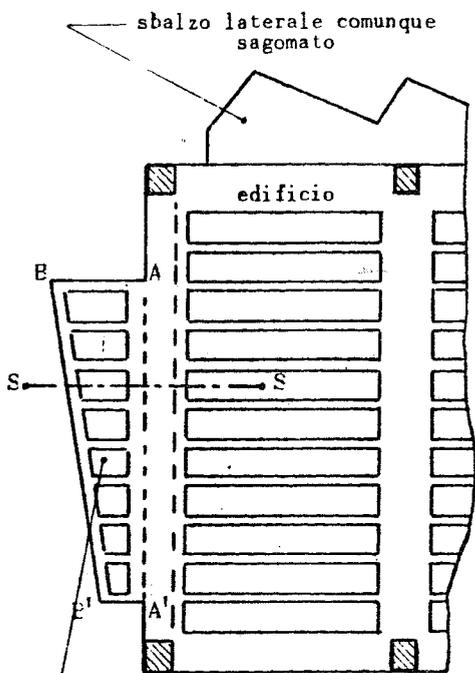
a)



sbalzo con soletta alleggerita con blocchi in laterizio.

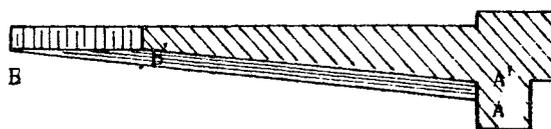
b)

Fig. 3.18.

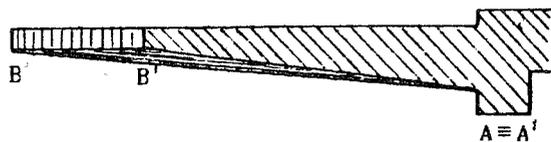


sbalzo trapezio

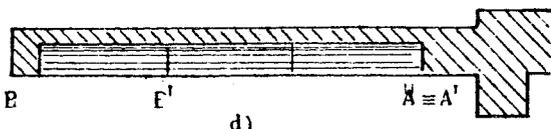
a)



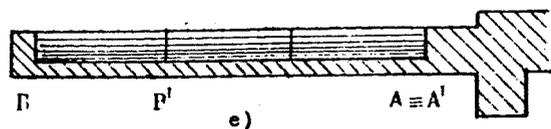
b)



c)



d)



e)

Fig. 3.19 a, b, c, d, e

Alla pendenza costante corrisponderebbe una superficie di intradosso piana con un'altezza variabile della sezione di incastro (che nella sezione si proietta in  $A-A'$ ); alla pendenza variabile ( $A \cong A'$ ) una superficie di intradosso ingobbata che, nel caso che il perimetro  $AA'BB'$  (fig. 3-19 a) abbia i lati  $AA'$  e  $BB'$  rettilinei, assume la forma di paraboloido iperbolico.

Se per semplicità esecutiva si vogliono evitare questi problemi si realizza la soluzione indicata in fig. 3-19 d) con superficie di intradosso orizzontale, alleggerendo la struttura con laterizi. In questa soluzione si verifica l'irrazionalità che la soletta è superiore, cioè in zona tesa; la soluzione di figura 3-19 e) è più razionale ma di più delicata esecuzione perché, realizzata la soletta inferiore, occorre successivamente disporre i laterizi di alleggerimento sul conglomerato ancora fresco e di piccolo spessore. Più spesso quindi si preferisce la soluzione di fig. 3-19 d) disponendo allargamenti della sezione resistente del travetto in prossimità degli incastri riducendo la larghezza dei blocchi di laterizio man mano che il valore del momento lo richiede.

Dal punto di vista esecutivo è opportuno ricordare, che in questi casi occorre ben garantire (con staffe o distanziatori verticali) la posizione dell'armatura metallica resistente nello strato superiore, perché è ben facile che durante l'operazione di getto essa si abbassi con notevole riduzione della sua efficacia.

È stato già trattato dai precedenti corsi lo schema di solaio a sbalzo posto in prosecuzione dei travetti della campata retrostante.

Si considera nel seguito pertanto lo schema di

sbalzo (laterale) ordito trasversalmente all'orditura dei travetti del solaio adiacente e quello dello sbalzo d'angolo; per altri casi si riporta solo la rappresentazione, di per se' significativa, dei provvedimenti di volta in volta adottati.

### 3.2.4.1) Sbalzi laterali.

Nulla di nuovo occorre aggiungere al normale dimensionamento del tratto a sbalzo. La trave di testa, alla quale e' vincolato lo sbalzo, sopporta le reazioni d'incastro dello sbalzo stesso, il compagno (eventuale) di perimetro dell'edificio e il proprio peso. Per il calcolo dell'insieme sbalzo-trave-solaio (adiacente) si considerano nel seguito due schemi statici, che coincidono solo per la zona, gia' esaminata, effettivamente a sbalzo.

a) Nel primo schema il momento d'incastro dello sbalzo e' assorbito attraverso un regime torsionale della trave di bordo, considerata incastrata in corrispondenza dei nodi che la collegano ai pilastri ed alle travi 3, 4, 5 (fig 3-20) disposte in direzione ortogonale alla trave di bordo. Fissando l'attenzione sulla sezione SS indicata in fig. 3-21 a), osserviamo che la parte a sbalzo (a sinistra) esercita su quella a destra uno sforzo di taglio  $T_s$ , ed un momento flettente  $M_s$ . Quest'ultimo comporta la trasmissione di una forza di trazione  $F = M_s/h^*$  attraverso l'armatura metallica superiore e di una eguale forza di compressione attraverso il conglomerato (vedi fig 3-21 d)

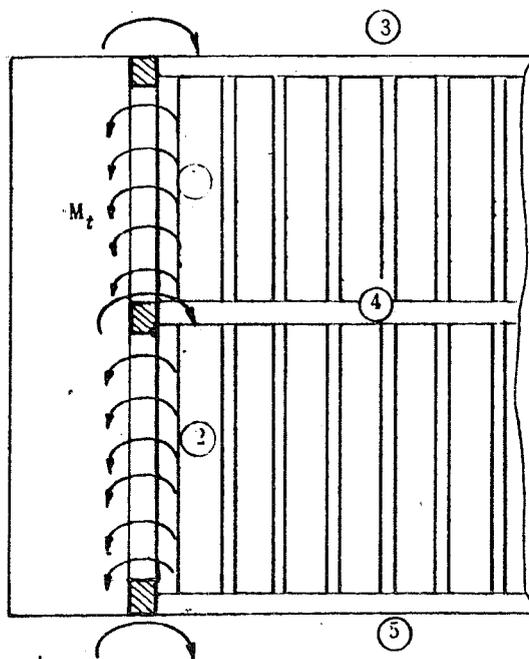


Fig. 3.20. - Sbalzo laterale

Il momento flettente, almeno inizialmente, non è assorbito dalla trave totalmente in regime torsionale, ma, per congruenza, in parte anche a flessione dal solaio retrostante. Questo quindi risulta sollecitato inferiormente a compressione (in corrispondenza dei blocchi di laterizio) e, superiormente, a trazione (nella soletta in conglomerato nella quale sono disposte solo le armature di ripartizione prescritte dal regolamento). Anzi può affermarsi che in una prima fase il momento flettente è assorbito per la maggior parte dal solaio, che ha una rigidezza flessionale molto più elevata della rigidezza torsionale della trave.

Tuttavia in breve tempo la resistenza a trazione del conglomerato della soletta viene vinta ed il ferro di ripartizione, presente in modesta entità (secondo le norme: 3 Ø 6 per metro), viene eccessivamente sollecitato. La frattura che si determina riduce la

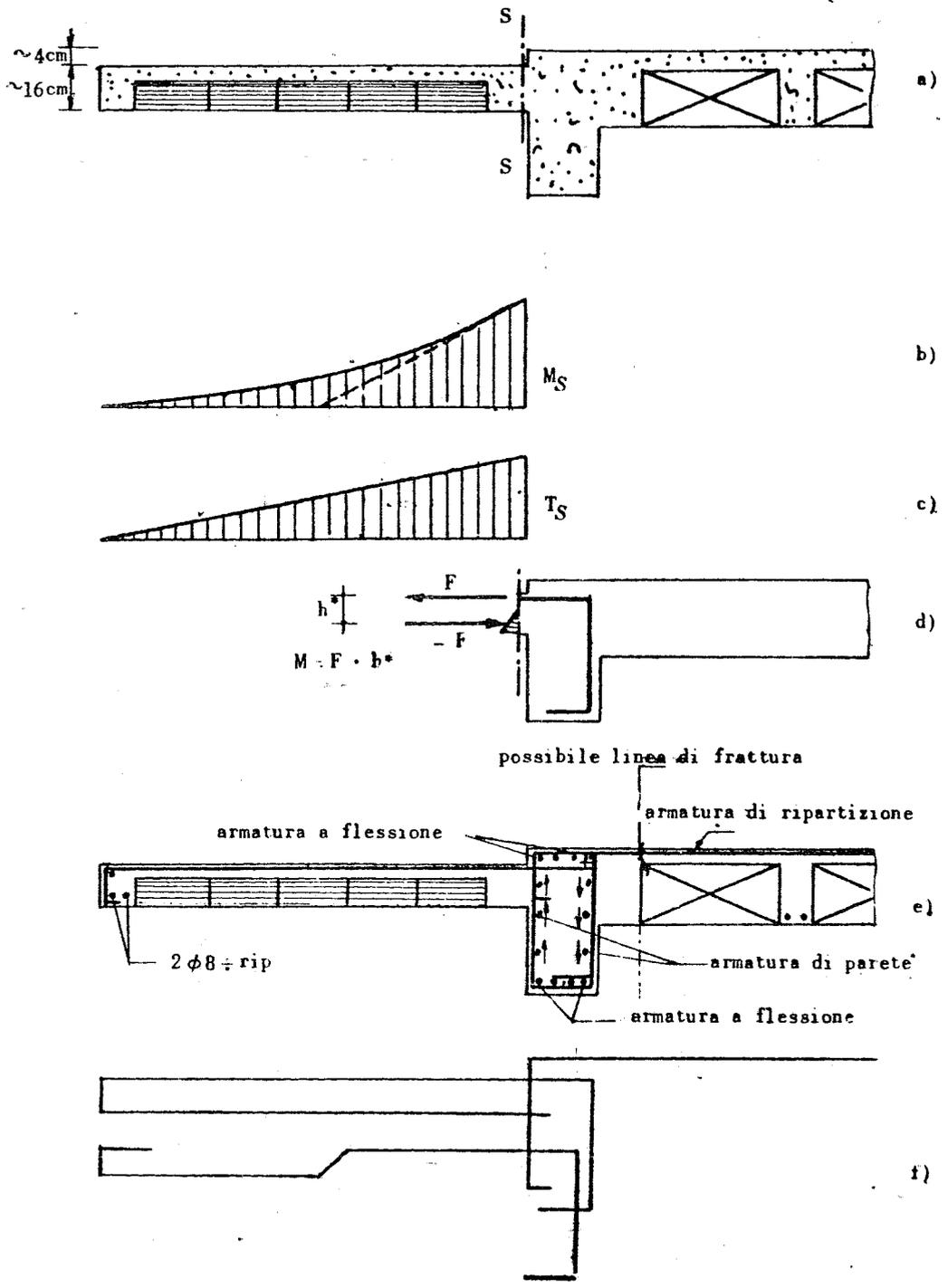


Fig 3 21

rigidita' del solaio e riporta praticamente quasi tutto il momento alla sola trave, che risulta sollecitata a torsione all'incirca dall'intero momento trasmesso dallo stalzo, cosi' come ipotizzato all'inizio.

In questa condizione limite sono noti i diagrammi del taglio, del momento flettente e torcente per la trave. Dalla conoscenza del regime flettente e delle sollecitazioni tangenziali dovute al taglio ed alla torsione si ottengono le armature corrispondenti, costituite da barre longitudinali (eventualmente sagomate) e da armature di parete a forma di rete realizzata con staffe ed ulteriori barre longitudinali. Le barre di acciaio che armano lo stalzo si debbono ripiegare all'interno della trave (vedi fig. 3-21) per garantire la trasmissione dello sforzo di trazione.

Il momento flettente trasversale diminuisce man mano che si procede lungo l'altezza della trave tramutandosi in momento torcente. La forza di trazione delle barre si trasmette per aderenza dall'acciaio al conglomerato e da questo, per taglio, alla rete metallica costituita dalle staffe e dai ferri di parete destinata, con il conglomerato che la irrigidisce, all'assorbimento delle tensioni tangenziali. (fig. 3-21 e f)).

Il momento torcente si trasmette longitudinalmente lungo la trave e da questa ai vincoli costituiti dai nodi di collegamento della trave stessa con i pilastri e le travi ortogonali innanzi citate (fig. 3-20). Per effetto della reazione totale torcente questi pilastri e travi sono sottoposti rispettivamente ad un regime di pressoflessione e di flessione.

Nel criterio accettato di fascia di comportamento e ricordando che i pilastri degli ultimi piani sono molto flessibili, si puo' ipotizzare che tutto il momento

torcente debba essere, nella prima ipotesi limite, assorbito dalle sole travi; cio' e' opportuno anche perche' spesso tra pilastri e travi (indicate con i numeri ③④⑤ nella fig. 3-20) sussiste una frattura di esecuzione.

Questo criterio di non tener affatto conto del contributo dei pilastri, oltre a rappresentare una evidente ipotesi limite, consente all'impalcato di essere staticamente indipendente dalle capacita' di resistenza flessionale dei pilastri con un proporzionamento valido a tutti i piani (piano tipo).

La rigidezza dei pilastri pero' e' variabile lungo l'altezza dell'edificio e rende effettivamente valido questo schema limite solo nella parte piu' alta dove i pilastri sono sottili e deformabili e all'impalcato, molto piu' rigido dei pilastri, compete per congruenza l'assorbimento pressocche' totale della reazione torcente. Ai piani inferiori invece i pilastri sono molto rigidi e possono assorbire anche la quasi totalita' del momento torcente; le due ipotesi limite con figurano la "fascia" di assorbimento del momento torcente.

