

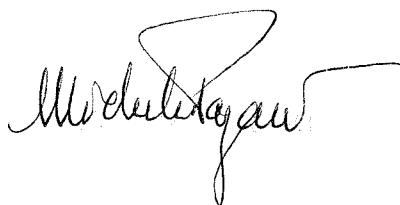
MICHELE PAGANO

TEORIA DEGLI EDIFICI

(Lezioni del corso di complementi di tecnica delle costruzioni)

② EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

LIGUORI EDITORE



**Publicato da Liguori Editore
via Mezzocannone 19, 80134 Napoli**

© Liguori Editore, S.r.l., 1977

Prima edizione italiana Ottobre 1977

9 8 7 6 5 4

1998 1997 1996 1995 1994 1993 1992 1991

***Le cifre sulla destra indicano il numero e l'anno
dell'ultima ristampa***

**I diritti di traduzione, di riproduzione e di adattamento totale
o parziale e con qualsiasi mezzo (compresi microfilm, microfiches
e riproduzioni fotostatiche) sono riservati per tutti i Paesi.**

Printed in Italy, Liguori Editore, Napoli

ISBN 88 - 207 - 0480 - 3

PREFAZIONE

Ritengo che sia piu' che sufficiente per il lettore quanto si dice nella prefazione al primo volume, che vide la luce un anno fa con la presentazione dell'amico Giangreco.

Desidero qui solo rinnovare i miei ringraziamenti al dottor Liguori e, in particolare, all'ing. Pedroni per il particolare impegno che ha posto nell'illustrare questo volume tormentato da anni di successivi ripensamenti.

Devo infine esprimere la mia piu' viva riconoscenza all'ing. Massa per l'acume e la diligenza con la quale mi ha assistito nella critica e discussione del testo nella sua ultima stesura.

Michele Pagano

Questo volume dell'amico prof. Pagano sugli edifici in muratura fa parte di un'opera completa nella quale vengono trattati gli edifici in cemento armato, quelli a pannelli portanti e quelli in acciaio, con un discorso unitario ed una metodologia di base che ne costituiscono l'aspetto più interessante.

La raccolta di argomenti sparsi in varie pubblicazioni e testi, con diversità di premesse storiche e di esigenze attuali, ma pure appartenenti ad un unico contesto strutturale costituiscono, a mio avviso, un lavoro particolarmente utile: ma forse l'aspetto più originale che vorrei sottolineare è l'impostazione di fondo, per così dire filosofica, con la quale viene interrogata la fenomenologia e meditata la risposta, sulla base dell'osservazione quotidiana o dell'indagine specifica, con conseguente consapevole assunzione di responsabilità.

È un richiamo etico anche più valido se si guarda alla coerenza dell'Autore che nella sua lunga milizia di studioso e di progettista ha sempre cercato di mutuare la suggestione teorica con la verità sperimentale.

È un insegnamento per i giovani le cui aspirazioni umane e tecniche devono tener presenti i traguardi ideali, ma costruendo e verificando lungo il cammino.

Elio Giangreco

Napoli, Dicembre 1968

PREFAZIONE

Certamente sarebbe stato opportuno che la prefazione generale che precede questa prima parte dell'opera fosse stata scritta prima che le successive parti vedessero la luce. Invece, per agevolare il compito agli allievi in corso nell'anno 67-68, la terza parte, che era più avanti nella sua stesura, è già stampata con una sua prefazione particolare.

L'opera infatti comprende una parte delle lezioni del Corso di Complementi di Tecnica delle Costruzioni ed è quindi, in questo senso, condizionata agli attuali programmi del Corso, sia pure nella prospettiva scientifica di un logico sviluppo e di una maggiore ampiezza.

Quando con il nuovo ordinamento delle Facoltà d'Ingegneria (1960) fu istituito questo Corso, erano dedicate agli edifici solo poche lezioni richieste dagli allievi, che, ormai alla soglia della laurea, sentivano la necessità di non affrontare, del tutto inesperti, i compiti che all'indomani li attendevano. Ben presto però fu chiaro che l'argomento era ben suscettibile di ampio sviluppo nel rigore di una trattazione unitaria e razionale: era cioè possibile formulare una *teoria degli edifici*, suddivisibile in parti dedicate ai singoli tipi strutturali.

Del resto non poteva né doveva esservi contrasto, né tanto meno un solco da saltare dopo la laurea, tra i compiti professionali e l'insegnamento ufficiale, anche senza invocare le finalità che le stesse leggi istitutive dell'università attribuiscono ai corsi universitari.

D'altra parte nel settore degli edifici, a meno di rare eccezioni, manca nella bibliografia una teoria che tratti in rigore scientifico l'argomento, senza divagazioni del tutto astratte o, di contro, senza semplici descrizioni od elenchi di progetti, nel presupposto implicito che l'argomento sia circoscritto ad una *pratica* non suscettibile di teorizzazione.

Di questa situazione bibliografica particolare e del contenuto dei corsi precedenti della facoltà doveva tener conto l'insegnamento e, quindi, quest'opera, sia pure con le necessarie attenuazioni e limitatamente alle parti a ciò dedicate.

Quindi il lettore, specie se esperto, vorrà essere indulgente e scusare sia la forma che le deficienze, che certamente rileverà in dipendenza del suo particolare punto di vista: vorrà tener presente che il discorso può non essere diretto a lui, ma talora agli allievi della nostra Facoltà inqua-

drati nel loro specifico corso di laurea, talora invece a finalità di carattere esclusivamente scientifico, specie nei settori, che richiedono ancora parecchio cammino per una stretta più concreta con la realtà.

L'opera si compone di più parti; questa *prima parte* dal titolo : *teoria degli edifici in muratura* per il momento non è oggetto d'insegnamento spinto fino alle applicazioni numeriche.

Si propone, inizialmente, una suddivisione in tre classi degli edifici che presentino elementi portanti in "muratura"; nelle prime due classi si inseriscono rispettivamente: gli edifici *integralmente in muratura* e gli edifici *con ritti in muratura e con solai in legno o in ferro*; alla terza classe si fanno appartenere i moderni edifici con ritti in muratura ed impalcati ancorati ad un cordolo in cemento armato ad ogni piano.

Si riporta una indagine bibliografica che, tra i vari Autori, pone in evidenza, all'inizio dello scorso secolo, la grande figura del Rondelet (1800) per l'impostazione e il contributo, tuttora validi, dati allo studio degli edifici della prima classe. Solo recentemente, dopo decenni dalla loro apparizione, la bibliografia si è occupata degli edifici della terza classe; nel settore tecnico-scientifico spiccano gli studi di Haller, relativi alla realizzazione di edifici alti (a sedici piani), e quelli di Angervo-Putkonen, i quali introducono e trattano con rigore scientifico lo schema di telaio con ritti in muratura; questi studi hanno destato un rinnovato interesse per questo tipo strutturale nella sua più moderna versione.

Notevole interesse bibliografico hanno inoltre il regolamento tedesco e quello russo, per le regole generali e concrete che suggeriscono per una immediata soluzione del problema.

In questo quadro bibliografico questa prima parte inserisce la proposta di un nuovo procedimento di calcolo che presenta sensibili vantaggi; è svolto, con riferimento ad un edificio oggetto di un crollo, un esempio numerico che illustra l'utilizzazione delle tabelle e dei grafici che rendono agevole l'applicazione del nuovo metodo proposto.

Si può, in definitiva, affermare che specie sotto la spinta della prefabbricazione, lo schema degli edifici della terza classe sta uscendo ormai da una penombra di secondo piano per porsi allo stesso livello teorico e tecnico di ogni altro schema di edificio in acciaio o in cemento armato. Tuttavia, come per questi ultimi schemi, occorre ancora e a lungo discutere la validità delle ipotesi di partenza: in questa prima parte si è appena tentato di impostare una discussione, sia pure solo qualitativa, sul suo comportamento effettivo che solo ulteriori studi teorico-sperimentali, particolarmente auspicabili in questo settore, potranno meglio illuminare.

La seconda parte, in corso di stampa, è dedicata alla « teoria degli edifici in cemento armato » e rappresenta in massima parte il contenuto di una ventina di lezioni del Corso. Ampliando la classificazione iniziata nella prima parte, gli edifici in cemento armato sono inseriti al quarto posto, ovvero subito dopo le tre classi dedicate agli edifici in muratura.

Prima di affrontare il loro studio specifico si illustra il criterio generale che si è assunto per teorizzarne il comportamento (*fatto*): ogni « fatto », se opportunamente *meditato* (meditazione = θεωρησις), può essere racchiuso tra due schemi limite che definiscono così una fascia ideale, nella quale esso è compreso.

La teoria di una struttura deve cioè indicare i limiti della « fascia » e così permettere all'ingegnere di assumerne la responsabilità.

Nella seconda parte si considerano normali edifici in cemento armato per civili abitazioni per i quali siano prevalenti i carichi verticali: il comportamento generale dell'ossatura spaziale può scindersi e racchiudersi in un insieme di schemi elementari tanto più semplici quanto maggiore è la larghezza della fascia che si sceglie. È noto che la ricerca si propone di restringere la larghezza di ogni fascia, evitando per quanto possibile strumenti fisico-matematici troppo complessi: occorre caso per caso valutare la convenienza (al momento attuale) nel rispetto del criterio indicato, che può dinamicamente accogliere e valutare ogni risultato dell'evoluzione scientifica.

Nell'ipotesi che siano prevalenti i carichi verticali, ovvero di edifici non disposti in zona sismica o in luoghi ventosi, è conveniente spezzare lo schema spaziale in componenti esaminando separatamente solai, travi, pilastri, scale, fondazioni.

Nell'esame di ciascun componente s'indicano le correlazioni con gli altri componenti e si definiscono le corrispondenti fasce; parallelamente si analizzano e si descrivono alcuni particolari fino al dettaglio costruttivo, nella misura necessaria alle esigenze più sentite della realtà tecnica; a titolo di esempio, nel caso degli impalcati si considerano gli schemi di sbalzo laterale, sbalzo d'angolo, grandi e piccoli fori, solai ad asse spezzato, ecc.

Particolare attenzione è dedicata ai sostegni verticali; per il pilastro appartenente all'edificio multipiano s'introduce il concetto di « carico convenzionale tipo » e si forniscono criteri rigorosi ed approssimati per valutarne i singoli addendi con sensibili semplificazioni.

Per ogni componente si forniscono criteri concreti per la soluzione del suo problema statico cercando di interpretarne il comportamento effettivo con idonei schemi.

L'ipotesi che siano prevalenti i carichi orizzontali, ovvero il caso di edifici in zona sismica o sottoposti per la loro ubicazione (ad esempio

in riva al mare) o per la loro forma (edifici-torre) a notevoli spinte del vento è trattato nelle parti successive.

La terza parte, di contenuto esclusivamente teorico, è pertanto dedicata ai telai a maglie rettangolari sottoposti a forze orizzontali (e verticali).

Infatti nel caso che l'edificio sia sottoposto a forze orizzontali - e si rinunci ancora per semplicità all'analisi dell'intera struttura (spaziale) considerata come un unico insieme - negli usuali procedimenti di verifica si suddivide l'ossatura in schemi di telai piani a maglie rettangolari (i criteri per tale suddivisione e lo studio dell'intera ossatura sono trattati nella quarta parte).

La trattazione prende le mosse dalla nota relazione che lega le forze alle deformazioni; quindi utilizza i tre schemi elementari di nodo, di piano e di traverso, per sviluppare in modo unitario i procedimenti condotti secondo le due note vie maestre delle forze (Cross-Grinter con rotazioni impresse) e delle deformazioni (Kani con rotazioni impresse).

La unitarietà della trattazione comporta semplificazioni formali e sostanziali non prive di interesse ed originalità. I procedimenti teorici di calcolo dello schema di telaio piano rappresentano uno strumento che è poi utilizzato nella parte successiva.

La quarta parte esamina l'edificio in cemento armato sottoposto a carichi orizzontali; l'intera struttura (spaziale) si considera sia come insieme di telai piani (nello spirito dell'attuale regolamentazione in zona sismica), sia come una unica ossatura. In questa ultima ipotesi è indispensabile l'impiego di calcolatori elettronici attesa la complessità numerica del problema. S'indica anche la possibilità di tener conto della collaborazione dei pannelli di chiusura dei riquadri dell'ossatura principale.

La quinta parte dedicata agli « edifici in acciaio » e la sesta parte dedicata agli « edifici speciali » completano, nell'ambito delle usuali tipologie, il quadro logico di una « teoria degli edifici ».

Terminata così questa breve rassegna del contenuto, passo a sciogliere con vero piacere, i debiti contratti nella lunga stesura di quest'ope-

ra. Devo innanzitutto esprimere la mia commossa gratitudine all'amico prof. Giangreco per la sua presentazione che eccede i limiti di una semplice formalità.

Devo poi ringraziare tutti gli allievi che nello svolgimento dei vari corsi o di tesi di laurea sono stati i validi interlocutori critici per la discussione e la maturazione di quest'opera; è infatti per me di particolare soddisfazione constatare che si sia creata nel Corso una tradizione di continuità in virtù della quale ogni allievo non si limita ad acquisire l'insegnamento ma contribuisce con una partecipazione critica ad un ulteriore passo in avanti del contenuto delle lezioni.

Un particolare ringraziamento va all'ing. Marchetti per il contributo agli sviluppi analitici ed alla discussione della prima parte.

All'Editore dott. Rolando Liguori ed all'ing. Pedroni, che con affetto, diligenza ed intelligenza hanno contribuito alla stampa del testo in una adeguata veste tipografica, va infine un particolare senso di riconoscenza.

Napoli, dicembre 1968

Michele Pagano

1) CLASSIFICA DEGLI EDIFICI

Allo scopo di inquadrare i limiti del Corso conviene premettere un tentativo di classificazione dei tipi strutturali degli edifici. Delle prime tre classi si e' gia' trattato all'inizio del primo volume dedicato agli edifici in muratura.