E' peraltro doveroso concludere con l'osservazione che questo schema e' staticamente ammissibile, ma comporta una lesione lungo la linea di attacco tra solaio e trave, il che e' poco accettabile dal punto di vista estetico se si manifesta a edificio completato per i distacchi che si manifestano sulla superficie di calpestio del pavimento (fig. 3-21 e).

b) Nel secondo schema il momento d'incastro del  
lo sbalzo e' assorbito tutto dal solaio retrostante.  
Occorre quindi rendere il solaio capace di resistere  
in senso trasversale alla sua orditura principale al-  
l'azione flettente indotta dallo sbalzo. A tale scopo  
(fig. 3-22) s'inseriscono nel solaio ortogonalmen-  
te alla sua orditura, una armatura metallica diffusa  
nella soletta e travetti pieni discontinui (A) figura  
3-23.

Normalmente questi travetti si dispongono ad un

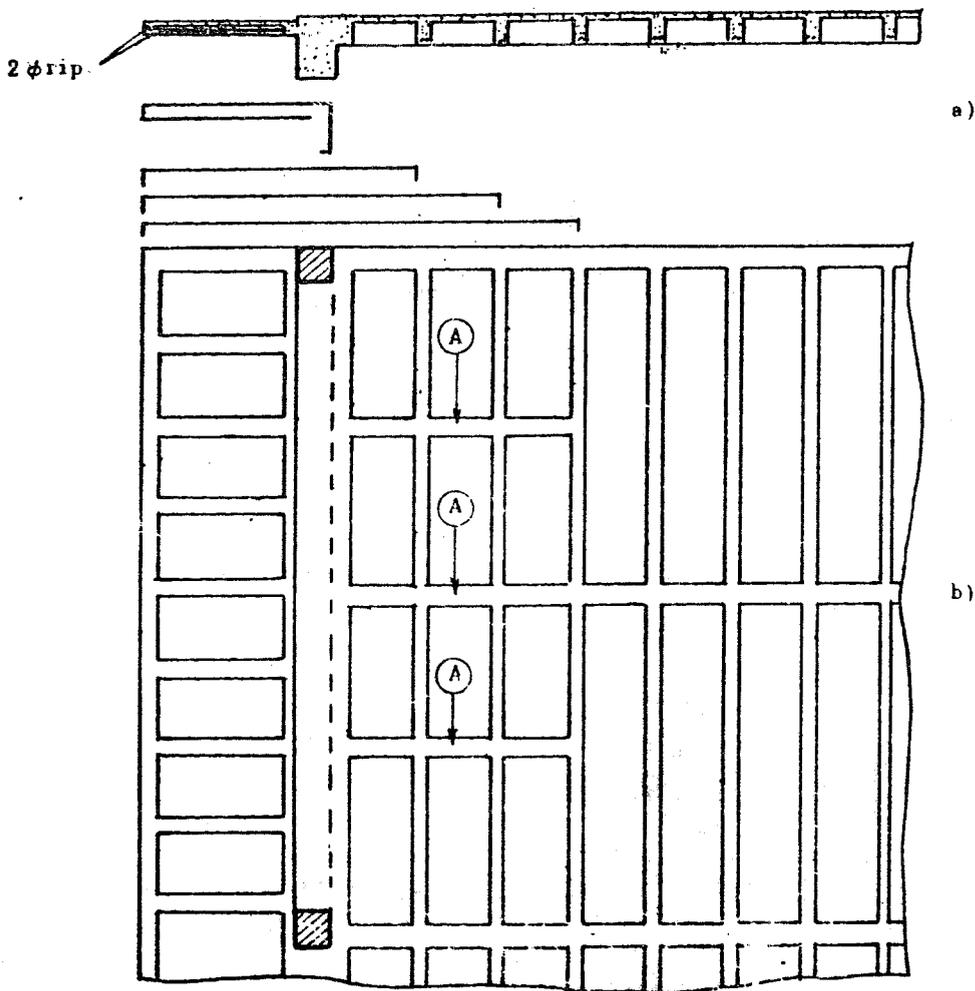


Fig. 22

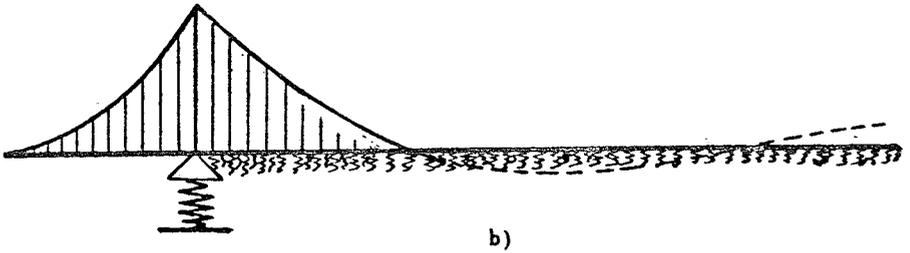
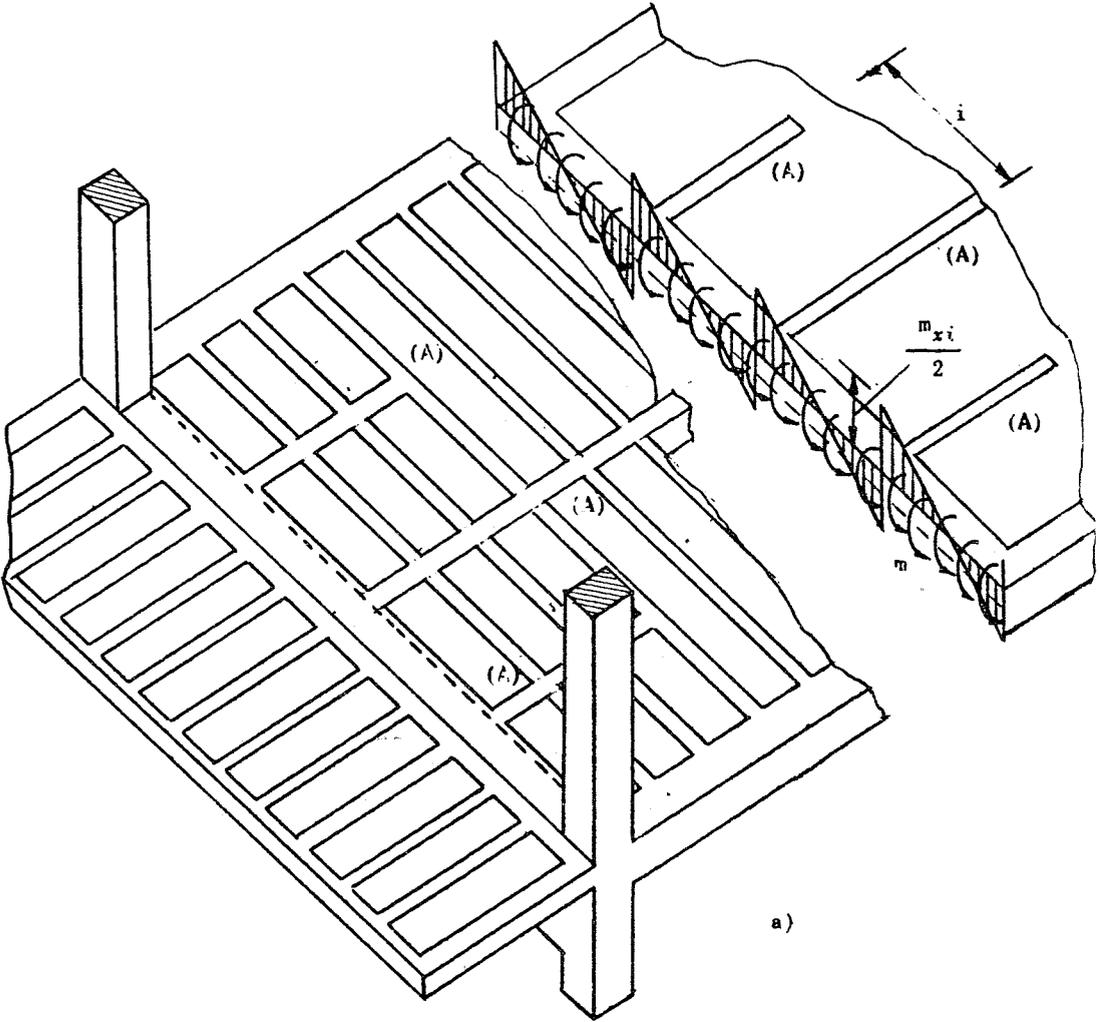


Fig 3 23.

interasse non superiore ad 1,5 - 2,00 m (due o tre per campata) e si armano con quattro barre di acciaio ( $\emptyset 8 \div \emptyset 10$ ) e staffe. La larghezza di ciascun travetto deve essere commisurata al momento flettente globale dello sbalzo agente nell'interasse tra di essi; essa spesso si assume comunque pari a quella di un blocco di laterizio in modo da inserirsi facilmente nella trama già predisposta sulla cassaforma del solaio.

Per l'assorbimento dello sforzo di trazione, che deve corrispondere sempre al momento flettente trasmesso dallo sbalzo, le armature di questo si prolungano nella soletta del solaio e si piegano nel primo, nel secondo e talora anche nel terzo travetto in dipendenza della luce dello sbalzo (1,00  $\div$  1,50  $\div$  2 m).

In definitiva il momento flettente distribuito (m) esercitato dallo sbalzo si trasmette al sistema discontinuo dei travetti (A) attraverso la capacità torsionale della trave di bordo, che è impegnata ad assorbire il momento torcente che si sviluppa agli estremi dell'interasse tra i travetti (A) inseriti nel solaio (fig. 3-23). Il corrispondente regime torsionale è in genere di modesta entità, atteso il piccolo valore di  $i$ , ed è spesso sufficiente la sola capacità della sezione di conglomerato ad assicurare l'assorbimento delle corrispondenti sollecitazioni tangenziali senza un calcolo apposito delle armature metalliche; tuttavia è sempre opportuno disporre un'armatura a torsione costituita da una rete di staffe e ferri di parete distribuita lungo il contorno della sezione.

Occorre anche osservare che, per congruenza, la trave comunque assorbe a torsione l'aliquota di momento sia pur piccolo che le spetta nel rapporto della sua rigidezza torsionale rispetto a quella flessio

nale del solaio così irrobustito.

La distribuzione dei momenti flettenti nei travetti (A) si dovrebbe determinare considerando questi appoggiati elasticamente alla trave ed alle nervature del solaio (fig. 3-23). Il problema così impostato dal punto di vista qualitativo, non è di facile soluzione quantitativa e un calcolo rigoroso di validità generale sarebbe molto laborioso. In via approssimata potrebbe anche considerarsi isolatamente una sola striscia di lunghezza seminfinita con l'origine in corrispondenza della trave di bordo (fig. 3-24) e risolvere lo schema rappresentato in fig. 3-23)

Anche senza risolvere materialmente questo schema se ne può dedurre che a causa dello smorzamento rapido delle caratteristiche, in genere è sufficiente limitare la lunghezza degli elementi inseriti nel solaio alla seconda o terza nervatura del solaio stesso. Si può anzi supporre che gli effetti statici si annullino in corrispondenza di tale sezione. Una ulteriore

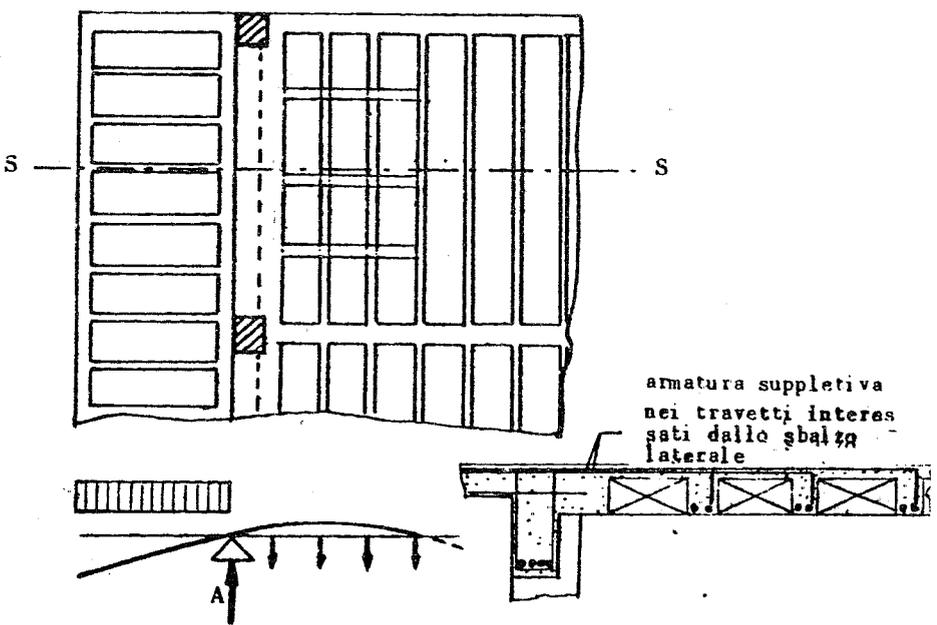


fig 3 24.

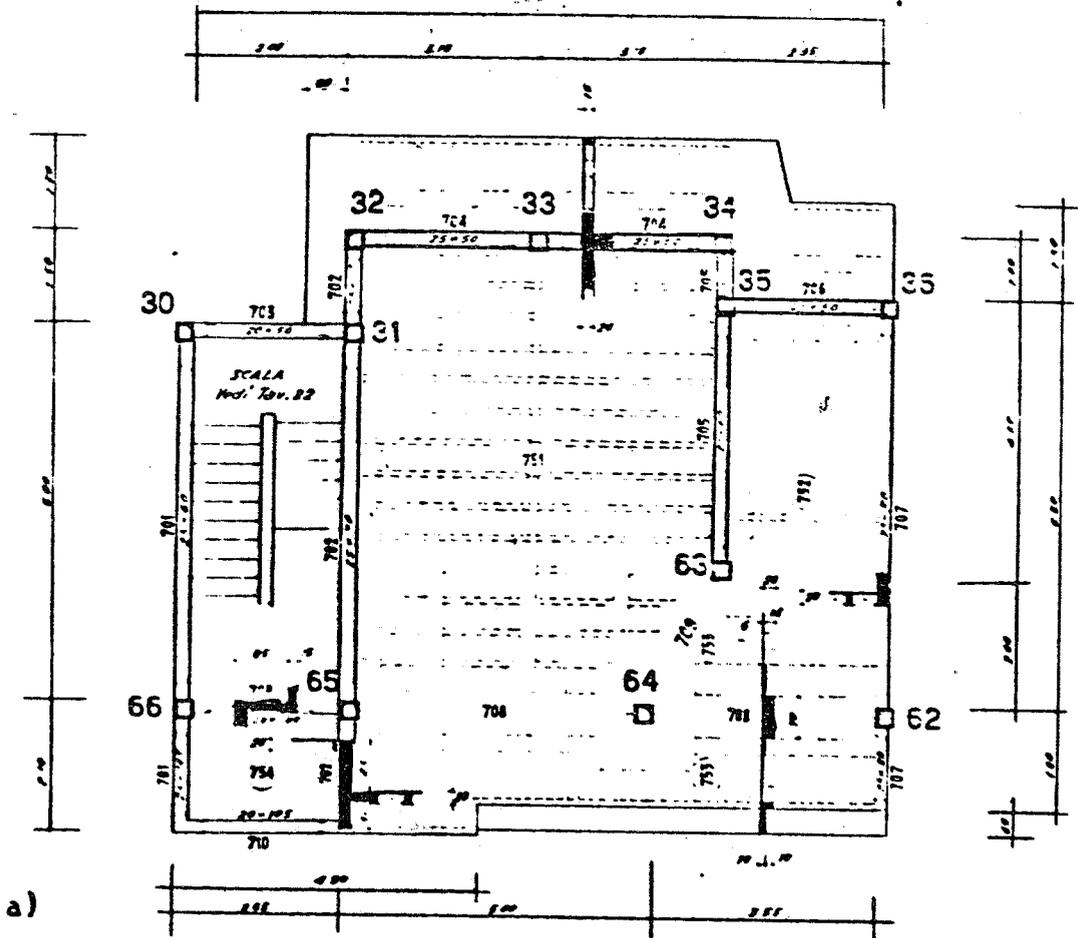
ipotesi semplificativa potrebbe considerare le reazioni mutue tra elemento e nervature del solaio tra loro tutte eguali e la trave di testata indeformabile overo rappresentabile con un appoggio fisso tenuto conto che essa e' molto piu' rigida dei travetti del solaio adiacente. E' evidente che non appena il valore delle reazioni mutue supera quello del peso proprio del solaio, interviene la resistenza flessionale dei travetti (fig. 3-24), a realizzare l'effetto di contrappeso che assicura l'equilibrio dell'intero sistema alla rotazione intorno ad A.

Supponendo valido tale schema semplificativo, la trave di bordo, supposta infinitamente torcibile e quindi non piu' sottoposta a torsione, sopporta un aumento di carico verticale, che puo' assumersi pari al carico complessivo dello sbalzo stesso, se gli elementi di ancoraggio (A) hanno la stessa lunghezza dello sbalzo. Quindi nel calcolo della trave occorre considerare questo incremento di carico. Inoltre le nervature del solaio sono sottoposte a carichi diretti verso l'alto e quindi a flessioni di segno opposto a quelle normali dovute al carico direttamente agente sul solaio.

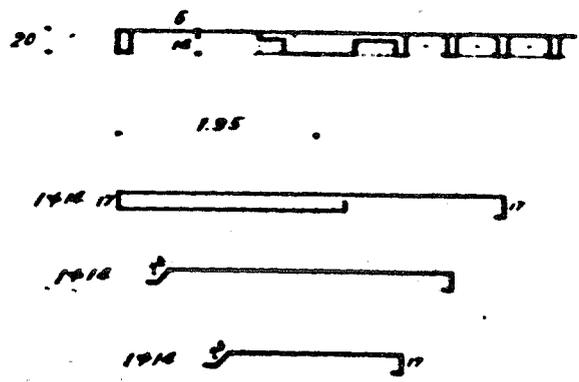
E' necessario pertanto, disporre nelle nervature alle quali si ancora lo sbalzo anche un armatura (superiore) atta ad assorbire il momento (negativo) che vi si desta.

In fig. 3-25 a) e 3-25 b) si riporta un esempio di sbalzo laterale.

In fig. 3-25 c) e, riportato un esempio di sbalzo con controsoletta

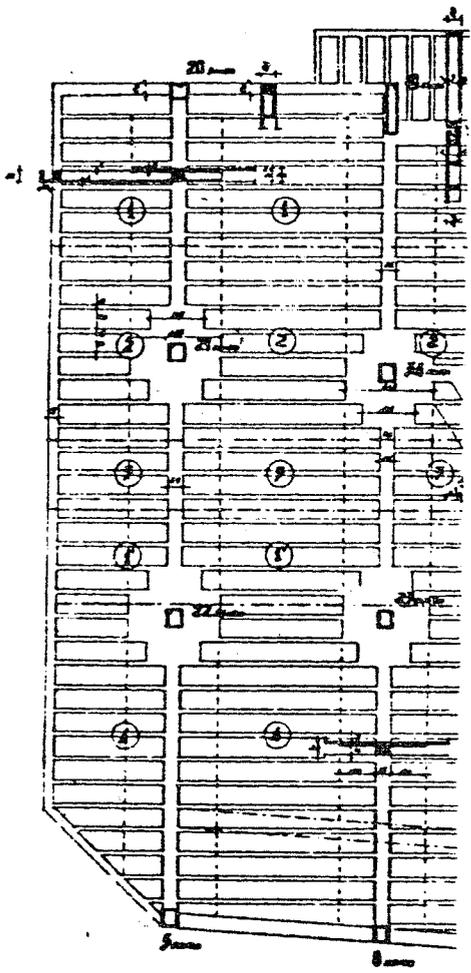


*SBALZO della Tr. 708*



b)

*Nei travelli ortogonali 25x20 (Mod. orionto)  
4x10. SP 45/20 cm.*



Solano Line I.  
 Suburban 19-1018

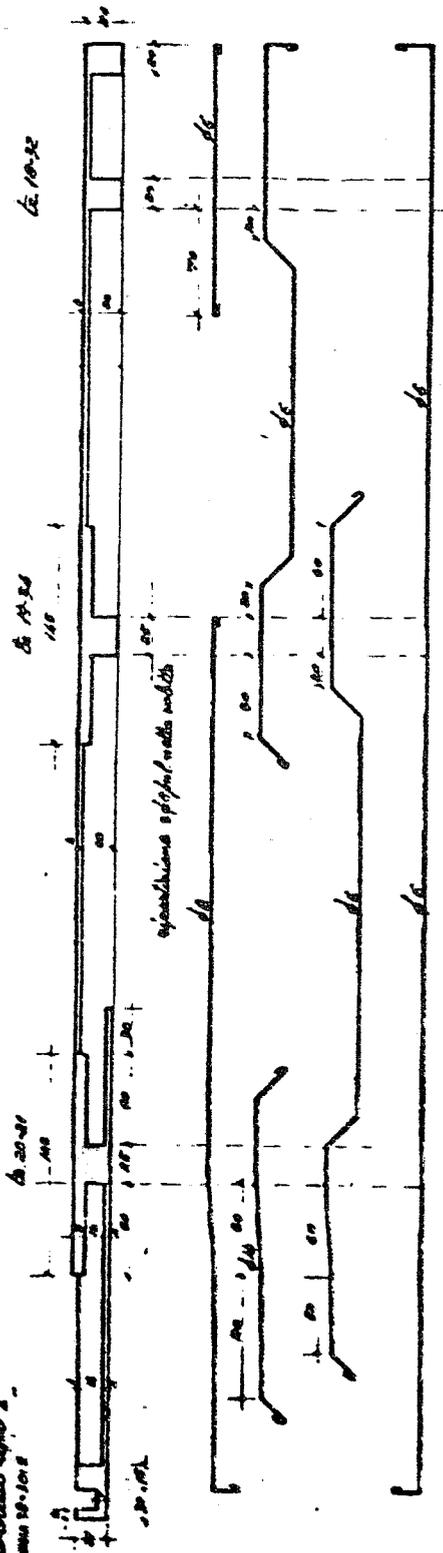


FIG 3-25

### 3.2.4.2) Sbalzi d'angolo.

Per gli sbalzi d'angolo si consiglia di seguire il criterio approssimato qui di seguito esposto.

Si supponga la zona di lati  $a \times t$  (e l'quanto piu' ampia di  $a' \times b'$ ) separata dagli sbalzi laterali ed incastrata al pilastro nella sezione AA' (vedi fig. 3-26). La risultante del carico, supposto uniforme,  $Q = p \cdot a \cdot b$ , e' concentrata nel baricentro G della zona considerata e provoca in corrispondenza della sezione AA' il momento flettente

$$M = Q \cdot d$$

Si procede alla verifica della sezione AA' d'incastro, considerata come una normale sezione rettangolare. In caso che il risultato della verifica sia negativo si accrescono per tentativi, nei limiti del possibile, a e b ottenendo un maggior valore per AA', oppure si accresce lo spessore all'incastro.

Ottenuto un risultato accettabile, si dispongono le barre di acciaio indicate dal calcolo secondo un fascio di centro P convenientemente arretrato (di 100 ÷ 120 cm) rispetto alla sezione AA'. Il punto P deve essere arretrato anche rispetto al filo posteriore della trave CD per dare conveniente interasse alle barre che abbracciano la trave stessa. Le barre si sagomano a "molla" come in figura.

La forza (concentrata) che la trave CD esplica per bilanciare lo sbalzo, si determina schematizzando lo sbalzo d'angolo (fig. 3-26) come trave su due appoggi, uno in corrispondenza della sezione AA' e l'altro

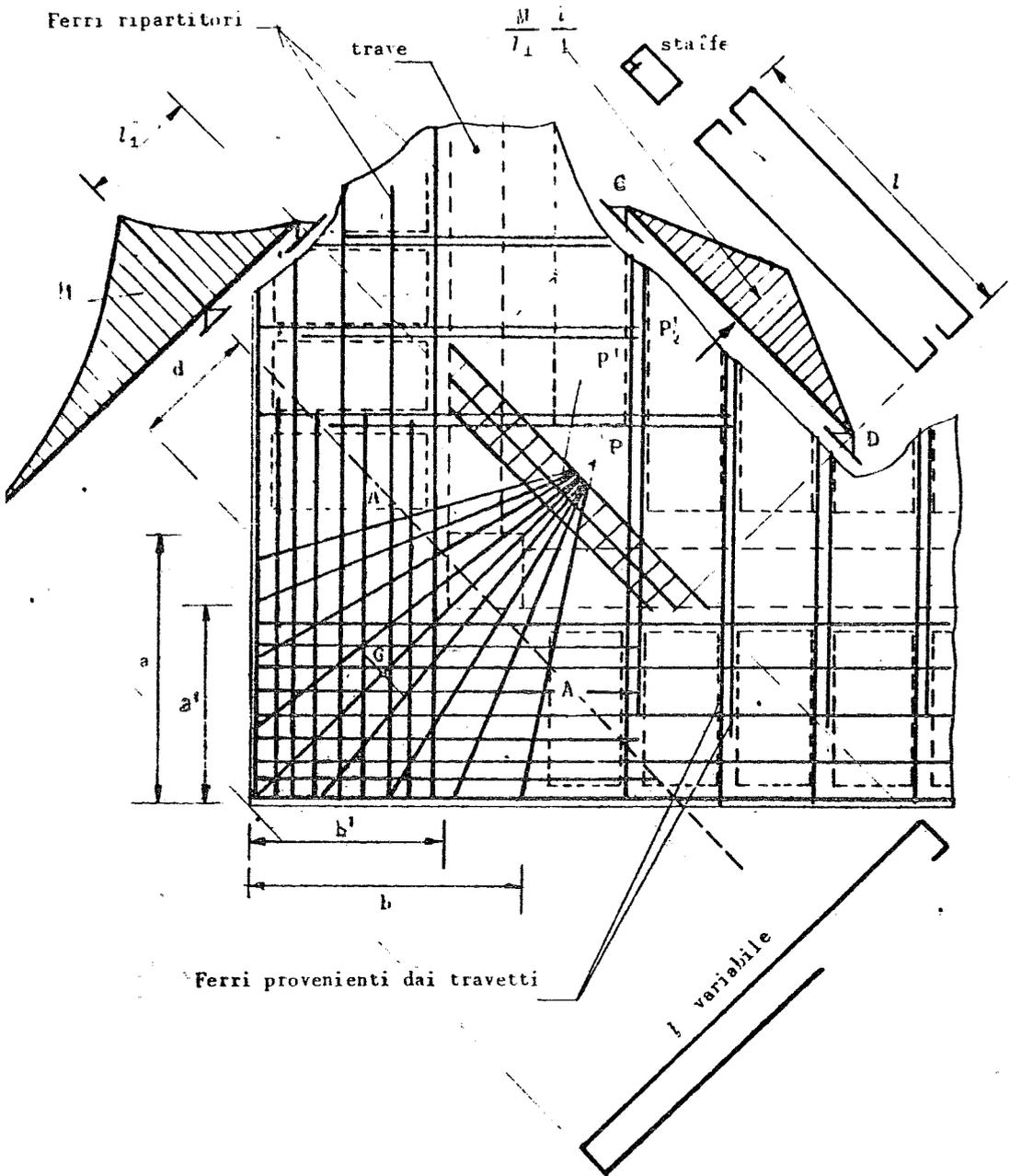


Fig. 3.26.

tro in corrispondenza del punto  $P'$ , con la zona  $a \times b$  a sbalzo.