1.1) Classe 1^a: edifici integralmente in muratura.

Nella prima classe s'includono le strutture integralmente in "muratura", intendendo definire con tale termine, in accordo con la bibliografia tecnica, un materiale assolutamente incapace di resistere a sollecitazioni di trazione (1).

Solo gli edifici piu' antichi forniscono esempi di costruzioni integralmente in muratura. I sostegni verticali e gl'impalcati sono realizzati con materiali lapidei. In particolare gl'impalcati, per la possibilita' di assorbire sollecitazioni di flessione semplice, sono sagomati secondo archi a volte compianati superiormente con materiale di riempimento, staticamente inerte.

I carichi - in gran parte costituiti da peso proprio e sovraccarichi permanenti - determinano presso-

(1) In realta' le malte ed i materiali lapidei, naturali o artificiali, che costituiscono la "muratura" hanno una certa qual resistenza a trazione; essa pero' e' tre ad essere molto minore di quella a compressione, da scarso affidamento che si conscrvi nel tempo. Da qui l'ipotesi limite, ben nota nella pratica tecnica per tutti i materiali lapidei, di completa incapacita' di resistere a trazione

flessione nella generica sezione trasversale, in cui la distribuzione delle sollecitazioni (di sola compressione per la ipotesi fatta) si suppone lineare e corrisponde biunivocamente alla posizione della risultante la sezione e' tutta compressa se la risultante e' all'interno del nocciolo (terzo medio) e parzialmente compressa se la risultante e' esterna. Le azioni (R) (fig. 1-1) degli archi o delle volte alle imposte si compongono con i pesi (P) delle murature verticali. Ne risulta che queste ultime, perche' la risultante sia sempre contenuta all'interno della sezione - e, meglio ancora, nel terzo medio - debbono assumere notevoli proporzioni.

Tutta la struttura e' in definitiva sollecitata a pressoflessione; per quanto semplice sia questa panoramica qualitativa ben complessa invece risulta l'analisi statica rigorosa di una struttura integralmente muraria, che in genere la bibliografia conduce secondo sistemi alquanto approssimati. Infatti l'ipotesi di assoluta incapacita' di resistere a trazione (e conseguente assenza di quest'ultima) si riferisce ad una condizione limite teorica, a cui tende la struttura. Questa e' dotata inizialmente di alto grado di iperstaticita' perche' sia negli "archi" che nei "piedritti", subito dopo la costruzione, possono sussistere, anzi sussistono certamente almeno in un primo tempo, zone di muratura sottoposte a trazione, naturalmente nell'ambito della resistenza limite.

In questo primo periodo di vita della costruzione si determina quindi il regime statico che corrisponderebbe ad un materiale resistente anche a trazione; la bibliografia tecnica suggerisce per questa fase iniziale di svolgere l'analisi statica della struttura con i normali metodi di calcolo validi per strutture omo-

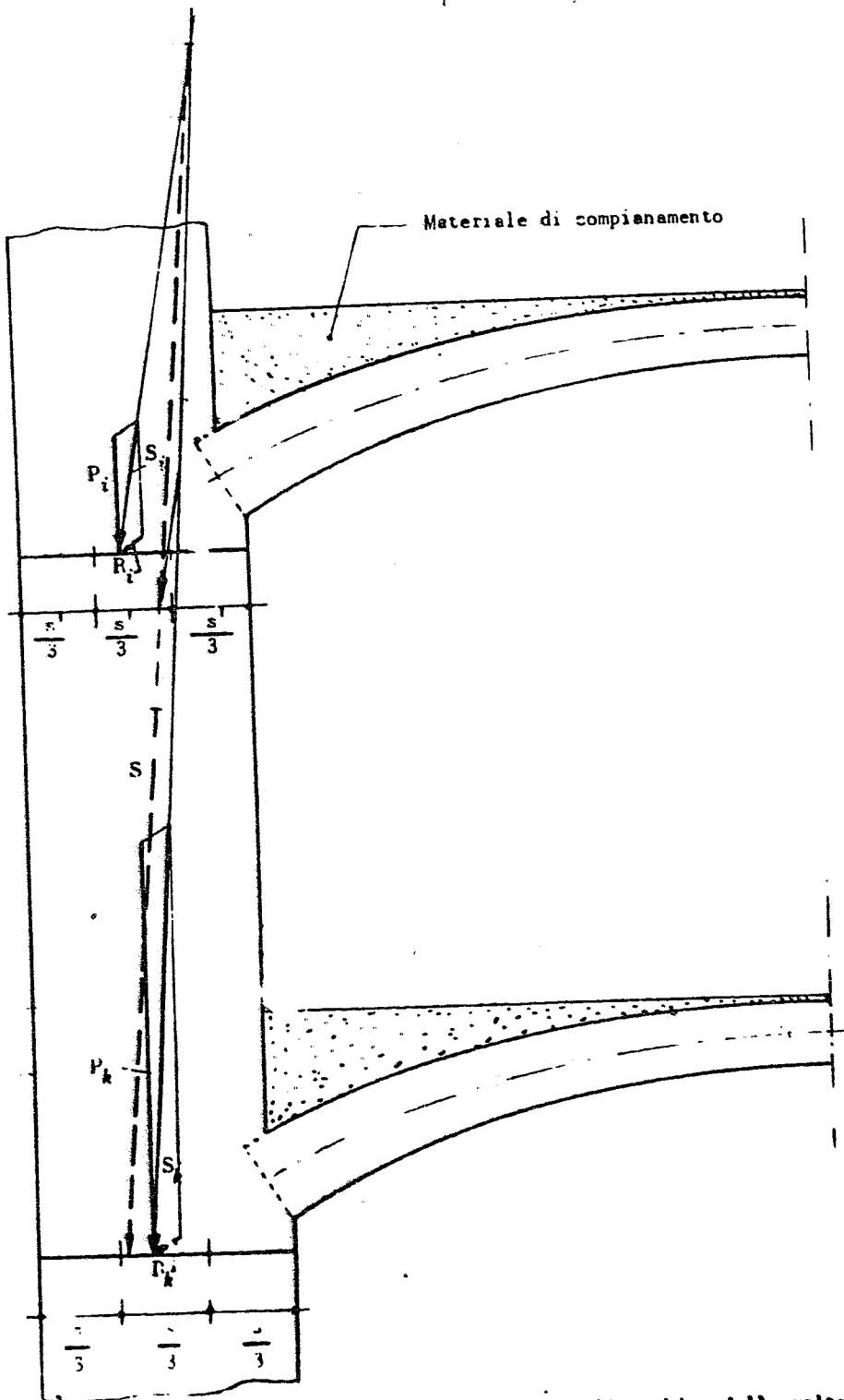


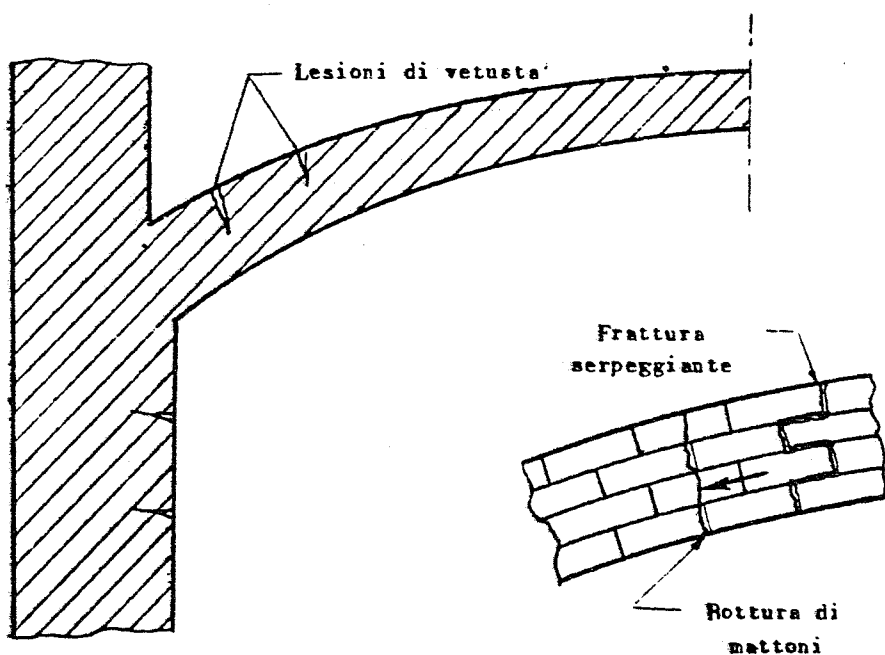
Fig 1 1. Composizione delle azioni degli archi o delle volte con il peso delle murature verticali d imposta

genee e monolitiche. accettando cioe per la muratura ipotesi normali per materiali come acciaio e cemento armato.

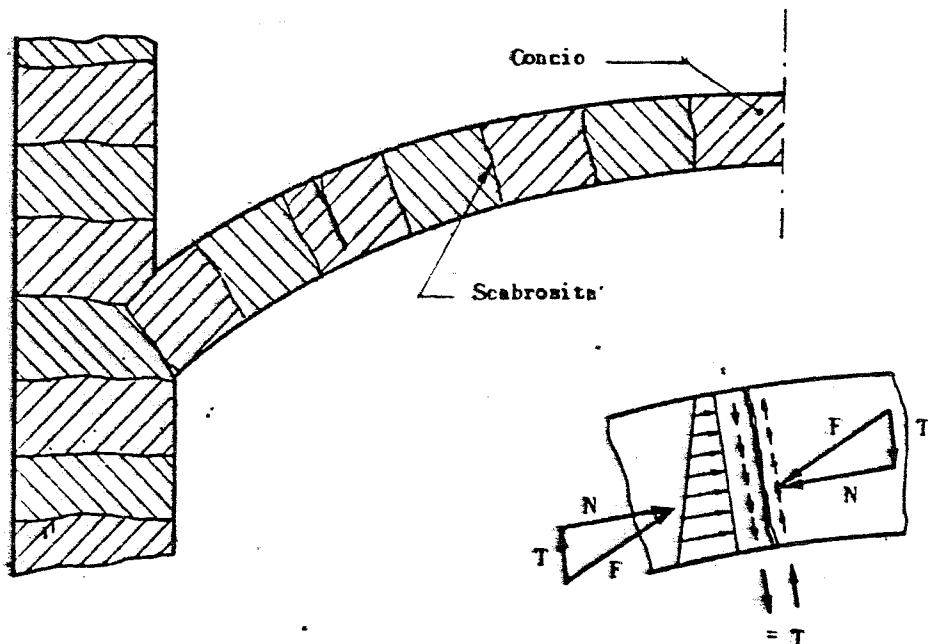
Da tale analisi si deduce l'esistenza e l'estensione delle zone di muratura sottoposte a sollecitazioni di trazione.

Ovviamente col tempo questo regime e destinato a variare. Infatti negli anni successivi si sovrappongono agli effetti iniziali dei carichi esterni gli assentamenti lenti del piano di posa, le coazioni dovute ai cicli termici stagionali, gli effetti del ritiro, del vento, ecc: le zone che sono tese, o per fatica o per superamento della resistenza a trazione, finiscono in gran parte per cedere e fratturarsi. Gli archi ed i sostegni verticali si parzializzano riducendo la loro rigidita'; le deformazioni iniziali crescono e la struttura, dallo stato iniziale di completa integrita', passa attraverso nuovi stati caratterizzati da sempre piu' ampie parzializzazioni delle parti che man mano risultano tese al di la' della resistenza limite a trazione (fig.1-2). Il passaggio e' graduale e lo schema statico della struttura, corrispondente all'evoluzione del quadro fessurativo, si modifica successivamente con variazioni delle caratteristiche geometriche ed elastiche, tendendo al limite (teorico) di struttura completamente priva di zone tese.

Si giustifica cosi la formulazione e l'adozione dell'ipotesi limite finale che considera la "parzializzazione" e stessa a "priori" a tutte le sezioni trasversali della muratura; in tal caso il comportamento statico e individuato poiche si suppone che la struttura sia significativamente costituita da un insieme di "conci scabri" tra loro idealmente separati. Il contatto puntuale tra i singoli blocchi e assicurato dalla malta che sposa la scabrosita dei conci lapidei. La capaci



a) Capacita' di resistenza a trazione



b) Incapacita assoluta di resistere a sforzi di trazione

Fig 1 2. Schematizzazione della muratura in materiale omogeneo
a) e in conci scabri b) e relative fratture.

ta portante complessiva di questo schema e' di certo inferiore a quella effettiva e quindi esso e' accettabile a vantaggio di statica.

Infine l'analisi rigorosa delle strutture in muratura e' complicata dal fatto che il legame tra i sovraccarichi accidentali e le corrispondenti sollecitazioni e deformazioni oltre che essere incerto per la natura del materiale, non rispetta le ipotesi di linearita'; quindi, il grado di sicurezza dell'edificio dovrebbe essere determinato come rapporto tra il sovraccarico di rottura e quello di servizio, agenti pero' su schemi strutturali diversi, inizialmente incogniti.

Convieni assumere, per lo schema finale, direttamente l'ipotesi di "conci scabri" e verificare la struttura sottoposta alle condizioni di servizio ed a quelle in cui i sovraccarichi sono moltiplicati per il grado di sicurezza prescritto. Giova infine ricordare che tutto l'insieme delle azioni precedentemente indicate (e escursioni termiche, agenti atmosferici, trasformazioni chimiche, fatica) provoca un degrado che spesso si diagnostica sinteticamente con la dizione "vetusta" che traduce il concetto fondamentale di danno provocato dal tempo. Di questo effetto si puo' tener conto solo proteggendo opportunamente la muratura con un rivestimento capace di fronteggiare almeno una parte di tali azioni

1.2) Classe 2^a: edifici "misti" con piedritti in muratura e solai in legno o acciaio

Nella seconda classe si includono le strutture (parzialmente murarie) con sostegni verticali in muratura ed impalcati in legno o in ferro (senza cordoli in corrispondenza dei piani).

A differenza della classe precedente, le strutture orizzontali, in questa classe, sono realizzate con travi parallele (isolate tra loro) di materiali resistenti a flessione e a taglio; esse si concretano generalmente in travi di legno, a sezione circolare o rettangolare, o in profilati a doppio T di acciaio appoggiati ad ogni piano, sulle murature. In questi edifici le travi in legno o in ferro possono essere facilmente sostituite in caso di necessità. Al limite, anzi, le strutture orizzontali possono considerarsi staticamente indipendenti da quelle verticali, sebbene la buona tecnica costruttiva abbia sempre consigliato di applicare "chiavi" e "radiciamenti" alle testate delle travi per realizzare un mutuo ancoraggio con le murature.

Per la ricerca del grado di sicurezza dell'edificio, è evidentemente più opportuno riferirsi alla condizione limite di travi semplicemente appoggiate agli estremi e di murature verticali prive di vincoli trasversali, che cioè ricevono dai solai azioni esclusivamente verticali.

Convieni inoltre considerare ogni parete muraria staticamente slegata anche dai muri trasversali, ai quali è geometricamente adiacente; questa ipotesi si realizza solo se si verifica un effettivo distacco delle pareti in corrispondenza degli incroci, il che è possibile perché mancano elementi orizzontali resistenti a trazione che assicurano il collegamento (fig. 13).

In definitiva e nella peggiore delle ipotesi, le singole pareti murarie si considerano a se stanti e vanno verificate come mensole verticali caricate dal peso proprio e da quello dei solai, applicato quest'ultimo piano per piano, (secondo il suggerimento più diffuso della Bibliografia) ad un terzo dal filo interno della

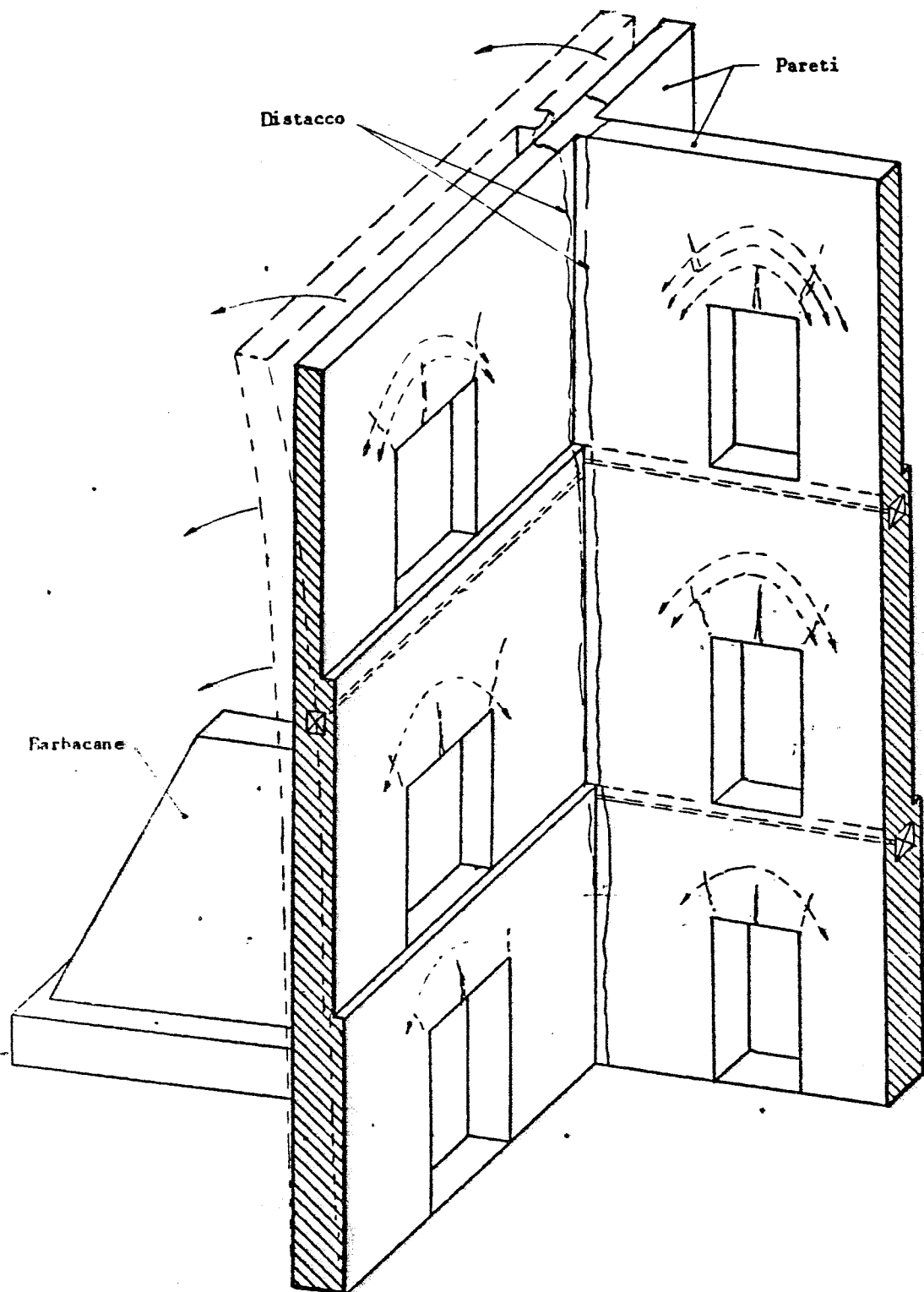


Fig 1 3. Possibilita' di distacchi tra pareti murarie e formazione di archi sui vmi.

zona di appoggio.

È facile controllare che e particolarmente delicata la condizione statica dei muri di perimetro, per che presentano più ampi vani ed elevate eccentricità di forma. Infatti per essi si mantiene costante l'appiombamento della superficie esterna e le riseghe si effettuano tutte all'interno; inoltre negli angoli dell'edificio, là dove i solai risultano orditi parallelamente alla parete, manca ogni vincolo trasversale delle travi (corrispondente almeno all'attrito), ed in definitiva il muro può facilmente manifestare tendenza a ribaltare verso l'esterno.

Sono ben noti in questo caso i provvedimenti di emergenza quali puntellature e barbacani, o definitivi, quali, ad esempio, catene.

1 3) Classe 3^a. edifici in muratura con solai ancorati a cordoli di piano.

Nella terza classe s'includono gli edifici con strutture verticali in muratura e strutture orizzontali di ogni piano ancorate ad un cordolo in cemento armato.

La struttura muraria in questa classe non è più continua in verticale, ma interrotta ad ogni piano per l'inserimento di un cordolo in cemento armato in cui s'innesta il solaio in acciaio o meglio, in cemento armato. Il cordolo, che si arma con ferri longitudinali e staffe, si sposa perfettamente alle scabrosità della muratura, realizzando un'aderenza completa, e saltata dall'incollaggio e dall'attrito che si sviluppa per effetto della pressione dovuta ai carichi ver-

ticali. Con il cordolo si realizza in definitiva un collegamento che non permette spostamenti relativi (verticali, orizzontali ed angolari) tra solaio e muratura, oltre che un incatenamento generale dell'edificio (1).

L'esame statico di questo tipo strutturale si può ricondurre agli ordinari metodi validi per i telai, quando la eccentricità dello sforzo verticale nei ritti in muratura è contenuta nel nocciolo della sezione trasversale. Se invece la risultante verticale è esterna al nocciolo occorre tener conto del fatto che il ritto si parzializza perché, come si è supposto, la muratura non è in grado di resistere a sforzi di trazione. In questo caso, la congruenza è ancora rispettata dalla parte reagente del diritto. Il procedimento di calcolo può svolgersi per successive approssimazioni considerando una catena di schemi in cui il grado di parzializzazione si fissa per tentativi e si confronta poi con il risultato del calcolo stesso. Questo tipo strutturale ha trovato moderne espressioni in edifici a sedici e diciotto piani costruiti recentemente in Svizzera. L'esame delle classi precedenti e in particolare di questa classe è stato svolto nel primo volume di questa serie.

1.4) Classe 4^a: edifici con ossatura in cemento armato.

Nella quarta classe s'include il ben noto ed attuale tipo strutturale, a scheletro completamente in cemento armato. I muri in questo caso si considerano non portanti, sebbene contribuiscano ad irrigidire l'edificio; i sostegni verticali sono costituiti da "pilastri"

(1) Con la legge del 1935 si rese obbligatoria l'introduzione di un cordolo in cemento armato in corrispondenza di ogni piano.

isolati collegati da "travi" e "solai" orizzontali. La struttura si schematizza in vari modi secondo il tipo di carico a cui e' sottoposta; per i carichi verticali puo' essere scissa in elementi lineari separati; per carichi orizzontali, in "telai piani" o "spaziali" collegati monoliticamente tra loro.

La schematizzazione piu' completa e' quella che schematizza l'edificio in un unico "scheletro spaziale", diaframmato ad ogni piano da lastre ("solai") rigide nel loro piano; per superare la conseguente maggiore laboriosita' si ricorre all'ausilio dei calcolatori elettronici. Questo volume si occupa solo di questa classe, rinviando l'analisi teorica dei "telai piani e spaziali" a volumi successivi.

1.5) Classe 5^a: edifici con ossatura in acciaio.

Nella quinta classe s'includono gli edifici (analoghi ai precedenti) a scheletro completamente in acciaio.

Questa classe si differenzia dalla precedente oltre che per il materiale (acciaio invece di cemento armato), per gli schemi strutturali che in questo caso assicurano un sufficiente irrigidimento e l'assorbimento delle forze orizzontali indotte dal vento o da scosse sismiche.

Oltre alla possibilita', comune al cemento armato, di assorbire le azioni orizzontali solo con schemi di "telaio" irrobustendo pilastri e travi ("telai rigidi") si presentano piu' frequentemente strutture sussidiarie verticali e orizzontali particolarmente adatte al controventamento dell'edificio; esse possono ad esempio essere costituite da travature reticolari di rigidezza, molto piu' elevata degli altri telai. Queste strutture, con la loro alta rigidita', preservano

tutti i pilastri da ogni effetto flessso tagliente. In tal caso i pilastri praticamente sono sottoposti solo a pressione e possono considerarsi e, volendo, anche realizzarsi, come pendoli cernierati agli estremi nell'interpiano. E' opportuno precisare che provvedimenti analoghi sono possibili anche per gli edifici della classe precedente in c.a., ma sono molto piu' frequenti ed opportuni per quelli in acciaio (negli edifici in c.a. recentemente sono state adottate pareti che per la loro funzione vengono chiamate pareti sismiche). Sono infine fondamentali nelle ossature di acciaio gli effetti della instabilita' locale e globale.

1.6) Classe 6^a: edifici misti acciaio + cemento armato.

Nella sesta classe si possono includere le strutture "miste in acciaio e cemento armato" che comprendono una vasta gamma di varieta'. Ad esempio gli edifici con pilastri in acciaio ed impalcati in cemento armato; gli edifici in acciaio irrigiditi da pareti in cemento armato (disposte ad esempio in corrispondenza delle scale) e cosi' via.

Il connubio tra piu' materiali puo' essere realizzato anche solo in una parte dell'edificio esempi significativi sono i solai con travi in acciaio collaboranti con una sovrastante soletta in cemento armato; i pilastri realizzati con tubi in acciaio riempiti di conglomerato, ecc. Queste unioni sono spesso consigliate da ragioni di economia, rigidita', inerzia termica, ecc. e danno risultati che presentano i vantaggi caratteristici dell'incontro tra le due tecniche, che indubbiamente sono protagoniste dell'epoca strutturale in cui viviamo.

1.7) Classe 7^a: altri tipi di edificio.

Nella settima classe si possono includere genericamente tutti i nuovi tipi di edifici che sono espressione della notevole spinta esercitata dalla industrializzazione dell'edilizia.

Tra questi merita una menzione particolare il tipo di edificio comunemente chiamato "a pannelli portanti" in conglomerato. Questo tipo strutturale può considerarsi come l'espressione più moderna ed industrializzata degli edifici in muratura della terza classe: infatti alla "muratura" tradizionale si sostituiscono pannelli in cemento armato il cui spessore è ridotto in proporzione all'incremento di resistenza del materiale base. Al contorno ogni lastra è cucita alle altre con sistemi generalmente schematizzabili con cerniere cilindriche. Ne deriva per l'edificio lo schema di scatola spaziale con le pareti costituite dai "pannelli" .

La costruzione risulta nel complesso molto più rigida di tutte le precedenti e quindi, come gli antichi edifici in muratura, più sensibile ad eventuali cedimenti differenziali del piano di posa ed alle variazioni termiche.

Sono numerosi gli studi e le proposte di altri tipi di edificio, che esprimono, tutti, l'esigenza della edilizia di raggiungere forme suscettibili di un più spinto grado di industrializzazione; allo stato attuale essi non hanno ancora raggiunto una chiara e stabile definizione.

2) GENERALITÀ SULLE STRUTTURE PER EDIFICI CIVILI.

2.1) Introduzione.

Nelle prossime lezioni esamineremo le strutture di edifici per civili abitazioni della quarta classe e tenteremo di tracciarne una "teoria". E' opportuno però premettere un breve discorso allo scopo di chiarire il significato che intenderemo dare alla parola "teoria", ed indicare i limiti e gli scopi del nostro esame, secondo criteri ampiamente discussi nel primo volume.

La trattazione comporterà innanzitutto la definizione dell'oggetto da esaminare, considerando la morfologia e le proprietà fisico meccaniche dei singoli componenti e dell'oggetto stesso, nonché il processo tecnologico di trasformazione o assemblaggio. L'oggetto così definito va considerato poi sotto ogni altro aspetto che possa interessarci, in tutte le sue fasi di realizzazione e di servizio. In ogni fase c'interessa, in modo prevalente, attese le finalità del corso, il suo comportamento sotto le corrispondenti azioni esterne ed, infine, la sua durevolezza. (*)

Questo complesso di definizioni ed informazioni costituisce un insieme di "fatti obiettivi". Uno studio che mediti su tali "fatti", per trarre su essi conclusioni od interpretazioni di carattere generale ne rappresenta una "teoria" (in greco θεωρημα significa appunto meditazione).