La trave CD, che rappresenta l'appoggio in  $P'$ , e' quindi caricata dalla forza concentrata di valore  $M/4$  in mezzzeria; essa e' tesa nella sua parte superiore e le sue armature devono ancorarsi profondamente nelle due travi di bordo per trasmettere le corrispondenti reazioni dirette verso l'alto. Si noti infine che le reazioni della trave CD, dirette verso l'alto, inducono nelle due travi perimetrali uno stato di sollecitazione abbastanza vicino a quello che corrisponderebbe al momento flettente globale trasmesso dallo sbalzo d'angolo applicato nel vertice e decomposto nelle due direzioni. Le due travi perimetrali sarebbero sollecitate in tal caso da momenti alle estremita' invece che da due forze (costituenti una coppia) prossime agli estremi; esse devono essere armate con adeguate armature superiori (fig. 3-27).

Tutto quanto sopra presuppone una separazione ideale della zona d'angolo dagli sbalzi adiacenti: nella realta' non solo non e' cosi' ma e' anzi opportuno curare il collegamento dello sbalzo d'angolo con gli sbalzi adiacenti.

A tale scopo si raddoppia l'armatura di ripartizione, che viene ad incrociarsi nella zona d'angolo, e l'armatura di bordo. Si noti che, come si e' gia' fatto nel caso dello sbalzo laterale, anche per lo sbalzo d'angolo non si e' fatto affidamento sulla possibilita' da parte dei pilastri di assorbire momenti flettenti ma solo sulla resistenza delle strutture orizzontali. Questa ipotesi e' molto prossima al vero ai piani superiori in regime di servizio ed ai piani inferiori in corso di esecuzione: si realizza cosi' uno

sbalzo "tipo" valido a tutti i piani. La capacità flessionale dei pilastri costituisce, ai piani inferiori, una riserva di sicurezza in fase di esercizio; si è ancora una volta adottato il criterio di "fascia" per il dimensionamento di questo elemento strutturale.

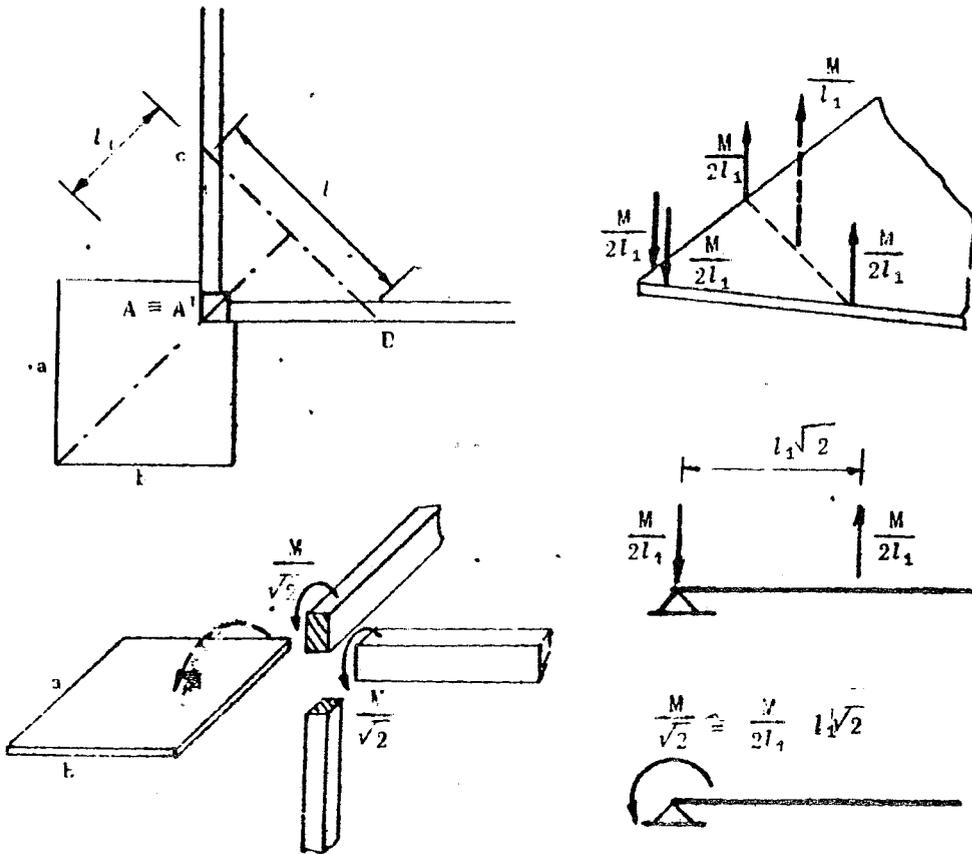


Fig. 3.27.

In fig. 3.28 a) e b) è riportato un esempio di stalzo d'angolo.



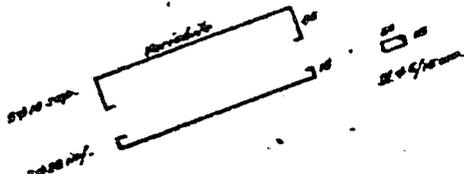
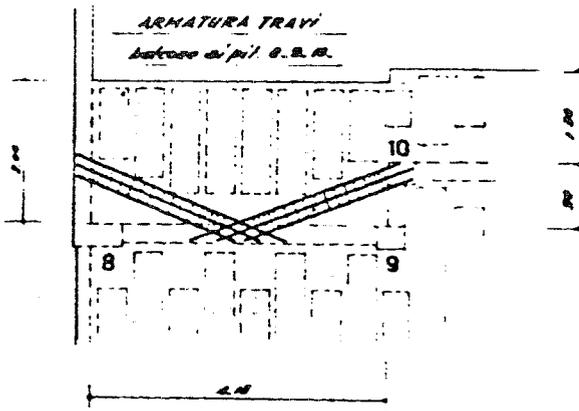
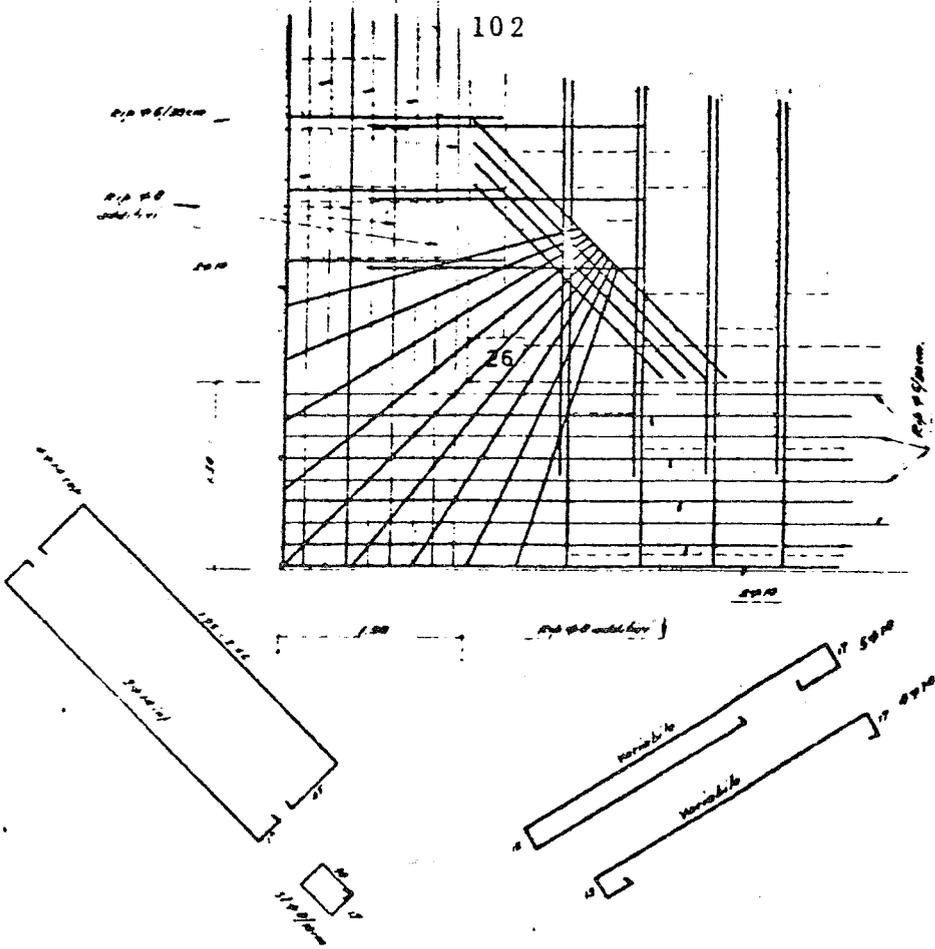


Fig 3 28 b) Superiormente e' rappresentata l'armatura dello sbalzo d'angolo della fig. 3-28 a). Inferiormente e' riportato un provvedimento di "cucitura" laterale per uno sbalzo incassato tra due lati rigidi.

#### 4) TRAVI.

##### 4.1) Generalita'.

Con la dizione "travi" s'indicano, negli edifici, quegli elementi costruttivi che sostengono il peso dei solai e di eventuali tramezzi e tompagni, per trasmetterlo direttamente o, piu raramente, attraverso altre travi ai pilastri.

Come si e gia piu volte ricordato, anche per le "travi" vedremo che il regime statico del singolo "elemento" a rigore dovrebbe essere inquadrato nello studio della intera ossatura, che costituisce un "sistema" cioe un "insieme" assolutamente inscindibile.

Cio' diventa necessario quando l'ossatura e chiamata a resistere non solo ai carichi verticali (\*) ad essa direttamente applicati, ma anche alle azioni orizzontali agenti sull'edificio dovute, ad esempio, al vento oppure a scosse sismiche (\*\*).

In questo caso le "travi" collaborano alla resistenza in quanto rigidamente connesse ai pilastri costituiscono i "traversi" di "telai" dei quali, secondo le normali schematizzazioni, puo considerarsi composto l'edificio (\*\*\*)

(\*) Per quanto riguarda l'analisi dei carichi e utile consultare il par. 5.2 ed in particolare il comma e).

(\*\*) A queste ultime azioni corrispondono ossature a "nodi spostabili" trasversalmente, invece che a "nodi fissi" oggetto di questo volume.

(\*\*\*) L'assorbimento delle spinte orizzontali, per il quale possono anche essere chiamati a collaborare pareti piene e pannelli di muratura inseriti nei telai, si esamina nel vol. IV.

Nel caso, che qui si considererà, di soli carichi verticali sarà possibile, attraverso il solito criterio di "fascia", separare le travi dalla restante ossatura (\*).

Il regime di sollecitazioni in una "trave", in generale, dipende da tutte le caratteristiche: flessione, taglio, torsione e sforzo normale. Tuttavia negli edifici di dimensioni e caratteristiche usuali, nelle suddette ipotesi di carico prevalentemente verticale, la "flessione" ed il "taglio" sono di gran lunga più importanti delle altre caratteristiche, che saranno quindi trascurate.

#### 4.2) Travi "emergenti" e travi a "spessore".

##### 4.2.1) Discussione generale di alcuni aspetti morfologici, tecnologici e statici.

Dal punto di vista morfologico, nelle ossature in cemento armato si distinguono travi "emergenti" e travi a "spessore di solaio" (fig. 4-1).

Le travi "emergenti" presentano una sezione trasversale a T o ad L, in cui la **suola** è costituita dalla parte piena del solaio che si può considerare collaborante con la trave e l' **anima** ha forma rettangolare "emergente" all'intradosso del solaio stesso o, solo più raramente, all'estradosso.

Le travi "a spessore" sono invece tutte contenute nel corpo del solaio; la loro altezza, costante,

(\*) Ciò sarà possibile anche nel caso in cui le forze orizzontali sono interamente affidate ad appositi elementi strutturali (vedi nota \*\*\*) e l'edificio può con buona approssimazione ritenersi a "nodi fissi".

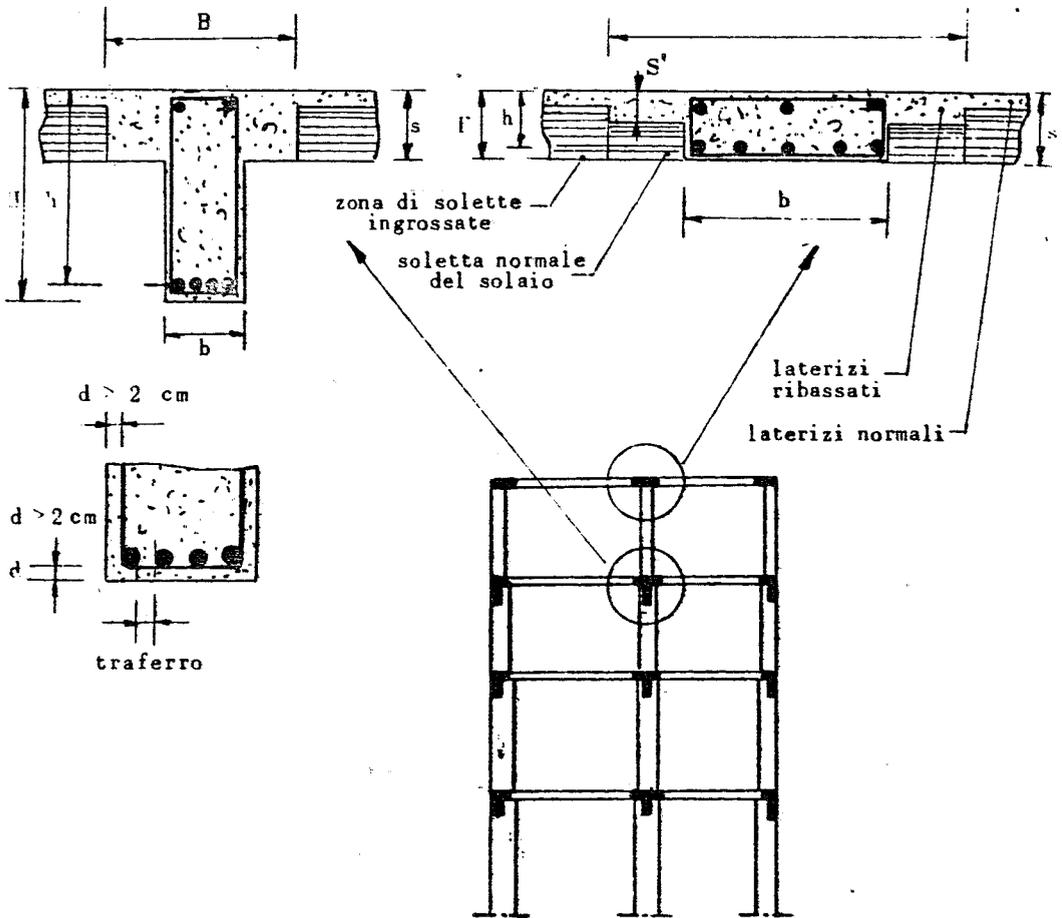


Fig.4-1

coincide cioè con il suo spessore, mentre la larghezza può variare in funzione delle caratteristiche della sollecitazione.