E' evidente da questa posizione che "teoria" dei "fatti" assume il significato di loro "interpretazione".

(*) Si avrà più volte occasione di constatare che l'edificio costituisce un sistema unico ed inscindibile nel quale interagiscono tutti i componenti e che per trattare separatamente un sottosistema e necessario definire l'interazione dei vincoli tagliati.

ne generale" e, per essere tale, deve essere sufficientemente aderente - dalle ipotesi schematiche ai risultati matematici - alla loro realta' fisica e, reciprocamente, tale aderenza e' essenziale perche' una generalizzazione possa costituire la "teoria" di quei fatti; altrimenti ha solo un valore astratto, indipendente dalla realta' e costituisce una mera "astrazione". Nel concetto di "teoria" e' quindi anche implicito quello di "realismo e di approssimazione"; se una "teoria" aderisse in modo **esatto** alla realta' fisica ne sarebbe la "spiegazione", ma poiche' la realta' fisica trascende la natura umana, e' impossibile che noi possiamo trovarne la "**spiegazione**".

In conclusione e' indispensabile e sufficiente, per definizione che una teoria inquadri la realta' fisica di certi fatti con accettabile approssimazione sul piano quantitativo.

2.2) "Fatti" e "teoria"; esempio di una struttura spaziale.

Convien subito a questo punto affrontare un esempio concreto per meglio chiarire la portata pratica dei concetti innanzi formulati.

A tal fine si consideri un edificio molto semplice, che per sua natura e' una struttura spaziale. Esso e' il "fatto" da meditare; la notevole laboriosita' di una "teoria" che consideri tale "fatto" nella sua completezza induce subito ad introdurre schemi semplificati che scindano, ad esempio, l'insieme spaziale in elementi piani o, addirittura, lineari.

L'insieme di tali schemi semplificati e' il presupposto iniziale di una "teoria"; ma le approssimazioni, a

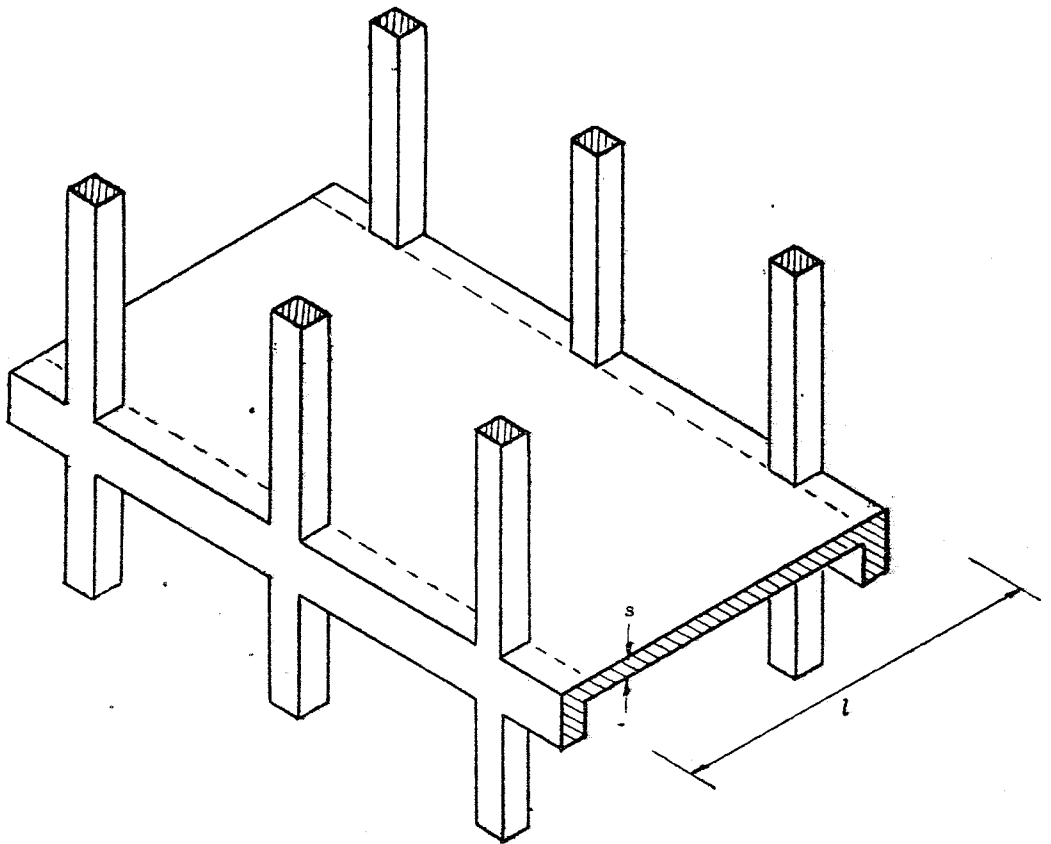
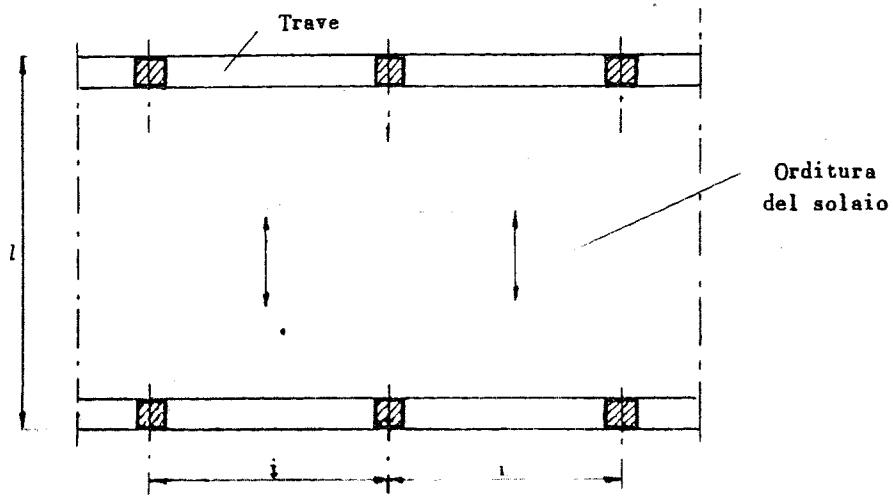


Fig. 2 1 Edificio multipiano a pianta allungata (caso normale).

ciascuno di essi connesse, sono accettabili solo entro quei limiti della "geometria" e dello schema di carico che rendono i risultati sufficientemente aderenti alla realtà fisica.

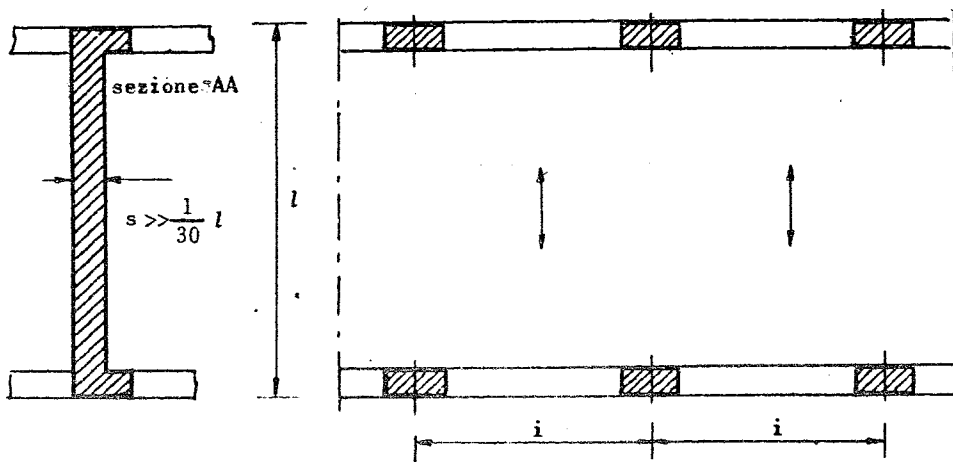
L'edificio oggetto dell'esempio sia ad un solo corpo, multipiano, a pianta allungata (fig.2-1). I pilastri siano disposti soltanto lungo il perimetro ad interassi regolari ($3 \div 4$ m). In senso trasversale sia ordito un solaio misto a laterizi di grande luce ($8 \div 12$ m) sostenuto da due travi perimetrali ⁽¹⁾.

In questo caso - atteso il notevole valore della luce del solaio e dei momenti in gioco - nel calcolo della struttura non si può prescindere dalla spazialità della struttura ovvero dal grado di incastro del solaio nel complesso trave-pilastri. Lungo la trave il solaio ai suoi estremi presenta momenti d'incastro di entità variabile con un massimo in corrispondenza dei pilastri; la trave è soggetta a flessione, torsione e taglio e i pilastri a pressoflessione obliqua.

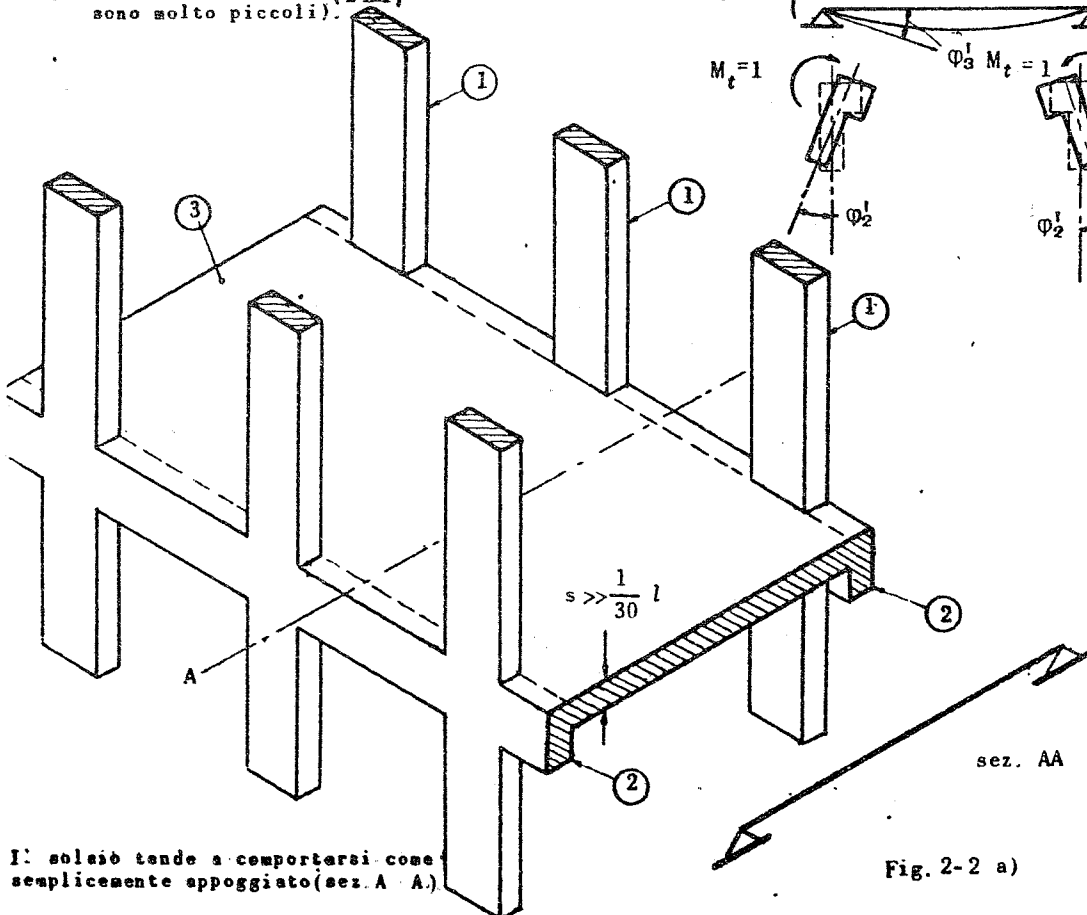
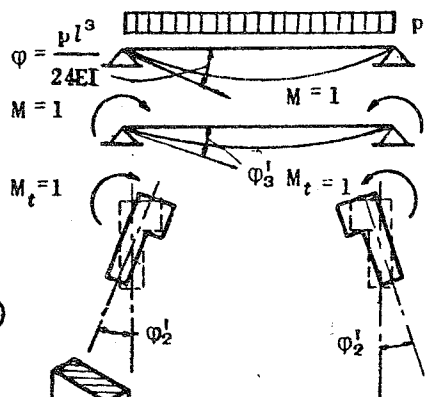
La soluzione fisico matematica del problema è riportata dalla letteratura tecnica e presenta difficoltà che nella fattispecie potrebbero essere abbastanza facilmente superabili; tuttavia per il fine che ci siamo proposti conviene prescindere da essa e, seguendo i suggerimenti che derivano da una immediata comprensione del problema fisico, formulare e meditare due ipotesi limite:

.....

(1) Dal punto di vista distributivo si dispongono le travi solo in senso longitudinale, nella parete di chiusura perimetrale dell'edificio per ottenere il vantaggio, molto opportuno, ad esempio, nel caso di uffici, di una completa flessibilità della pianta.

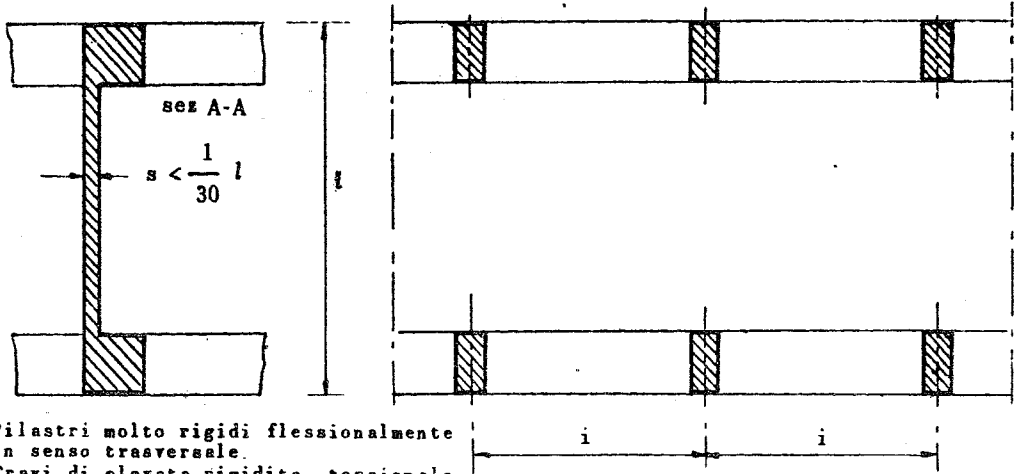


- ① Pilastri deformabili flessionalmente in senso trasversale
- ② Travi sottili deformabili a torsione (φ_2^I molto grande)
- ③ Solaio molto rigido ($\frac{Pl^3}{24EI}$) e φ_3^I sono molto piccoli).



Il solaio tende a comportarsi come semplicemente appoggiato (sez. A-A).

Fig. 2-2 a)



- ① Pilastri molto rigidi flessionalmente in senso trasversale.
 - ② Travi di elevata rigidità torsionale (φ_2^l molto piccolo)
 - ③ Solaio molto deformabile ($\frac{pl^3}{24EI}$ e φ_3^l sono molto grandi).
- Il solaio tende a comportarsi come in castrato (sez A A)

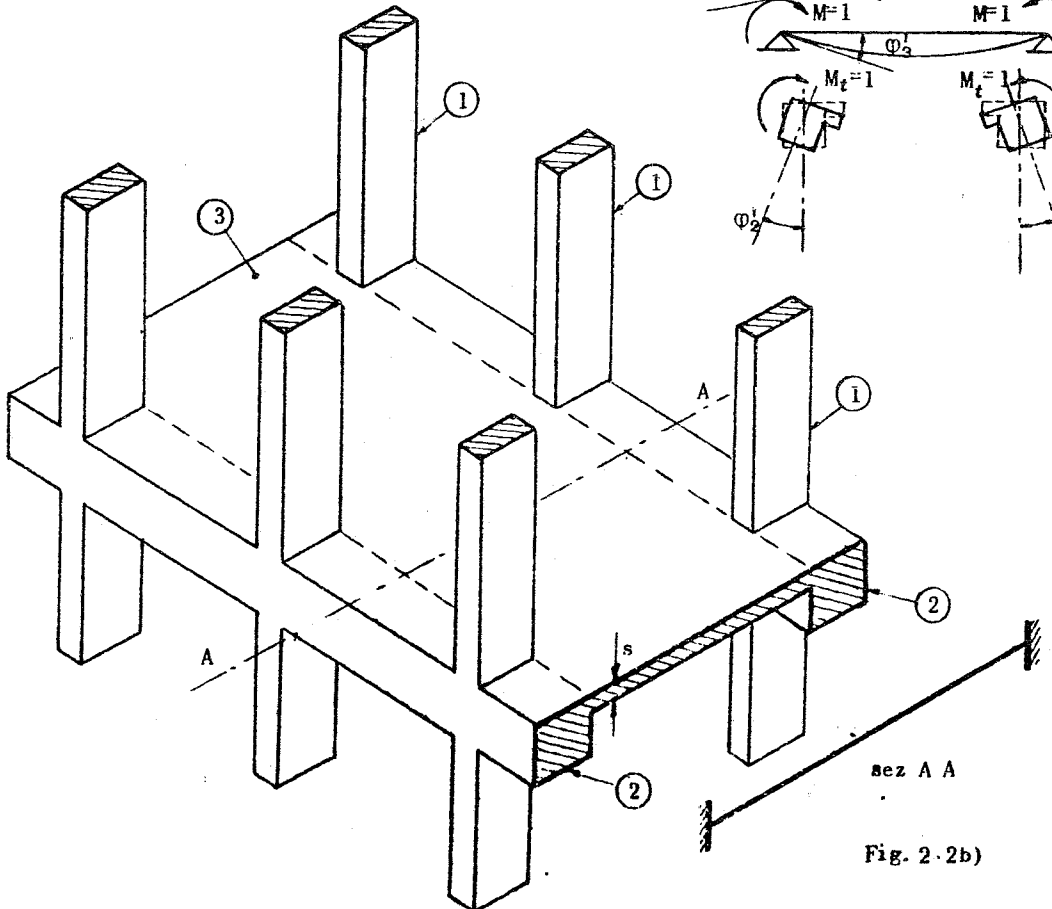
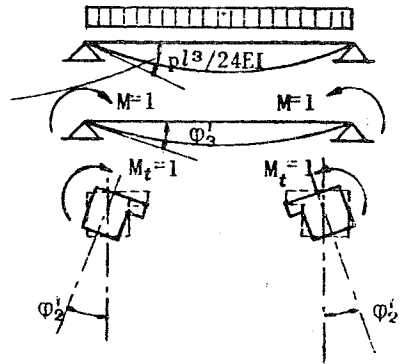


Fig. 2.2b)

2.2.a) Prima ipotesi limite.

Si supponga che (fig. 2 - 2 a):

- 1) la trave perimetrale sia molto (al limite completamente) deformabile torsionalmente;
- 2) i pilastri siano deformabili in senso trasversale (ad esempio abbiano sezione trasversale di forma rettangolare allungata in senso longitudinale);
- 3) il solaio sia rigido (ovvero abbia un elevato spessore $s \gg \frac{1}{80} l$).

Queste tre condizioni concordemente tendono a rendere il solaio quasi appoggiato agli estremi: infatti la trave presenta elevate rotazioni torsionali rispetto ai nodi di confluenza con i pilastri e quindi i momenti flettenti trasversali corrispondenti al grado d'incastro del solaio tendono a ridursi ad una modesta aliquota del momento d'incastro perfetto del solaio stesso, che può quindi considerarsi, al limite, semplicemente appoggiato agli estremi.

2.2.b) Seconda ipotesi limite.

Si supponga che (fig. 2 - 2 b):

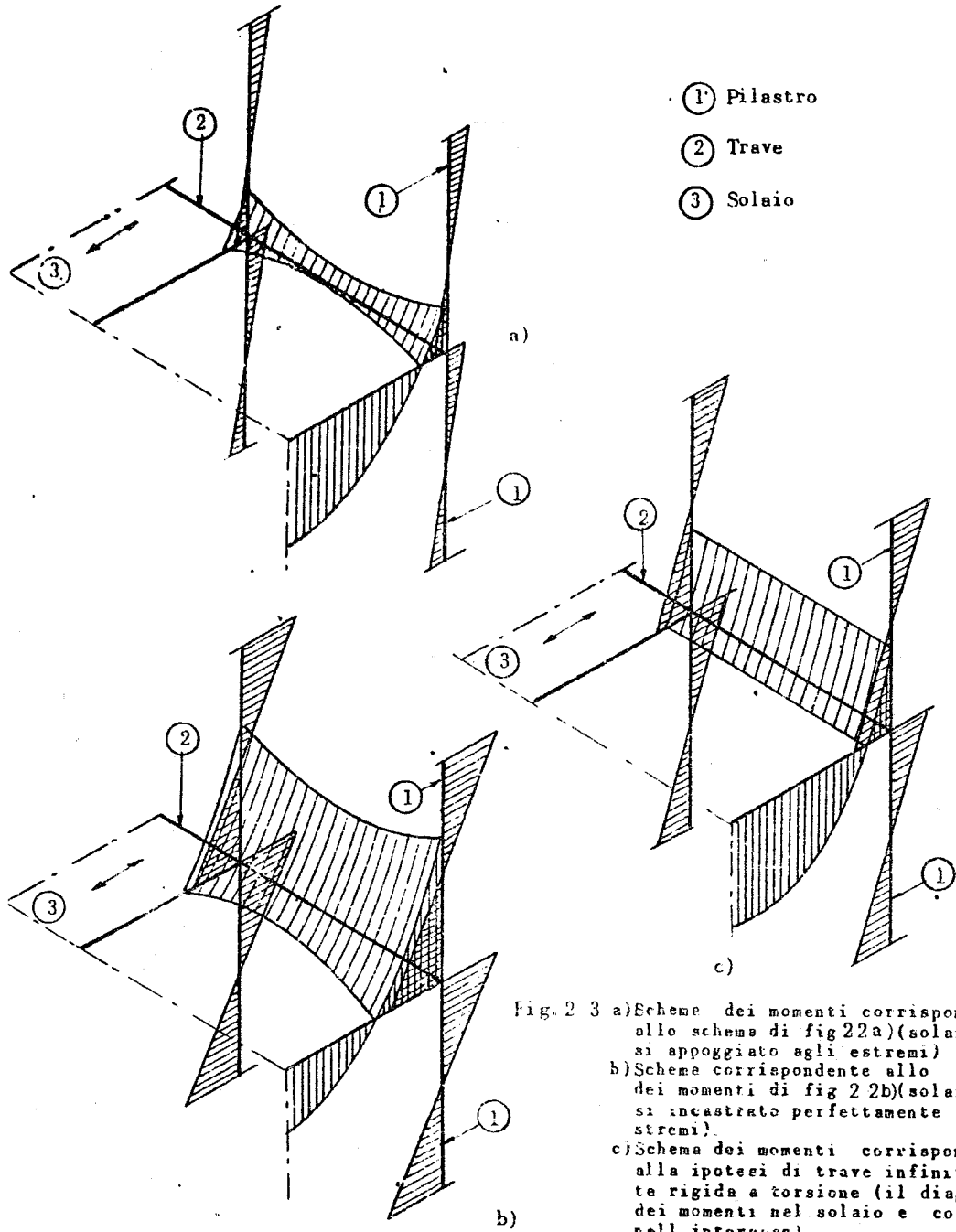
- 1) la trave sia, al contrario, di elevata (al limite infinita) rigidità torsionale;
- 2) i pilastri siano rigidi (ad es. di forma allungata in senso trasversale);

3) i solai siano deformabili avendo modesto spessore
 $\left(s \ll \frac{1}{30} l \right)$ (in violazione alle vigenti norme).

Queste tre condizioni, opposte alle precedenti, tendono a far sì che il solaio si comporti, al limite, perfettamente incastrato agli estremi. Infatti la trave è collegata rigidamente con il nodo e quindi tutte le sue sezioni presentano la stessa rotazione della sezione d'incastro. Il pilastro molto rigido riduce tale rotazione ad una piccola aliquota di quella che il solaio, supposto appoggiato, presenterebbe agli estremi.

In altri termini la trave rappresenta un nodo rigido allungato a tutto l'interasse, che obbliga il solaio, in ogni punto del perimetro, a ruotare di un angolo pari a quello di estremità del pilastro. I momenti flettenti d'incastro all'estremità del solaio, sono costanti lungo tutto lo sviluppo della trave. Il loro valore totale, corrispondente all'interasse tra i pilastri, coincide con quello d'incastro del traverso che compete al portale semplice rappresentato in figura 2-3. Esso, avendo pilastri rigidi, presenta un traverso perfettamente incastrato agli estremi.

Le due schematizzazioni limite racchiudono il comportamento effettivo da bande opposte; esse quindi costituiscono nel complesso una "teoria" della struttura in quanto delimitano una "fascia" in cui è compreso il comportamento effettivo: l'approssimazione potrebbe però essere grossolana perché è evidente che, se le due schematizzazioni raggiungono le condizioni limite la fascia si estende dal semplice appoggio all'incastro perfetto.



2.2.c) Riduzione dell' ampiezza della "fascia".

Da quanto innanzi esposto si deduce che il comportamento effettivo e' intermedio tra i due schemi limite (a) e (b) della fig.2-4 e corrisponde in realta' a quello di telaio spaziale i cui ritte sono i pilastri e il traverso e' costituito dalla striscia di solaio di larghezza pari all'interasse tra i pilastri ancorati alla trave di bordo torcibile elasticamente. Poiche' tale schema "esatto" e' di laboriosa soluzione e d'altra parte puo' essere opportuno ridurre l'ampiezza della "fascia" innanzi determinata dagli schemi (a) e (b), si possono assumere come condizioni limiti (a') = (a) e , al solaio perfettamente incastrato ai suoi estremi (b), sostituire un solaio incastrato elasticamente secondo lo schema di telaio in cui la trave di bordo sia infinitamente rigida a torsione e i soli pilastri siano elastici. (fig. 2-5).

Tale criterio puo' essere generalizzato ad ogni schema strutturale e puo' cioe' in sintesi assumersi una "fascia" di valori delle caratteristiche della sollecitazione (per ogni verifica statica), che comprenda al suo interno i valori effettivi.

Cio' rappresenta una semplificazione di indubbio interesse pratico che ha anche un significato teorico perche' consente di superare non solo le numerose difficolta' inerenti a schemi "esatti" ma anche quelle che si incontrano ogni qualvolta occorra quantizzare i parametri meccanici^(*), che intervengono nelle formule.