La larghezza dell'anima delle travi emergenti deve essere tecnologicamente sufficiente ad avvolgere le barre costituenti l'armatura metallica in un conglomerato di buona fattura e deve essere inoltre staticamente idonea a sopportare le sollecitazioni di flessione e taglio. Per le normali esecuzioni in opera e'

mediamente soddisfacente una larghezza di 20 cm (raramente si assegnano larghezze minori di 15 cm o maggiori di 40 cm); l'altezza è normalmente compresa tra 50 e 70 cm.

Le travi interne al perimetro dell'edificio hanno quindi spessore generalmente minore della dimensione minima dei pilastri e, per ragioni architettoniche, in pianta raramente sono disposte assialmente rispetto al pilastro, bensì con una faccia verticale coincidente con un suo lato; invece le travi perimetrali talora si fanno di larghezza coincidente con lo spessore della parete e del pilastro (fig. 4-2)

Queste disposizioni sono vantaggiose infatti nelle distribuzioni interne le travi emergenti si fanno così coincidere almeno per una faccia con i sottostanti tramezzi; questi sono di spessore minore delle travi ma è così possibile rendere complanari una fac-

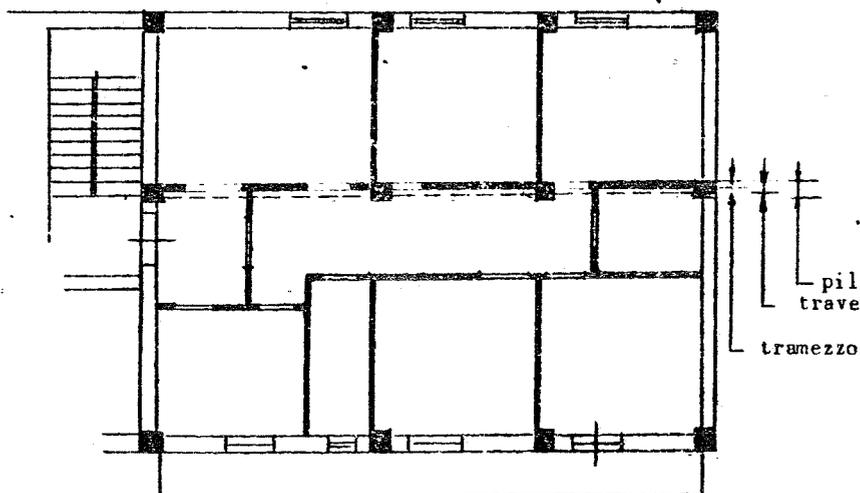


Fig. 4-2 - Pianta architettonica dimostrativa dei vantaggi distributivi ottenibili con disposizioni asimmetriche delle travi rispetto ai pilastri

cia della trave del tramezzo e del pilastro ed avere sporgenze solo dal lato opposto che si fa corrispondere possibilmente ad ambienti meno impegnativi dal punto di vista estetico (corridoi, servizi, ecc.). Lungo il perimetro si adottano sia travi di spessore minore che eguale a quello del compagno e dei pilastri; la convenienza della scelta va valutata volta per volta attraverso lo studio funzionale della parete (illuminazione, isolamento termico, acustico, ecc.).

Le travi emergenti richiedono un impiego di acciaio molto minore delle travi a spessore, in proporzione pressoché inversa del rapporto delle altezze.

Va a vantaggio delle travi emergenti anche la maggiore rigidità che, a parità di ogni altra condizione, esse conferiscono all'intera ossatura. Poiché la rigidità delle travi, a parità di ogni altro fattore, è proporzionale al momento di inerzia della sezione e quindi al cubo dell'altezza, ne segue che una trave "emergente" delle dimensioni innanzi indicate risulta circa dieci volte più rigida della corrispondente trave "a spessore di solaio"; si hanno quindi ridotte deformazioni per effetto dei carichi e minore entità dei "distacchi" delle opere di completamento (muri di compagno, tramezzi, ecc.). Inoltre lo incremento di rigidità trasversale, ovvero la riduzione delle deformazioni dell'ossatura dovuta ad azioni orizzontali, allontana notevolmente il pericolo di una instabilità globale.

Tuttavia è opportuno precisare che è sempre possibile realizzare un edificio ugualmente rigido adottando in concomitanza con travi a spessore pilastri di dimensioni opportunamente maggiorate (pilastri parete).

Peraltro e da attribuire a vantaggio delle travi a spessore una maggiore semplicità costruttiva - dipendente dal fatto che la cassaforma dell'impalcato risulta completamente piana - e una maggiore funzionalità distributiva degli ambienti dell'edificio, potendosi comunque variare la disposizione dei divisori interni senza alcun vincolo imposto dalla posizione delle travi.

Come già risulta da queste brevi osservazioni, un confronto tra i due tipi strutturali, che tenga conto di tutti i parametri in gioco, non è facile; esso è anzi impossibile ed in pratica di volta in volta prevalgono alcuni dei citati parametri nel determinare la scelta.

#### 4.2.2) Discussione comparativa dell'aspetto statico.

Riprendendo in particolare l'esame dell'aspetto statico è interessante qui ricordare che i due tipi di trave, nella bibliografia tecnica, si ricollegano logicamente ai due noti schemi di telaio a "pilastri deboli" e, rispettivamente, a "travi deboli".

Con il primo schema sono ovviamente congeniali le travi "emergenti"; con il secondo le travi "a spessore" (travi deboli) associate con pilastri in genere più robusti che nel primo caso.

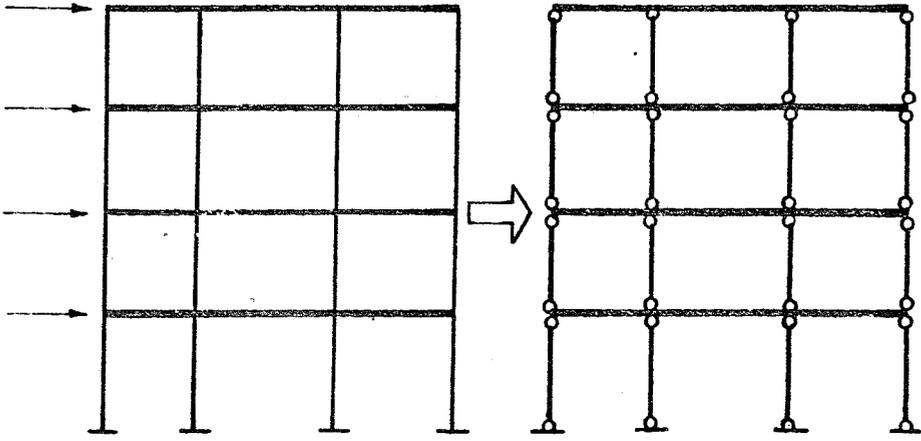
Lo schema di rottura di una struttura dimensionata a travi "deboli" sottoposta a carichi orizzontali è quello rappresentato in fig. 4-3 b nel quale esiste la tendenza alla formazione di cerniere agli estremi delle travi e lo schema si riduce (al limite) a

mensole incastrate al piede dell'edificio. In tal caso le pilastrate - se dimensionate solo in base allo sforzo normale tenendo conto ai fini dell'instabilità di lunghezze libere pari all'interpiano - non possono di certo offrire adeguata resistenza, anche in assenza di azioni orizzontali, quando l'altezza effettiva eguaglia quella dell'intero edificio e la lunghezza libera d'inflessione diventa conseguentemente il doppio di tale altezza. In presenza poi di forze orizzontali la sollecitazione al piede dell'edificio diventa molto elevata e logicamente si dovrebbe pervenire alla rottura per formazione di cerniere al piede dei pilastri (fig. 4-3b). Ma ancora prima di arrivare a tale schema limite si perviene a condizioni critiche (globali) per uno schema (iperstatico) con un numero di cerniere minore di quello che lo rende labile (\*).

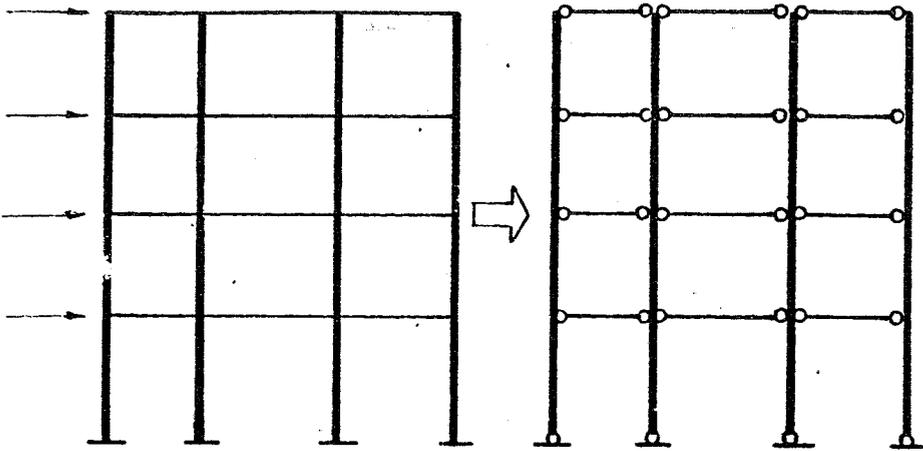
In questo caso occorre quindi che al limite i pilastri siano dimensionati in modo da essere capaci al piede di assorbire le azioni flettenti corrispondenti allo schema di mensola, considerando, ai fini della instabilità, una lunghezza libera pari al doppio dell'altezza dell'edificio; questi criteri conducono razionalmente dai normali pilastri alle "pareti" a sezione rettangolare notevolmente allungata (pareti sismiche o di controvento).

Lo schema a pilastri "deboli" (o a travi "rigide" emergenti) (fig. 4-3 a) porta invece, logicamente, alla rottura per formazione di cerniere localizzate prevalentemente alle estremità dei pilastri e, solo più raramente, agli estremi di qualche trave.

.....  
(\*). Questo problema è esaminato in dettaglio a proposito dell'instabilità dei telai in regime elastoplastico (vol.V).



a)



b)

Fig 4 3 - a) Il telaio a "pilastri deboli" (travi rigide) presenta a rottura meccanismi cinematici parziali almeno ad un piano (generalmente di base)  
b) Il telaio a "travi deboli" (pilastri rigidi) presenta a rottura mensole verticali collegate da pendoli e infine rotture alla base dei pilastri.

Il collasso, nel caso limite di travi molto rigide, si verifica in seguito alla creazione di un meccanismo cinematico con cerniere a tutti gli estremi dei travi di almeno un piano. Esse, allorché si verifica la crisi, si localizzano preferenzialmente agli estremi dei pilastri del piano più basso e si ha la rottura per formazione di tale meccanismo parziale. Non si può escludere peraltro anche in questo caso, sia in base alla teoria che ai risultati sperimentali, che, prima di pervenire ad un cinematismo, si raggiungano condizioni critiche globali per uno schema intermedio, ancora iperstatico. Tra i comportamenti descritti per i due schemi limite innanzi illustrati esiste una gamma intermedia di schemi dotati di caratteristiche intermedie di rigidità.

Comunque è facile desumere che il dimensionamento delle travi è legato in ogni caso inescandibilmente al proporzionamento dei pilastri; è logico ed immediato, inoltre, estendere i ragionamenti su esposti dal "telaio piano" al "telaio spaziale", che meglio schematizza la ossatura dell'edificio, per dedurre la interdipendenza tra tutte le travi ed i pilastri che ne fanno parte.

È bene però precisare che l'aspetto statico, per quanto importante, raramente è determinante nella scelta sia del tipo strutturale che della sua morfologia, e che più frequentemente altri criteri prevalgono, tra i quali ad esempio, come si è già accennato, la "funzionalità" e la "economia", intese nel senso più lato.

Il vantaggio funzionale di una pianta libera può prevalere largamente su ogni altra esigenza, quando si voglia lasciare all'utente la possibilità di variare

la distribuzione durante o anche dopo il corso della costruzione. Solo in una edilizia nella quale, invece, la distribuzione interna sia prefissata ed invariabile, la scelta e' determinata dall'aspetto economico limitato al costo della costruzione.

#### 4.2 3) Discussione comparativa dell'aspetto economico.

Nella impossibilita' di un confronto rigoroso e completo tra i due tipi strutturali, nel seguito, a titolo di esempio, ci si limita ad un confronto che tiene conto in modo approssimato solo dell'aspetto economico costituito dal costo di costruzione.