Il concetto di "fascia" consente di comprendere oltre che la variabilita' dello schema, anche l'intervallo di definizione numerica di tali costanti e, quando possibile, altre incertezze quali quelle di natura

(*) L'introduzione dei parametri meccanici (E, I, l, ecc.) comporta un ulteriore allargamento della "fascia"

tecnologica, le inevitabili difformità tra lo schema

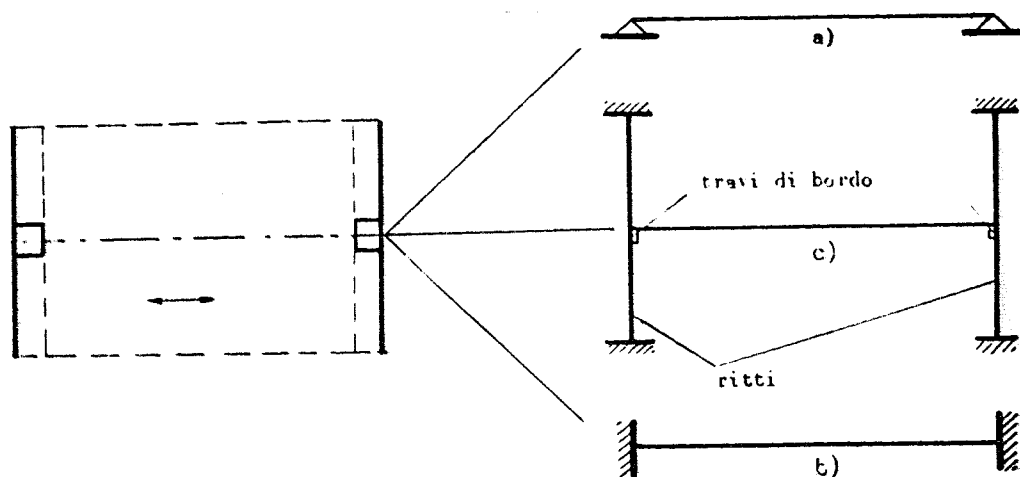


Fig. 2- - a) solaio semplicemente appoggiato: comportamento limite della ipotesi di fig. 2-2a);
 b) solaio perfettamente incastrato: comportamento limite della ipotesi di fig. 2-2b);
 c) solaio elasticamente incastrato: comportamento effettivo.

di calcolo e quello effettivo, i difetti costruttivi e le autotensioni.

Tra le difformità basti citare, nel caso dell'esempio, la presenza di travetti di ripartizione nel solaio e di altri legamenti trasversali; tra i difetti costruttivi le riprese di getto, specie in sommità dei pilastri. Il concetto di "fascia" consente di superare tali difficoltà senza peraltro limitare alcuna possibilità di sempre più approfondite indagini, che tendano quindi a stringere la larghezza della "fascia" nell'intento di renderla di spessore nullo, di perseguire cioè la soluzione esatta.

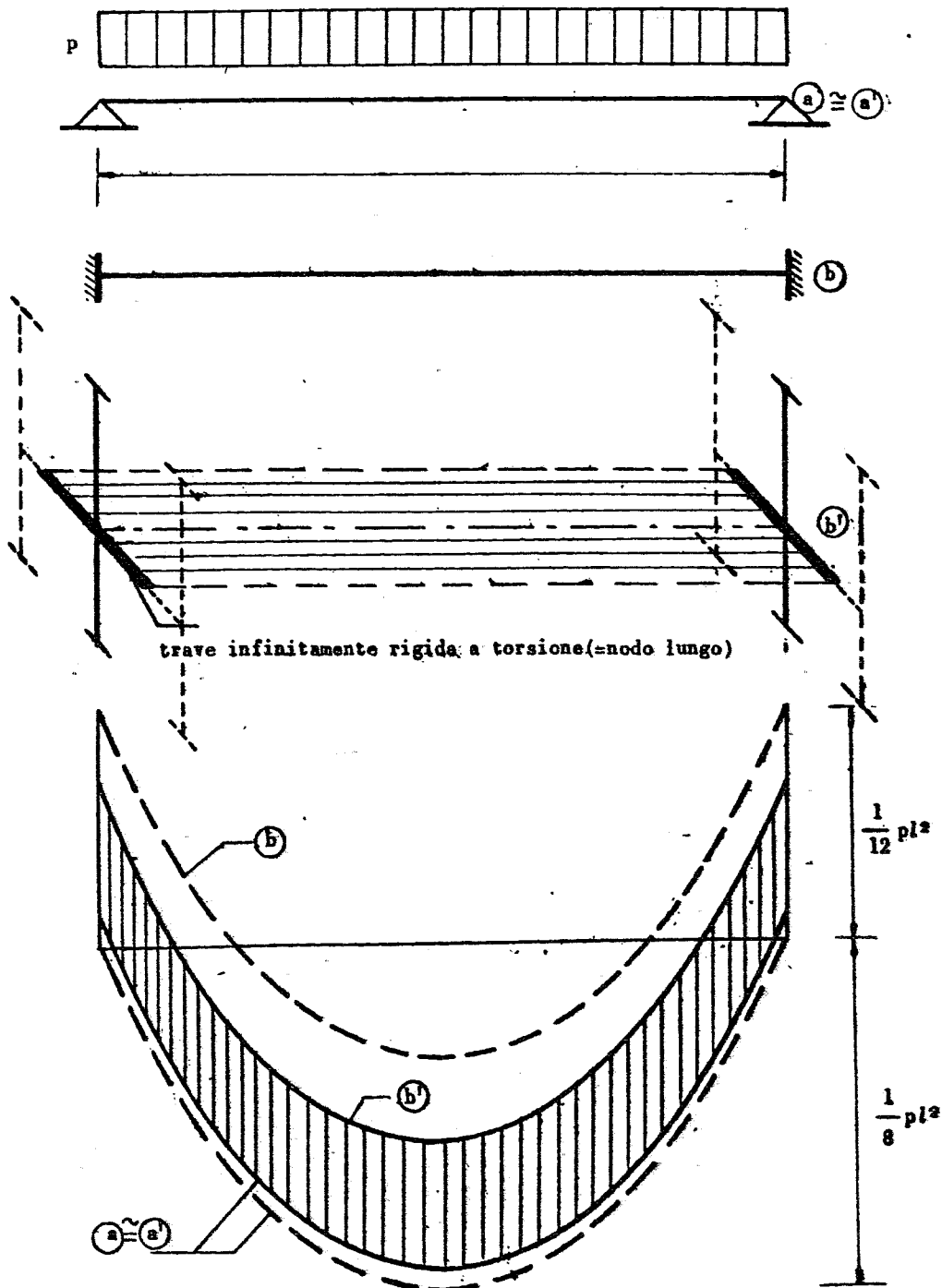


Fig. 2-5 (a) = (a') condizione limite per travi e pilastri deformabili e solaio rigido. (Q) presenta un lieve inevitabile grado d'incastro.
 (b) condizione limite per travi infinitamente rigide a torsione, pilastri rigidi e flessione e solaio deformabile.
 (b') condizione intermedia con travi infinitamente rigide a torsione e pilastri e solai elastici (telaio con nodo lungo). La condizione c' è effettiva di fig. 2-4 e' intermedia tra a' e b'.
 b' è intermedio tra a e b

2.3) Edifici "normali" (limiti delle loro caratteristiche geometriche).

Nel seguito comunque considereremo solo edifici in cui le "luci" siano contenute entro limiti tali da potersi trascurare almeno per l'effetto dei carichi verticali, la spazialità della struttura. Per schemi di carichi orizzontali (azioni sismiche e vento), l'edificio deve essere sempre considerato nella sua spazialità: si può, per semplicità, ricondurre lo schema effettivo ad insiemi di telai collegati ad ogni piano dagli impalcati.

Un'ulteriore semplificazione, non sempre accettabile anche se molto diffusa, considera l'edificio costituito da telai piani tra loro indipendenti prescindendo dal collegamento tra i telai, costituito ad ogni piano dagli impalcati orizzontali. Riterremo "normale" un edificio con "luci" che mediamente siano di 5 metri, con punte massime di 7 metri, localizzate; l'edificio per la forma della pianta e per la presenza di irrigidimenti biortogonali (pilastri allungati in due direzioni, validi compagni di chiusura, scale robuste) si suppone a "piani fissi" per l'azione dei soli carichi verticali e di modeste azioni orizzontali e per un limitato numero di piani (al massimo 10).^(*)

2.3.1) Parametri relativi all'esame statico di un edificio

Per un esame rigoroso e completo di un edificio occorre inoltre prendere in considerazione:

a) Tutte le possibili condizioni di carico esterno, pesi propri, sovrac-

(*) In presenza di modeste carichi orizzontali sono quasi sempre sufficienti i normali irrigidimenti esistenti in un edificio a rendere trascurabili (nulli) gli spostamenti orizzontali dei piani.

carichi fissi, sovraccarichi accidentali statici e dinamici, azioni termiche e di ritiro cedevolezza dei vincoli e carichi orizzontali. Questi ultimi in particolare sono introdotti generalmente come effetto del vento e delle scosse sismiche ondulatorie e si considerano agenti sull'edificio in tutte le direzioni anche se in realta' si dovrebbero considerare fenomeni dinamici piu' complessi costituiti da oscillazioni che suscitano l'insieme di forze di inerzia che ad esse si accompagnano;

b) gli schemi strutturali intermedi corrispondenti alle successive fasi di costruzione, con i corrispondenti carichi, variabili anch'essi in funzione del programma di costruzione e delle attrezzature impiegate;

c) la variabilita' delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati; nel caso di conglomerato armato esse riguardano sia il ciclo di maturazione iniziale che la possibilita' di fessurazioni e parzializzazioni di alcuni tratti di membrature;

d) le difformita' tra la struttura schematizzata e quella effettiva per vincoli mutui interni, che si creano per varie cause all'interno dell'edificio; improvvise variazioni dell'orditura dei solai, diversa deformabilita' tra i solai e le travi di bordo parallele alla loro orditura. legamenti trasversali costituiti da armature o travetti di ripartizione dei solai, intervento di pannelli murari nel comportamento della struttura e cosi' via. Si crea per tali cause un intricato insieme di effetti mutui che alterano e spesso in modo sostanziale il comportamento di una parte non sempre limitata della intera struttura;

e) la spinta alla unificazione dei tipi strutturali, che e' una esigenza imposta dalla necessita di in

dustrializzare i procedimenti esecutivi, di cui e' la premessa indispensabile: esempio significativo molto noto e' la pressoché costante previsione in progetto di un "piano tipo" nel caso di edifici multipiani^(*), e cio' malgrado la evidente variabilita' delle sollecitazioni lungo la altezza dell edificio. Non solo: anche nell'ambito di uno stesso piano si tende sempre piu a ridurre il numero di elementi strutturali tra loro diversi. La unificazione comporta che ogni elemento "tipo" sia in grado di resistere alla gamma di sollecitazioni, cui puo' essere sottoposto in tutte le diverse condizioni alle quali e' effettivamente soggetto; poiche' il campo di variabilita' di tali condizioni e' molto ampio, occorre ricercare i limiti che individuano la "fascia" gia' richiamata entro la quale l'elemento "tipo" viene a trovarsi.

2.4) Considerazioni conclusive.

La laboriosita' di un siffatto programma e' fin troppo evidente e l'impossibilita' di un esame completo e rigoroso obbliga spesso i progettisti a formulare schemi ed ipotesi opportunamente semplificati^(**). La difficolta' sta nel fatto che in tale scelta occorre evitare da un lato di scivolare in un pericoloso "empirismo" (inteso in senso "deteriore") e dall'altro occorre che ogni passo verso una ulteriore semplificazione tenga sempre conto di tutti i fattori innanzi elencati. Basta a tal fine controllare che ogni semplificazione si traduca nell'allargare i limiti della "fascia" nella quale puo' ritenersi con certezza compresa la

(*) L'unificazione puo' essere convenientemente estesa anche ai pilastri solo per edifici che non superino i 5 piani.

(**) A costruire cioè sui modelli piu' semplici trascollati dal modello complesso dell'edificio.

realta' fisica. Deve cioe' sempre effettuarsi il controllo, che le ipotesi che ne definiscono i limiti interpretino realisticamente e completamente la variabilita' di tutti i parametri in modo che alla fine sia assicurato il dovuto grado di sicurezza in tutte le fasi di vita della struttura. Del resto solo a queste condizioni e' possibile in pratica all'ingegnere assumere le gravi responsabilita' che gli competono, e nel contempo conservare ad ogni procedimento, comunque semplificato, la dignita' di "teoria"; si puo' anzi affermare che sotto ogni aspetto una "teoria degli edifici" fondata su un siffatto concetto di "fascia" e' sempre preferibile ad una schematizzazione unica che solo apparentemente mostri di raggiungere una migliore approssimazione.

In questa convinzione, questo criterio sara' adottato nello studio degli edifici e ne costituira' in ogni momento il presupposto logico.

La laboriosita' eccessiva che comporterebbe con i mezzi attualmente disponibili un "calcolo esatto" di un edificio ed il conseguente pericolo che si cada in procedimenti di uso corrente, privi di ogni rigore scientifico e purtroppo adottati talora nella pratica tecnica; costituiscono un dilemma, che puo' sembrare una frattura tra la pratica e la scienza ufficiale,

E' indispensabile che si arrivi ad una chiarificazione; ovvero, in altri termini, che la scienza ufficiale formuli per ogni tipo strutturale una teoria e quindi, nel caso specifico, una "teoria degli edifici". Essa, utilizzando tutti i procedimenti effettivamente applicabili, consideri gli edifici attraverso il

criterio, innanzi illustrato, di "fascia" i cui limiti siano definiti in modo che sia conservato alla dizione "teoria" il suo giusto significato.

E' necessario che tale soluzione si consegua per il caso degli edifici piu' urgentemente che per ogni altro tipo strutturale, perche' schemi piu' complessi si incontrano piu' raramente nella vita professionale, ed in tali casi procedimenti piu' laboriosi possono in pratica essere accettati piu' facilmente.

2.5) Elementi costruttivi di un edificio.

Con tali considerazioni pregiudiziali affrontiamo nel seguito l'esame di un edificio tradizionale in cemento armato. Tale esame sara' svolto suddividendolo in parti (componenti), finche' cio' sia possibile compatibilmente con i criteri prestabiliti ed indicando per ognuna di esse i limiti delle "fasce" da considerare. In ogni fase occorrera' controllare che il comportamento effettivo dell'elemento nell'intero edificio sia sempre contenuto nei limiti fissati dai procedimenti proposti sia con riguardo alla variabilita' di tutti i parametri fisico-meccanici che alle fasi di realizzazione e di esercizio dell'opera.

Considerando quindi l'edificio convenzionalmente scisso nei seguenti "elementi costruttivi":

- 1) solai
- 2) travi
- 3) pilastri
- 4) scale
- 5) fondazioni

svolgeremo l'analisi di ciascun elemento precisandone

la morfologia, la tecnologia, le condizioni di carico (*) e, sulla base di tali precisazioni, cioè dei "fatti", il procedimento (**) che l'esperienza suggerisce per abbracciare in una "fascia" tutta la gamma dei fattori che condizionano la "sicurezza dell'opera". (***)

Vedremo che non sempre è possibile una suddivisione così spinta e che, al variare dei "fatti", occorre una diversa "teoria"; ad esempio considerando fisso l'aspetto morfologico e tecnologico, al variare delle condizioni di carico (carichi prevalentemente verticali o prevalentemente orizzontali) sarà necessario suggerire diverse schematizzazioni e procedimenti. Lo stesso avviene se si fa variare solo un altro dei parametri: ad esempio il materiale, ed in questo spirito abbiamo introdotto all'inizio una classificazione ed abbiamo stabilito di riferirci solo a strutture in cemento armato; ad esempio, per una struttura in acciaio la teoria sarebbe del tutto diversa. Le schematizzazioni e le fasce che essi definiscono sono quindi variabili in modo molto ampio ed il loro complesso costituisce quella che noi chiamiamo la "teoria degli edifici".

Nei paragrafi che seguono noi considereremo normali edifici in cemento armato destinati ad uso di civili abitazioni, eventualmente con negozi ed uffici. Dapprima considereremo il caso che essi siano sottoposti prevalentemente a carichi verticali applicati staticamente; in un successivo volume il caso di prevalenti azioni orizzontali (azione del vento, scosse sismiche).

(*) Submodello oggettuale del componente.

(**) Submodello di funzionamento

(***) Submodello di comportamento imposto dall'esigenza umana della sicurezza.

3) SOLAI.

3.1.1) Aspetto morfologico.

Il primo aspetto, che chiameremo morfologico, considera la geometria dei vari elementi che compongono il solaio. la geometria varia sostanzialmente con il tipo di solaio ed esiste in effetti una estesa varietà di tipi, di dimensioni, di accoppiamenti di elementi diversi, di dettagli costruttivi, ecc.. Per quanto riguarda i tipi si hanno: solette piene, solette nervate con nervature parallele o incrociate, solette alleggerite con blocchi di laterizio o di altro materiale leggero. In ciascuno tipo possono adottarsi varie qualità di materiali, ad esempio tondi di acciaio, barre nervate, elementi precompressi con trecce di acciaio ad alto limite elastico e così via; per ciascun tipo esiste ancora la possibilità di una estesa variabilità dei rapporti geometrici dei vari componenti. L'esame dettagliato di questo aspetto e di quello successivo esulano dai limiti di questo volume.

3.1.2) Aspetto tecnologico.

Per ogni materiale oltre la morfologia variano le caratteristiche meccaniche in un campo molto ampio; ciò vale per l'acciaio, che può essere di resistenza molto variabile per i laterizi che possono collaborare o meno con il conglomerato e per il conglomerato stesso che si suddivide in classi, (*) secondo la re-

(*) Si definisce classe di un conglomerato il complesso delle sue più importanti caratteristiche meccaniche

sistenza Il conglomerato infine, per quanto attiene la sua tecnologia, puo' essere vitrato, pestonato, trattato a vapore, ecc. puo' essere di composizione variabile sia per il cemento, che per il pietrisco ed eventuali additivi.

L'insieme di tali tecniche e tecnologie esecutive e' oggetto di altre apposite specifiche trattazioni. Pastino qui questi pochi cenni a dimostrare quanto sia elevato il numero di tipi di solaio impiegati oggi nelle costruzioni edilizie. Tale fenomeno ha la sua giustificazione nel rilevante peso che il solaio ha sul costo della struttura e sulla sua suscettibilita' di essere realizzato per accoppiamento di elementi tra loro simili e quindi unificatili e producibili in serie.

Nell'aspetto tecnologico va ancora considerato il procedimento di realizzazione del solaio, ovvero il complesso delle fasi costruttive, che conduce, per assemblaggio, montaggio e trasformazione, dai singoli elementi al prodotto finito. In dipendenza del luogo in cui si sviluppano tali fasi si dira' che la struttura e' costruita in opera, a pie' d'opera o in stabilimento, o, in altri termini, e' parzialmente prefabbricata, o completamente prefabbricata. La conoscenza delle fasi costruttive e' indispensabile per l'esame statico di una qualsiasi struttura ma in particolar modo lo e' per i solai, perche', per le stesse ragioni economiche precedentemente prospettate, il costo di costruzione dei solai rappresenta un'aliquota notevole del costo dell'intera struttura. Le tecnologie di esecuzione sono quindi oggetto di particolari e continui studi dei tecnici del settore operativo, sia nell'ambito del cantiere finale che di quelli di prefabbricazione in stabilimenti fissi. Noi ci limiteremo a considerare i tre casi innanzi menzionati, rimandando per maggiori dettagli e per altri tipi particolari, alle

specifiche trattazioni.

Nel caso di solai eseguiti completamente in opera, i singoli elementi costruttivi sono inizialmente del tutto privi di capacita' portante autonoma e sono disposti su una cassaforma che deve avere quindi la capacita' di portare l'intero peso morto del solaio. L'assemblaggio avviene quindi con il getto del conglomerato sulla cassaforma "completa" o "chiusa".

Se invece alcune parti del solaio sono prefabbricate con elementi dotati di una capacita' portante autonoma, sia pure parziale, la cassaforma puo' avere in conseguenza ridotta capacita' portante e puo' essere, inoltre, "discontinua" o "aperta".

Esiste logicamente il caso di prefabbricazione completa fuori opera, che non richiede affatto cassaforma, ma solo il montaggio e la saldatura con gli altri elementi analoghi e con le travi e pilastri, che costituiscono l'ossatura principale dell'edificio.

3.1.3) Aspetto statico.

Il terzo aspetto, che chiamiamo statico, considera lo schema strutturale inteso nel senso piu' lato della parola. Per comodita' si possono considerare separatamente:

- a) lo schema della struttura: (piastra, nervature incrociate, nervature parallele, trave continua, sbalzi, ecc.);
- b) lo schema dei carichi: (peso proprio, sovraccarichi fissi, sovraccarichi accidentali, azioni termiche, ecc.);
- c) altri effetti statici: (collegamenti trasversali con altri elementi strutturali, effetti termici, ecc.).

a) Schema della struttura

Tutti gli aspetti innanzi considerati sono tra loro strettamente legati: ad ogni tipo di solaio caratterizzato da determinati procedimenti e materiali si accompagnano rapporti geometrici e schemi strutturali, legati strettamente alla scelta effettuata.

Il filo conduttore, che deve guidare chi si accinge all'esame di un solaio, deve partire dai singoli elementi costitutivi e definire quindi le fasi costruttive e le caratteristiche che assumono i singoli materiali ed il complesso finale, considerando cioè gli schemi che la struttura assume (variabili per vincoli, forma, carichi, caratteristiche meccaniche dei materiali, ecc) in ciascuna delle eventuali fasi di passaggio intermedio.

Il numero (e la qualità) degli schemi da considerare aumenta naturalmente con il numero delle fasi di "unione" dei vari elementi perché, per ognuna di esse, sia in stabilimento, che durante il trasporto, che, infine, in occasione delle operazioni di montaggio e di completamento, sussistono forme, carichi e vincoli diversi.

E' opportuno precisare che la variabilità dello schema statico non è necessariamente legata al concetto di prefabbricazione, ma sussiste anche per un normale solaio realizzato completamente in opera. Infatti, anche in questo caso, solai aventi la stessa geometria, ma disposti in diverse zone dell'edificio hanno condizioni di vincolo dipendenti dalle caratteristiche locali della struttura principale (pilastri e trave) anch'esse variabili da punto a punto dell'edificio sia in pianta che in altezza.

Le travi, ad esempio, hanno spesso dimensioni trasversali e luci diverse tra loro. anche nell'ambito di una stessa campata e rappresentano per il solaio vincoli di cedevolezza variabile, verticale ed angolare; inoltre, ai piani inferiori dell'edificio, i pilastri sono molto più rigidi che in sommità e rappresentano vincoli di rigidità angolare variabile. Questa variabilità vincolare sussiste quindi per un qualsiasi tipo di solaio; inoltre, come si è detto, occorre anche tener conto delle fasi intermedie che il solaio attraversa durante la costruzione stessa dell'ossatura, ovvero delle trasformazioni di schema che subisce l'ossatura principale dell'edificio dopo la realizzazione del solaio stesso. Si consideri ad esempio un solaio eseguito in opera: nel primo periodo di maturazione esso riposa sulla cassaforma e solo dopo un certo periodo di tempo, che dipende dall'organizzazione del cantiere e dalla velocità di maturazione del conglomerato, è sottoposto all'azione del peso proprio e di quello del solaio immediatamente sovrastante, attraverso le corrispondenti impalcature provvisorie di sostegno. Intanto nello stesso periodo sono stati realizzati i pilastri del piano superiore e tutti i getti hanno subito la corrispondente maturazione; quindi le condizioni di vincolo, nel tendere all'assetto definitivo, risultano variabili.

Oltre alla variabilità nel tempo del grado di incastro agli estremi, esiste, come si è detto, una variabilità di rigidità della struttura dipendente dalla ubicazione del solaio. In genere la rigidità dell'ossatura è maggiore ai piani inferiori se si considera l'ossatura stessa nel suo assetto definitivo.

Invece, si è visto che introducendo il fattore tempo nella fase iniziale anche ai piani inferiori la

rigidezza e la resistenza dei pilastri in particolare, sia per la breve stagionatura che per il modesto valore del carico assiale, possono essere molto minori di quelle definitive.

E' necessario a questo punto particularizzare il discorso generale impostato all'inizio, (che a sua volta e' una specificazione della teoria generale dei modelli che costituisce la matrice comune di ogni teoria di componenti).

Orbene, come si e' detto all'inizio, la "teoria" deve tener conto di ogni fatto e quindi di tutto quanto si e' fin qui illustrato; deve quindi considerare per uno stesso solaio una fascia di variabilita' delle condizioni d'incestro di conveniente ampiezza. Tale ampiezza naturalmente cresce quando si voglia procedere, 'cosi' come si fa in realta', alla unificazione costruttiva di piu' zone di solaio. In edifici multipiani si richiede generalmente nell'industria edilizia che le caratteristiche morfologiche dei solai siano le stesse a tutti i piani dell'edificio, il che risponde, come si e' gia' detto, ad una evidente necessita' di semplicita' ed economia; se l'eguaglianza si verifica per tutti gli elementi orizzontali (travi e solai) del piano, si perviene al cosiddetto "piano tipo".

In definitiva si ha un ampliamento del concetto di fascia che non si riferisce solo ad un unico schemama ad una gamma di schemi strutturali morfologicamente identici ma con vincoli diversi tra loro.

Per il calcolo del solaio tipo, generalmente a nervature parallele occorre individuare i limiti esterni delle "fasce" relative ad ogni schema. Lo schema statico che si assume per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione in una striscia di solaio a nervature parallele, e' quello di trave di

una o piu' campate per il quale si devono discutere le condizioni di vincolo e di carico.

Per quanto riguarda i vincoli si prescinde in un primo momento da legami trasversali che saranno trattati in seguito. In tali ipotesi e per normali edifici (oggetto di queste lezioni) i vincoli sono costituiti dalle travi. Essi si considerano non cedevoli verticalmente; si considerano cioe' trascurabili gli effetti statici dipendenti dagli abbassamenti differenziali tra gli appoggi. L'ipotesi e' generalmente accettabile: gli abbassamenti infatti dipendono dalla flessibilita' delle travi, e dalla cedevolezza delle strutture verticali (compressibilita' dei pilastri e del piano di posa).

Innanzitutto si osserva che l'ipotesi di appoggi fissi (o meglio egualmente cedevoli) e' tanto piu' accettabile quanto piu' piccoli sono i valori assoluti dei cedimenti e quanto piu' grande e' la deformabilita' del solaio (a parita' di spessore, quanto piu' grande e' la luce; basta infatti ricordare che in una struttura iperstatica i momenti corrispondenti ad un cedimento differenziale sono proporzionali al momento di inerzia della sezione e al cedimento stesso, ed inversamente proporzionali al quadrato della luce). Se i pilastri sono tutti proporzionati con gli stessi criteri la sollecitazione (e quindi la compressibilita') risulta la stessa.

Per un normale edificio si suppone infine che le fondazioni siano poco cedevoli e che per ogni pilastro la superficie di impronta della fondazione sul terreno sia proporzionata al carico. In definitiva quindi i cedimenti sono piccoli in valore assoluto, tra loro comparabili (quindi poco diversi) ed il solaio e in genere sottile e quindi dotato di deformabilita' sempre tanto elevata da indurre forze vincolari tra-

scurabili per il prevedibile piccolo valore del cedimento differenziale tra le file di pilastri che ne costituiscono il vincolo.

In effetti solo nel caso che le caratteristiche del piano di posa sono molto variabili da punto a punto dell'edificio, i cedimenti differenziali possono essere tanto elevati da non poter essere trascurati nel calcolo dei solai ⁽¹⁾

Si passi ora alla cedevolezza angolare dei vincoli di cui occorre invece tener adeguato conto. E' facile comprendere che e' ben ardua una sua valutazione quantitativa. Il problema e' stato gia' discusso precedentemente al cap. 2-2, in cui per superare questa difficolta' si sono formulate ipotesi limiti sui confini della solita fascia sufficienti a contenere la realta' fisica. Il problema e' perfettamente analogo: per un singolo solaio un limite e' rappresentato dal semplice appoggio e l'altro dalla rigidita' flessionale dei ritti, nella ipotesi che le travi siano infinitamente rigide (par. 2-2 c).