A tale scopo, individuati i parametri piu' significativi, se ne considerano fissi alcuni e si fanno variare gli altri, determinandone i valori che rendono minimo il costo. Nell'esempio che segue (fig. 4-4) si considerano invariabili: lo spessore ( $s$ ) della sola (pari all'altezza del solaio), la larghezza ( $b$ ) del

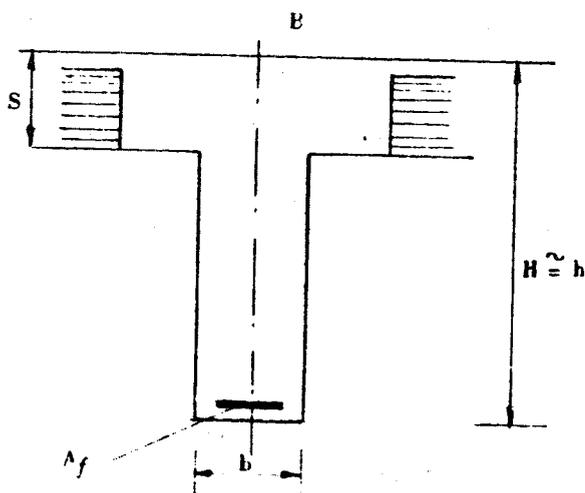


Fig 4 4

la trave, la larghezza (B) dell'ala, la sollecitazione ( $\sigma_f$ ) dell'acciaio, e tutti gli indici unitari di costo: del ferro ( $c_f$ ), dell'intonaco (compresa pittura) ( $c_i$ ), della cassaforma ( $c_1$ ), del conglomerato ( $c_c$ ). Come parametro variabile si assume solo l'altezza (h) della trave e se ne ricerca il valore per il quale il costo diventa minimo.

Naturalmente in un edificio tale ricerca andrebbe estesa a tutte le travi; tenuto però conto della opportunità di unificare le altezze e del grado di approssimazione che è insito nella stessa indagine che si effettua (a causa di tutti gli altri fattori che si trascurano), e' certamente giustificato creare una **trave ideale campione** (\*), che, per luce, carico e vincoli, possa considerarsi rappresentativa, ai fini della determinazione del costo, di tutte le travi. Una siffatta trave ideale non e' di difficile individuazione in normali edifici, specie quando in una razionale progettazione, la maglia strutturale si ponga come elemento non secondario di impostazione dello studio distributivo degli ambienti. In molti casi infatti, gli interassi dei pilastri sono fissati in base ad una maglia regolare e quindi e' facile individuare una sola campata (eventualmente due o tre campate che si ripetano un numero sufficiente di volte) economicamente "rappresentativa" dell'insieme delle travi. Per quanto riguarda il carico agente sulla "trave campione" nel grado di approssimazione connesso a questa indagine, può certamente assumersi un

(\*) E' molto frequente il caso che si debbano considerare due travi campione una interna e l'altra perimetrale.

valore medio costante, trascurando cioè l'incidenza della variabilità del peso proprio al variare della altezza della trave, e ritenersi quindi costante il carico totale.

Per questa trave campione, che si suppone a sezione costante, si possono determinare le condizioni di minimo costo riferendosi ad un suo tronco di lunghezza unitaria appartenente al tratto di mezzera. Occorre però aggiungere ad esso le maggiori quantità di acciaio esistenti nelle zone di estremità (sagomati, staffe più fitte, ecc.) supposte distribuite uniformemente su tutta la luce, così come si chiarisce meglio in seguito. Il costo del tronco prescelto è somma dei seguenti termini:

- a) costo del conglomerato
- b) costo dell'acciaio (uniformizzato)
- c) costo dell'intonaco e della pittura
- d) costo della cassaforma
- e) costo della eventuale sottostante parete di chiusura del riquadro sormontato dalla trave.

a) Il costo del conglomerato si esprime con il prodotto del volume di conglomerato emergente (\*) dal solaio per il suo costo unitario:

$$C_c^* = b(h - s)C_c \quad [L \cdot L^{-1}]$$

dove

b = larghezza della trave [L]

h = altezza totale [L]

$C_c$  = costo per unità di volume del conglomerato  
[L · L<sup>-3</sup>]

---

(\*) La parte compresa nel solaio è stata supposta costante e quindi non interviene nel confronto.

b) Il costo dell'acciaio vale

$$C_f' = \frac{M}{0,9 h \sigma_f} \gamma_f k C_f$$

$$\left[ \frac{FL}{L FL^{-2}} FL^{-3} \text{ £ } F^{-1} \right] = \left[ \text{£ } L^{-1} \right]$$

dove

M = momento flettente in mezzeria della trave campione.

$\gamma_f$  = peso specifico dell'acciaio [F L<sup>-3</sup>]

$C_f$  = costo dell'acciaio per unita' di peso [£ F<sup>-1</sup>]

k = coefficiente (>1) che maggiora il peso delle sole barre inferiori esistenti in mezzeria per tener conto nel tronco che si considera:

- della incidenza delle staffe e dei reggistaffe esistenti nello stesso tronco,

+ della incidenza delle maggiori armature esistenti altrove, distribuite su tutta la lunghezza della trave (armature d'incastro, tracci sagomati, sovrapposizioni, ganci, infittimento delle staffe agli estremi ecc.)

Il valore di k va determinato di volta in volta attraverso un'analisi apposita; tuttavia, in pratica, per una stessa prassi di progettazione si puo' ammettere che il valore di k sia costante; che cioe', al variare della luce, del carico e dei vincoli, il peso totale di acciaio sia legato da una costante di proporzionalita' all'area della sezione del ferro inferiore resistente a trazione in mezzeria. L'esperienza indi-

ca che  $k$  assume valori prossimi a 2.

c) Il costo dell'intonaco e delle pitture interviene nel confronto economico perche in caso di trave emergente lo sviluppo della superficie da intonacare e dipingere e' maggiore di quella che competerebbe al caso di trave a spessore; nel computo occorre tener anche conto di eventuali magisteri per formazioni di spigoli (fig. 4-5)

$$C_{i+p}^* = 2 (h-s) \cdot C_{i+p} \cdot \alpha \quad [£ L^{-1}]$$

dove

$C_{i+p}$  e' il costo unitario [ $£ L^{-2}$ ] dell'intonaco e delle pitture, molto variabile in dipendenza delle caratteristiche di finitura dell'edificio  $\alpha$  e' un fattore ( $> 1$ ) che tiene conto del fatto che il costo dell'intonaco e della pittura non e' valutabile solo in base alla superficie, ma anche ai suddetti magisteri di spigolo.

d) Il costo della cassaforma si esprime con:

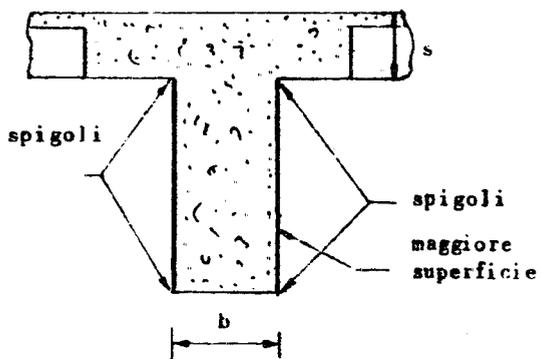
$$C_i^* = 2 (h-s) C_i \cdot \beta \quad [£ L^{-1}]$$

dove

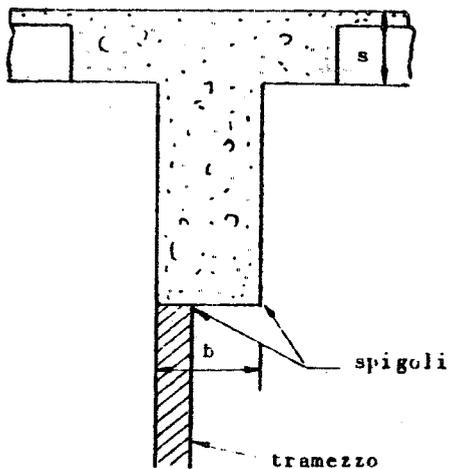
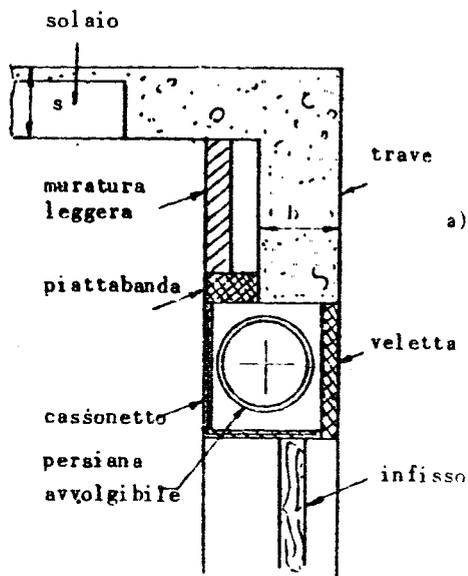
$C_i$  e' il costo unitario convenzionale della cassaforma per superfici piane;

$\beta$  e' un coefficiente ( $> 1$ ) che si propone di ricondurre al costo reale il suddetto costo valutato per unita' di superficie della cassaforma (\*)

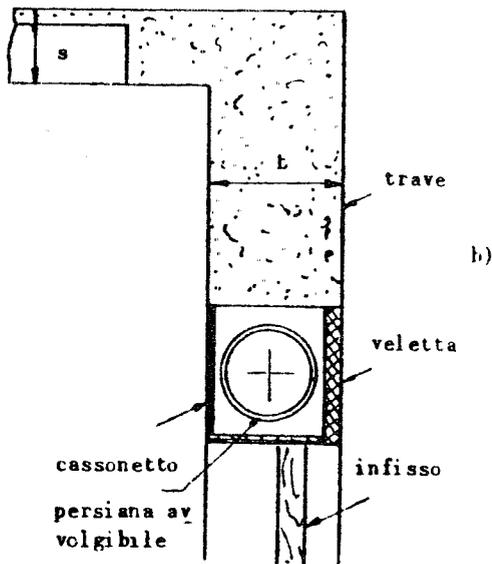
(\*) La determinazione di  $\beta$  e' alquanto delicata, perche l'ese-



la trave visibile all'intradosso presenta quattro spigoli e due superfici laterali in più rispetto alla trave a spessore



se la trave ha spessore maggiore del sottostante tramezzo, presenta solo due spigoli in più rispetto alla trave a spessore



esempi di trave esterna avente spessore minore a), o eguale b) a quello della parete

Fig. 4-5

e) Il costo del tramezzo o del muro di perimetro  $C_t$  va considerato in detrazione allorché la trave costituisce "architrave" di un riquadro riempito da un pannello di muratura, perché in tal caso, in tutto lo spessore o in parte di esso, sostituisce, per la sua altezza, il muro.

Riferendosi, al caso più semplice del tramezzo (\*) (fig. 4-5) si può esprimere tale costo con:

$$C_t^* = - C_t (h-s) \quad [L L^{-1}]$$

dove

$C_t$  è il costo dell'unità di superficie del tramezzo al rustico (il segno è negativo perché in detrazione).

-----

./.. cuzione di una trave emergente non comporta solo un incremento della superficie di cassaforma ma anche un notevole incremento di magisteri e consumo di legno; infatti occorre tener presente che la parte sporgente al di sotto del solaio rappresenta un notevole aggravio, dal punto di vista costruttivo, per il maggior impegno di tracciamento e di costruzione nonché per l'onere di taglio di tutto il tavolato di legno che supera il confine imposto dalle nervature emergenti. Nel caso di trave a spessore, ovviamente, non esistono questi problemi di tracciamento o di esecuzione né linee obbligate di taglio e possono adottarsi con maggiore convenienza sistemi di casseforme con caratteristiche molto più elevate di riutilizzazione e minor costo di montaggio (ad esempio, pannelli metallici, fogli di compensato, ecc..) (fig. 4-5).

Forse più opportunamente il costo della cassaforma dovrebbe essere espresso da una formula binomia, di cui il primo termine esprime l'incidenza, per unità di lunghezza di trave, della mano d'opera occorrente, e l'altro l'incidenza per unità di superficie del materiale utilizzato per la cassaforma.

-----

(\*) Per il compagno perimetrale il problema è più complesso perché la sostituzione di parte del compagno con la trave coinvolge il costo dei rivestimenti esterni, della coibentazione termica nonché altri problemi architettonici (avvolgibili, infissi, ecc.).

In definitiva, sommando tutte le precedenti espressioni, si ha l'espressione del costo totale:

$$C = b(h-s)C_c + \frac{M}{0,9h\sigma_f} \gamma_f C_f^{k+2} (h-s) C_{i+p}^{\alpha+2} (h-s) C_l^{\beta} - C_f (h-s)$$

Essa rappresenta il costo di un tronco convenzionale della trave campione di lunghezza unitaria, che può assumersi come "indice di costo" della trave stessa.

Facendo variare l'altezza  $h$  il costo  $C$  è rappresentato da una curva nel piano  $(C, h)$ , in cui le ordinate rappresentino il costo  $(C)$  e le ascisse l'altezza della trave  $(h)$  (fig. 4-6)

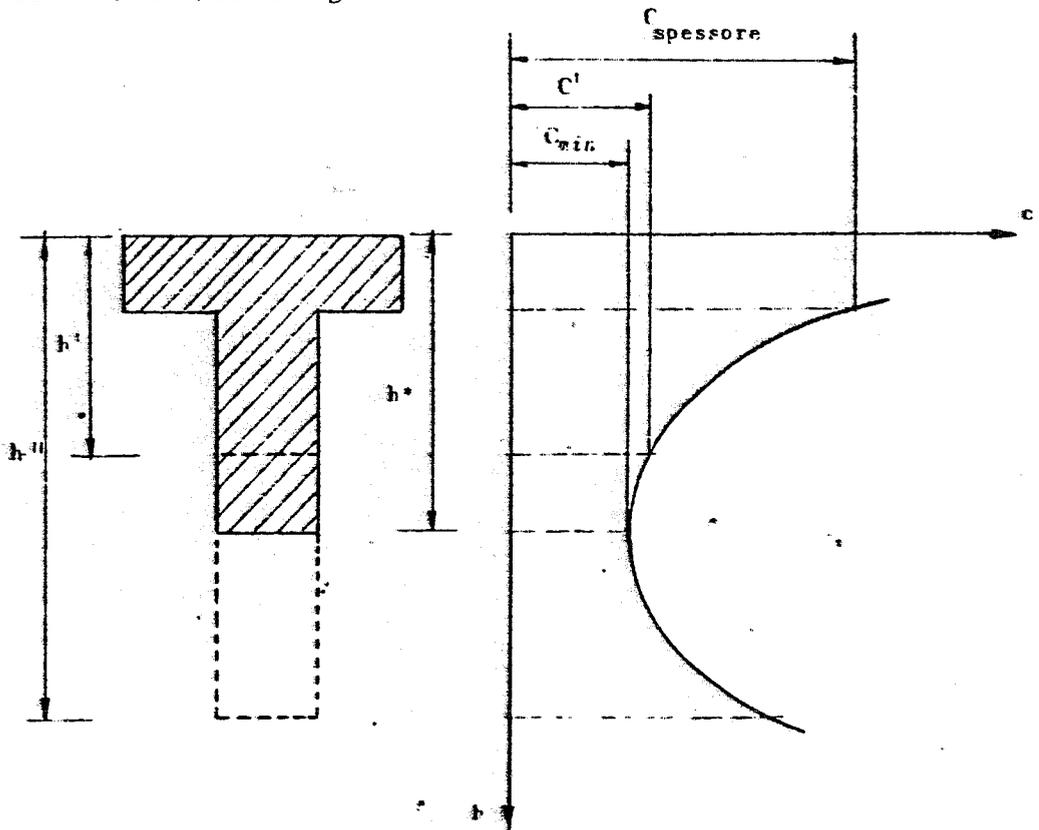


Fig. 4-6

L'eventuale "minimo" di tale curva si trova annullando la derivata di C rispetto ad h:

$$\frac{\partial C}{\partial h} = bC_c - \frac{M}{0,9h^2\sigma_f} \gamma_f C_f^{k+2} \alpha C_{i+p} + 2C_l \beta - C_p = 0 ,$$

da cui

$$\frac{M}{0,9h^2\sigma_f} \gamma_f C_f^{k+2} = bC_c + 2\alpha C_{i+p} + 2C_l \beta - C_p .$$

Dividendo per  $C_c$  si ottiene ancora:

$$\begin{aligned} \frac{M}{0,9h^2} \frac{\gamma_f}{\sigma_f} \frac{C_f}{C_c} &= b + 2\alpha \frac{C_{i+p}}{C_c} + 2\beta \frac{C_l}{C_c} - \frac{C_p}{C_c} = \\ &= b + b_{i+p} + b_l - b_t = b_{id} \end{aligned}$$

Il secondo membro, posto sotto forma di una somma di larghezze ( $b, b_{i+p}$ , ecc.) puo' fisicamente interpretarsi come la larghezza  $b_{id}$  di una trave (ideale) costituita solo da conglomerato che abbia lo stesso costo del tronco di trave campione.

Infatti alla larghezza effettiva ( $b$ ) si aggiungono (algebricamente) altri tre termini che incrementano la larghezza di quantita' tali che il corrispondente costo di conglomerato, per ciascun termine, eguagli quello del corrispondente magistero o materiale (cassaforma, pittura, tramezzi).

Con riferimento alla trave ideale di solo conglomerato di larghezza ( $b_{id}$ ) economicamente equivalente a quella effettiva (fig. 4-7) si ha quindi:

$$h^{*2} = \frac{M}{b_{id}} \frac{\gamma_f C_f^k}{0,9 C_c \sigma_f} = \frac{M}{b_{id}} r^{12}$$

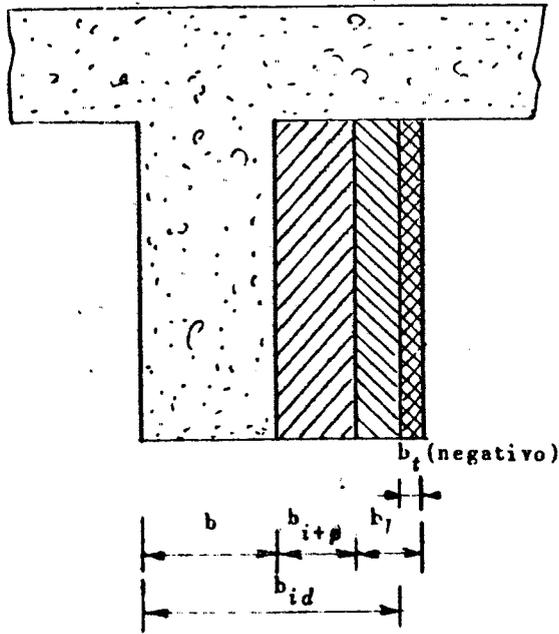


Fig. 4-7

ed infine l'altezza di minimo

$$h^* = r' \sqrt{\frac{M}{b_{id}}}$$

essendo

$$r' = \sqrt{\frac{\gamma_{fk}}{0,9 \sigma_f} \frac{C_f}{C_c}}$$

e

$$b_{id} = b + 2 \alpha \frac{C_{f+p}}{C_c} + 2 \frac{C_l}{C_c} \beta - \frac{C_t}{C_c}$$

L'altezza  $h^*$  corrispondente al minimo costo, risulta funzione del momento flettente  $M$  e, attraverso  $r'$ , della sollecitazione ammissibile dell'acciaio, del rapporto tra costo dell'acciaio e del conglomerato ed, in

fine, attraverso  $b_{id}$  di tutti gli altri costi rapportati ciascuno a quello del conglomerato.

Se la trave campione è incastrata agli estremi la condizione di compatibilità statica della sezione d'incastro per il momento negativo  $M_i$  è:

$$r \sqrt{\frac{M_i}{b_{id}}} \leq r' \sqrt{\frac{M}{b_{id}}}$$

essendo l'usuale e ben noto coefficiente per il progetto di sezioni rettangolari a semplice armatura.

ovvero

$$r \leq r' \sqrt{\frac{b \cdot M_i}{b_{id} \cdot M}}$$

essendo generalmente nella suddetta ipotesi di trave incastrata:

$$\frac{b}{b_{id}} \leq 1 \quad \text{ed} \quad \frac{M}{M_i} \leq 1$$

risulta che dovrebbe essere  $r' > r$ .

Un'altra condizione di compatibilità statica, determinante per le travi appoggiate è la verifica al taglio agli estremi, dove l'altezza  $h^*$  deve essere maggiore di quella che corrisponde al massimo valore ammissibile imposto dalle norme per la sollecitazione tangenziale:

$$\frac{T_{max}}{0,9 b \tau_{am}} < r' \sqrt{\frac{M}{b_{id}}}$$

In nota (\*) si riporta lo sviluppo di un esempio

(\*) ESEMPIO NUMERICO

Assumendo i seguenti valori:

$$\begin{aligned} M &= 5 \text{ tm} = 500.000 \text{ kgcm} & \sigma_f &= 2000 \text{ kgcm}^{-2}; & b &= 20 \text{ cm} \\ \gamma_f &= 7800 \text{ kgm}^{-3} = 7800 \cdot 10^{-6} \text{ kgcm}^{-3} \\ \tau_c &= 8000 \text{ kgm}^{-3} = 8000 \cdot 10^{-6} \text{ kgcm}^{-3} \\ \tau_f &= 80 \text{ kg}^{-1}; & k &= 1,5 \end{aligned}$$

numerico dal quale si trae un risultato di un certo interesse; infatti per gli assegnati valori dei coefficienti, l'altezza piu' economica della trave risulta di 18,5 cm, il che orienterebbe senz'altro il progettista ad adottare travi a spessore.

Infatti quando il risultato teorico indica come altezza  $h^*$  piu' conveniente un valore di poco diverso dello spessore  $s$  del solaio, e' intuitivo che e' senz'altro conveniente assumere l'altezza pari ad  $s$ . Si puo' al massimo determinare di quanto il costo  $C$  aumenta teoricamente per il fatto che  $s$  e' diverso dal valore  $h^*$  fornito dal procedimento.

Puo' anche bastare a tale scopo un esame qualitativo dell'andamento della curva in prossimita' del minimo: se essa presenta ivi piccola curvatura, ed il valore di  $s$  e' di poco discosta da  $h^*$  si ottiene per  $s$  un lieve incremento del costo, certamente bilancia

$$\begin{aligned} C_{i+p} &= 1000 \text{ £ m}^{-2} = 1000 \cdot 10^{-4} \text{ £ cm}^{-2}; \quad \alpha = 1,5 \\ C_l &= 1000 \text{ £ m}^{-2} = 1000 \cdot 10^{-4} \text{ £ cm}^{-2}; \quad \beta = 1,5 \\ C_t &= 0 \text{ (trave in vista)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{id} &= b \left( 1 + \beta \frac{2C_l}{C_c b} + \frac{2\alpha C_{i+p}}{C_c b} - \frac{C_t}{C_c b} \right) = \\ &= 20 \left( 1 + \frac{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 1,5}{8000 \times 10^{-6} \times 20} + \frac{2 \times 1,5 \times 1000 \times 10^{-4}}{8000 \times 10^{-6} \times 20} \right) = 95 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$r' = \sqrt{\frac{Y_f \cdot k}{0,9 \cdot \sigma_f} \frac{C_f}{C_c}} = \sqrt{\frac{7800 \times 10^{-6} \times 1,5 \times 80}{0,9 \times 2000 \times 8000 \times 10^{-6}}} = 0,255$$

$$b = r' \sqrt{\frac{M}{b_{id}}} = 0,255 \sqrt{\frac{.500.000}{95}} = 18,50 \text{ cm.}$$

to dai vantaggi che repentinamente si determinano passando da una cassaforma discontinua ad una cassaforma piana.

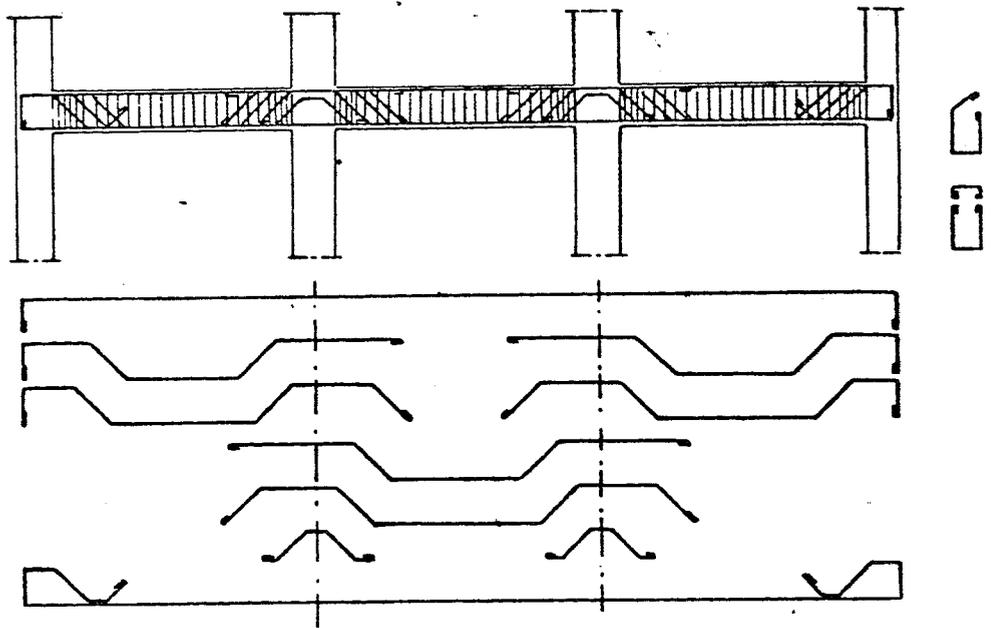
Occorre infatti sempre tener ben presente che il procedimento innanzi svolto ha carattere qualitativo, non essendosi tenuto conto in modo esatto di tutti i fattori che effettivamente intervengono nel costo.

Nel caso che si è considerato risulterebbe poi che la condizione  $r' > r$  non sarebbe rispettata, nel campo dei valori normalmente ammissibili per le sollecitazioni il che orienterebbe ancora la scelta verso la trave a spessore.

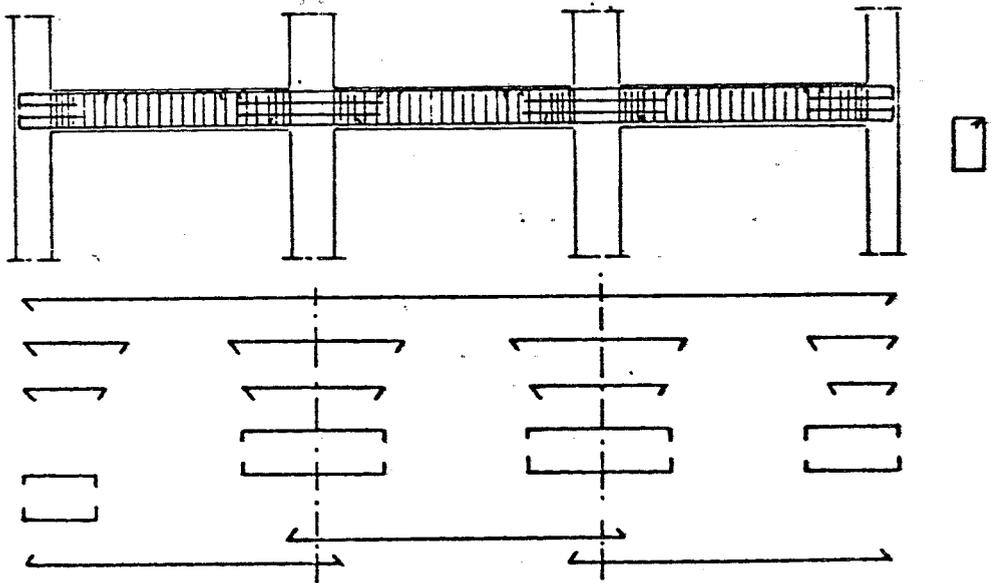
#### 4.3 - Disposizione delle armature nelle travi emergenti.

##### 4.3.1 - Problemi connessi alla presenza di "sagomati"

In Italia la disposizione più usuale delle barre metalliche nelle travi in cemento armato è quella illustrata dalla fig. 4-8a che consente di assorbire razionalmente in ogni sezione trasversale le sollecitazioni di trazione dipendenti dal regime flessionale e tagliante. Infatti solo una piccola parte delle barre è dritta mentre la maggior parte si sagoma ("sagomati") in modo da armare in mezzera le zone inferiori della trave che risultano tese per effetto del momento positivo, agli estremi quelle superiori tese per momento negativo; inoltre nella zona di inversione del momento i tratti delle barre inclinati (generalmente a  $45^\circ$ ) sono chiamati ad assorbire tensioni principali di trazione di valore uguale a



a)



b)

Fig 4 R

quelle tangenziali.

La lavorazione dell'armatura si svolge sostanzialmente in due tempi: il primo di "sagomatura" al banco ed il secondo di "montaggio" in opera. Le due operazioni sono tra loro strettamente legate, essendo indispensabile conseguire con la lavorazione al banco la precisione atta a garantire, all'atto del montaggio in opera, il rispetto delle distanze di "copriferro" ed "interferro", onde ottenere, in definitiva, con la successiva operazione di getto del conglomerato, un manufatto funzionalmente idoneo

Per i "sagomati" e per le "staffe", che hanno dimensioni tra loro legate in sede di montaggio, (figura 4-9 a) e' richiesta una ancor piu' accurata lavorazio

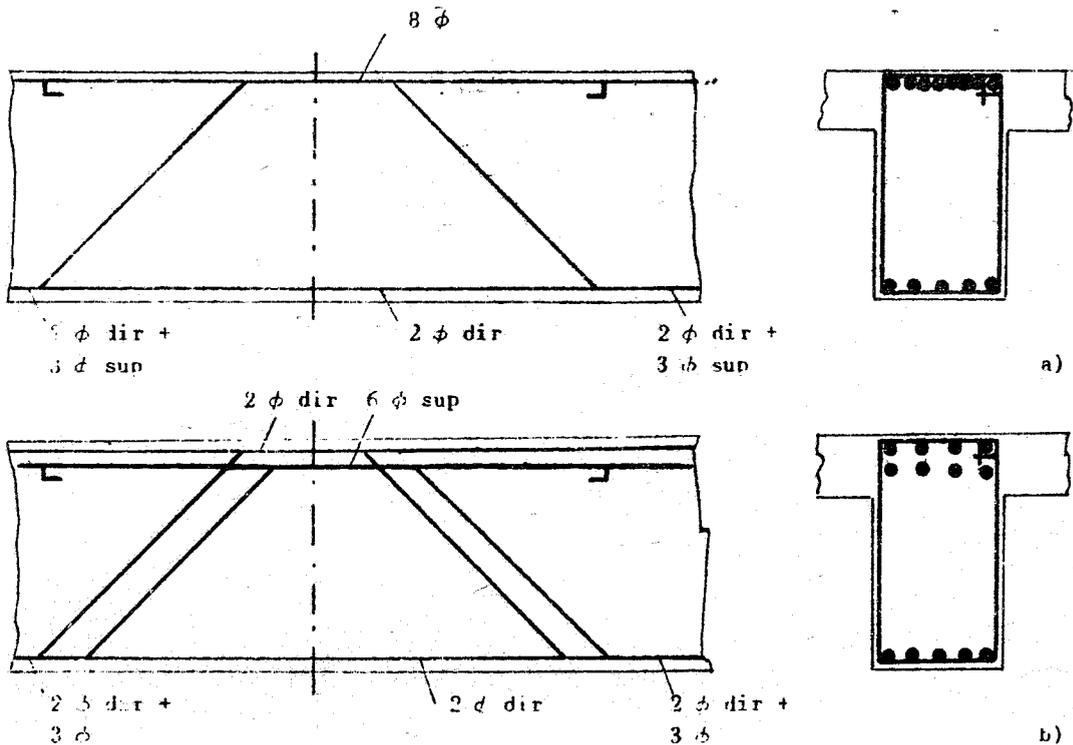


Fig. 4-9 a) Disposizione errata delle armature superiori  
b) Disposizione esatta



ne nel caso, abbastanza frequente, che il numero delle barre sia tanto elevato da doverle disporre, per il rispetto degli interferri, in piu' strati o "registri". E' evidente che per le barre appartenenti ai diversi registri, le altezze delle sagomature debbano essere diverse tra loro. Per una accettabile esecuzione occorre anche studiare preventivamente l'ubicazione delle singole barre nella sezione trasversale della trave essendo difficili, e talora impossibili, in fase di montaggio (fig. 4-9 b), deviazioni trasversali dei sagomati dal proprio piano di giacitura.

E' poi da tener presente che in un edificio multipiano, dotato di piano tipo, le rastremazioni dei pilastri obbligano a spostare gradualmente la posizione delle sagomature ai vari piani per un razionale assorbimento del regime flessionale e tagliante in prossimita' del pilastro. Cio' richiede specifiche indicazioni nel "sagomario" delle armature. Ne risulta sostanzialmente inficiata la possibilita' di utilizzare il concetto di piano tipo perche' la continua variabilita' delle dimensioni delle armature e' in contraddizione con la unificazione e la ripetizione alle quali tenderebbe tale concetto (fig. 4-10).

Inoltre in pratica, per rendere possibile il montaggio dei sagomati la staffa al lanco si realizza aperta (v. fig. 4-11) e si raggiunge la forma chiusa solo in un secondo momento piegando in opera il lato superiore di un angolo di  $90^{\circ}$  dopo che il montaggio dei sagomati e' stato completato. Talvolta, meno opportunamente, si completano staffe di forma aperta aventi un modesto ancoraggio superiore con cappellotti discontinui e quindi di minore efficacia per

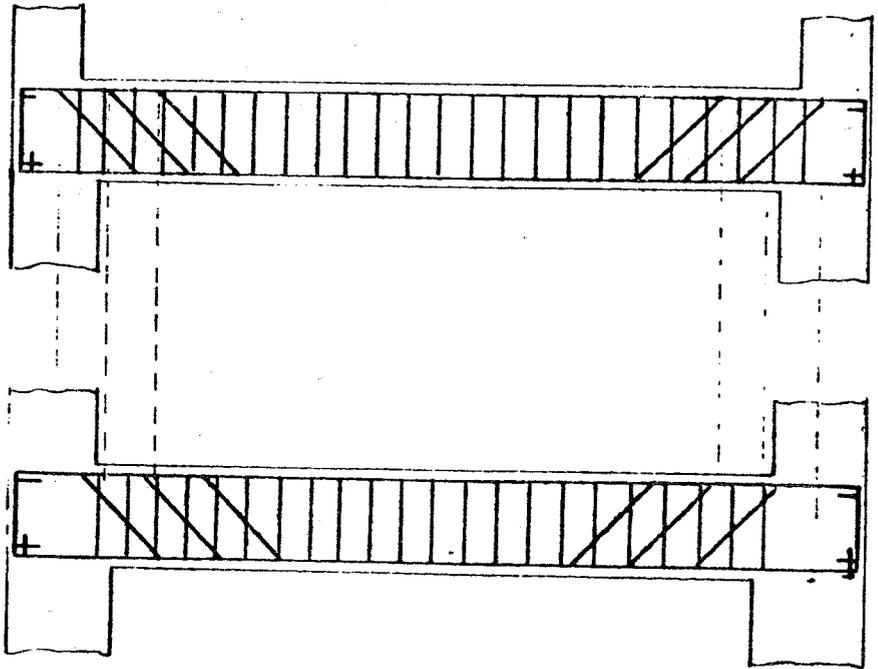


Fig. 4 10

quanto riguarda il ripristino completo della forma chiusa (fig. 4-11) che e' invece essenziale, ad esempio, in presenza di elevati momenti torcenti.

Se non si affrontano e risolvono in sede di progetto e di esecuzione i problemi innanzi illustrati, si verificano inevitabilmente difetti del manufatto, con pregiudizio, talora anche sensibile, della qualita' e funzionalita' si verificano infatti, specialmente in mezzeria ed agli incastri, eccessivi addensamenti di armatura e conseguenti nidi di ghiaia (fig. 4-12) nel conglomerato. Se, ad esempio, numerosi "sagomati" (che andrebbero disposti in piu' re

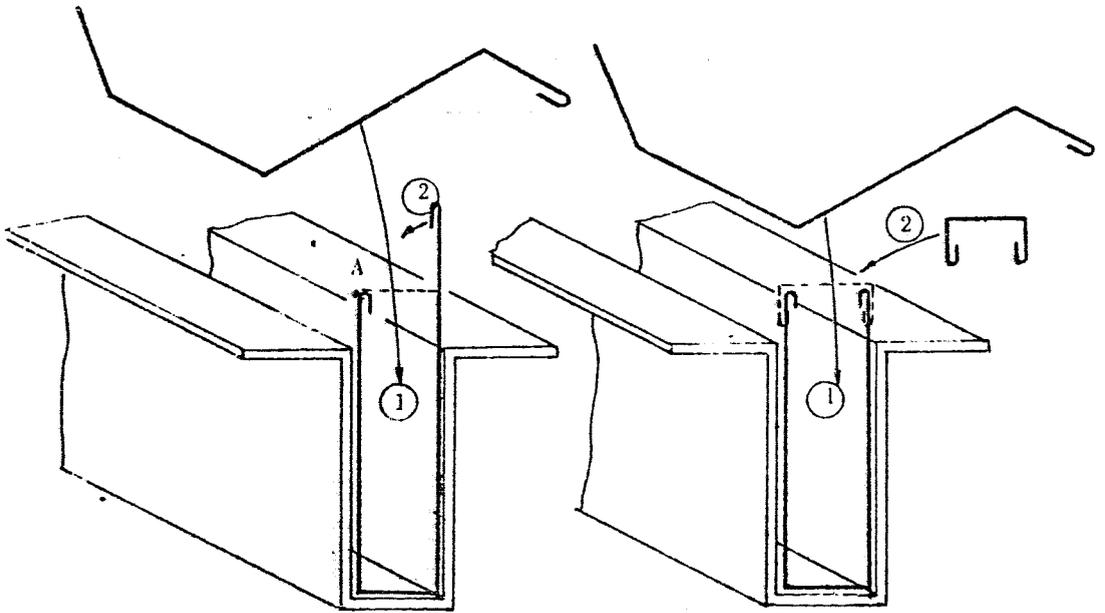
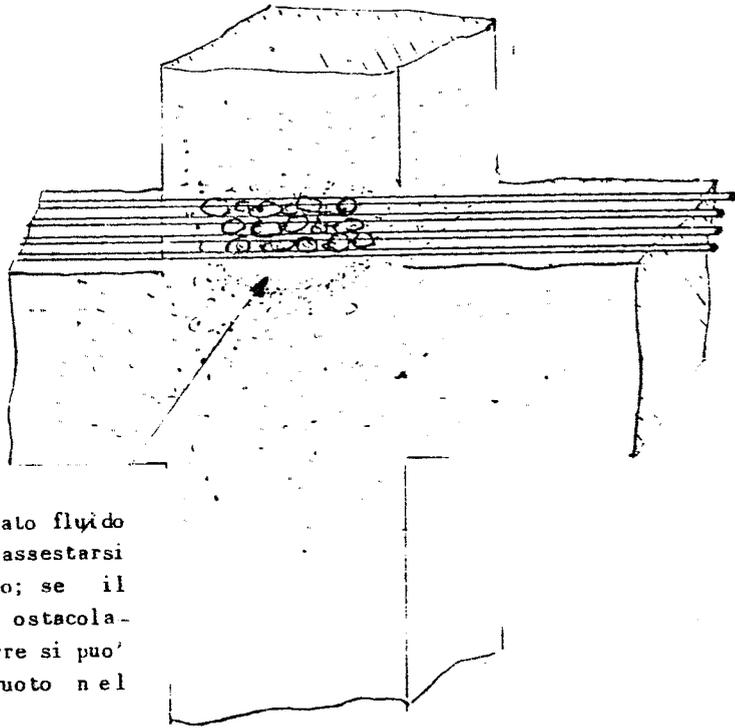


Fig. 4-11

gistri) si realizzano tutti con la stessa altezza di sagomatura si determina agli estremi della trave, dove si accavallano con quelli delle campate adiacenti, uno strato di barre poste tutte allo stesso livello che, non rispettando i prescritti valori dell'interferro, forma una superficie, praticamente continua, che interrompe la continuit  del conglomerato.

Il conglomerato fresco, nella zona immediatamente al di sotto di tale strato di barre, si distacca per effetto del calo che il getto subisce nelle prime ore, con pregiudizio della preservazione del metallo lungo



Il conglomerato fluido continua ad assestarsi dopo il getto; se il movimento e' ostacolato dalle barre si puo' formare un vuoto nel pilastro.

Fig. 4-12

la trave e dell'aderenza tra conglomerato e metallo. La scarsa compattezza, discontinuita', del conglomerato puo' diventare pregiudizievole per la stessa stabilita' nel nodo d'intersezione tra trave e pilastro formando un vuoto nella sezione compressa del pilastro.