Per estendere il concetto di fascia al solaio tipo basta osservare che ai piani inferiori di edifici multipiani i pilastri sono molto rigidi e quindi il limite dipendente dalla rigidita' dei pilastri si avvicina all'incastro perfetto, realizzando cosi' uno schema di piu' elevata iperstaticita'. Si e' gia' visto e si rivedra' meglio in seguito che tenendo conto delle

(1) Le vigenti leggi vietano di costruire edifici se il piano di posa presenta caratteristiche bruscamente variabili da zona a zona. Poiche' in tali casi e' difficile una valutazione quantitativa si preferisce spesso operare in modo drastico supponendo distrutte in partenza tutte le risorse dovute alla continuita' e considerando tutte le campate semplicemente appoggiate agli estremi; le armature di continuita' valgono in tale caso a ridurre gli effetti localizzati di frattura.

fasi di costruzione interviene una condizione di vincolo piu' vicina al semplice appoggio; d'altra parte considerando che, per quanto riguarda la sicurezza, assumere uno schema con ridotta iperstaticita' rappresenta quasi sempre un elemento favorevole perche' condizione piu' gravosa per la statica, in pratica si tiene ten ferma la condizione limite di appoggio semplice e si rinunzia all'ipotesi di un incastro quasi perfetto, che corrisponderebbe alla presenza di pilastri di rigidita' molto elevata. In questo caso, che si presenta ai piani inferiori di edifici multipiani, si ammette che la dove si inducono momenti flettenti d'incastro eccedenti il limite previsto, si verifichi un cedimento elastoplastico locale del solaio: l'insergere di conseguenti eventuali lesioni, dal punto di vista strettamente statico, per le ipotesi fatte, non e' dannoso; inoltre il fenomeno fessurativo e' sempre contenuto in proporzioni accettabili dal punto di vista estetico; la preservazione del metallo e' assicurata dalle stesse armature metalliche che sono ivi sempre disposte per assortire il previsto grado d'incastro.

Con queste premesse si puo' definire un primo schema del solaio (valido per il suo assetto definitivo di servizio), che e' costituito da una trave continua di una o piu' campate, i cui vincoli cioe', per ipotesi limite (fig. 3-1a), sono appoggi semplici angolarmente liberi; essi nel secondo schema limite (fig. 3-1b) sono angolarmente cedevoli nella misura corrispondente alla massima rigidita' dei ritti con travi torsionalmente rigide secondo criteri gia' esposti in precedenza (par. 2-2c) (*).

(*) Nel secondo schema, per evitare il calcolo di telaio si possono assumere ritti infinitamente rigidi (incastri perfetti) oppure, sulla base della propria esperienza momenti discrezionalmente inferiori

Si e' cosi' svolto un primo esame strutturale per il solaio tipo che si riferisce pero' solo ai carichi verticali. Per esso, occorre discutere ancora l'entita' del carico, degli effetti di eventuali procedimenti di prefabbricazione, degli effetti della gradualita' di costruzione dell'ossatura e di altri effetti particolari.

t) Schema di carichi

Per quanto riguarda i carichi, ci limitiamo in questa sede solo ad osservare che nella normalita' dei casi per i solai si assumono carichi uniformi "convenzionali" che equivalgono rispettivamente all'effetto del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti (g) e dei sovraccarichi utili (p) (fig. 3-1).

La discussione relativa alla rispondenza tra tali carichi convenzionali e quelli effettivi si svolgera' nel capitolo dedicato all'analisi dei carichi sui pilastri; basta qui accettare che per la verifica del solaio lo schema di carico possa essere assunto pari a due stese uniformi g e p , di cui g (peso proprio + permanente) esteso a tutte le campate e p applicato in modo da ottenere per tutte le sezioni di volta in volta i massimi effetti statici.

I procedimenti di calcolo che risolvono il problema si suppongono qui gia' noti e quindi si ritiene acquisito il risultato grafico della fig. 3-1c) in cui sono rappresentati i diagrammi dei momenti corrispondenti

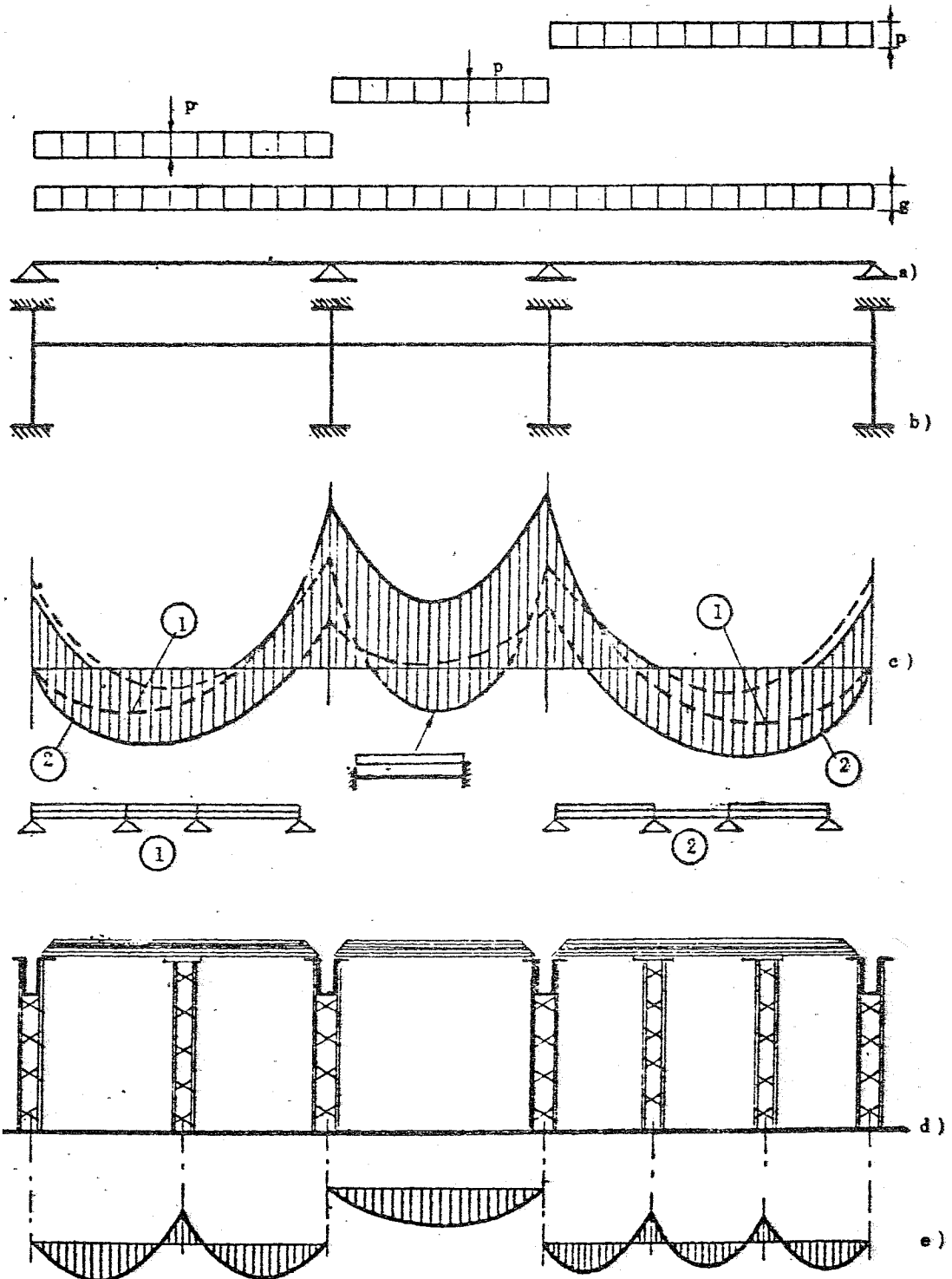


Fig. 3-1.-La figura intende solo indicare qualitativamente l'iter per ottenere la fascia flessionale di un solaio; alcune condizioni di carico, sono trascurate per semplicità di disegno.
a) Primo schema limite b) Secondo schema limite c) Fascia flessionale
d) flessioni per fasi costruttive intermedie.

ti alle varie ipotesi di carico e alle varie condizioni di vincolo.

Alla ipotesi limite di appoggi semplici corrispondono i diagrammi ① e ② dovuti alle possibili diverse disposizioni del sovraccarico; in ogni sezione si ha quindi un massimo ed un minimo momento corrispondente a questa prima ipotesi; nell'altra ipotesi limite di vincoli rigidi, si hanno altri diagrammi che ampliano la fascia di valori in ogni sezione. E' significativo come per questa seconda ipotesi non solo si hanno momenti negativi in sezioni che nella prima ipotesi erano sottoposte solo a momenti positivi, ma si possono anche avere (campata centrale) momenti positivi dove la prima ipotesi limite comportava solo momenti negativi.

c) Altri effetti statici (prefabbricazione, legamenti trasversali, effetti termici).

Gli effetti statici derivanti dal fatto che la costruzione si realizza per gradi, sono già inclusi nelle ipotesi limite innanzi definite. Infatti per il solaio generico si hanno rigidità dei vincoli ridotte perché all'atto del getto del solaio superiore i ritti superiori, di ridotto modulo elastico, sono per di più liberi in testa e quindi di rigidità nulla (figura 3-2). Si ha quindi una condizione di vincolo intermedia tra le due innanzi considerate.

Ci si avvicina naturalmente ancor di più all'i -

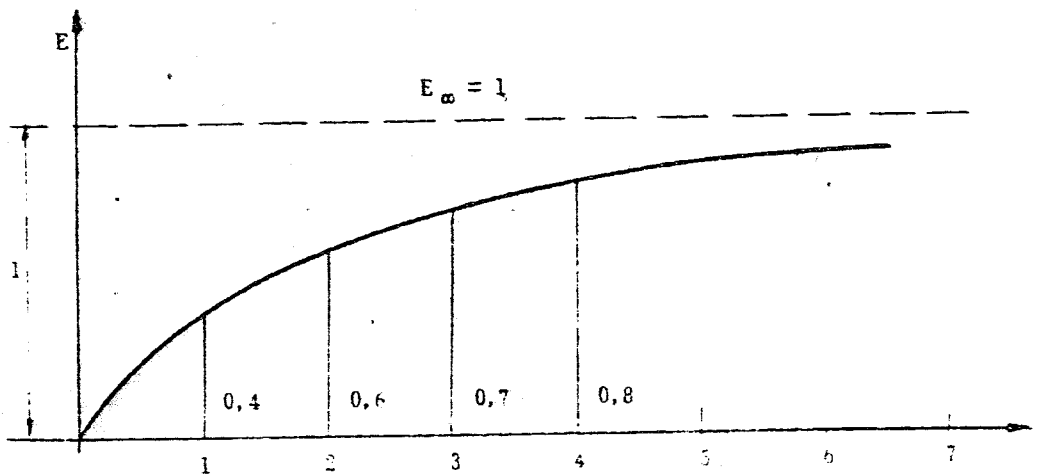
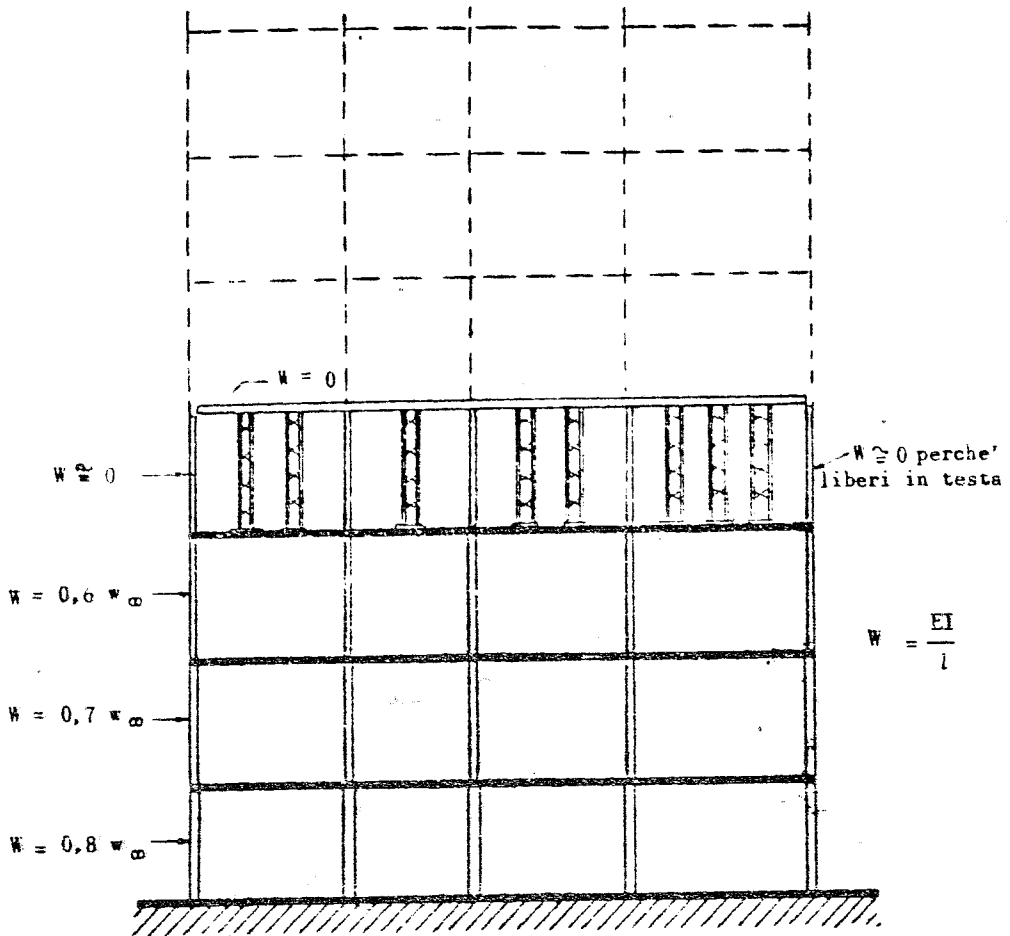


Fig. 3-2

settimane

potesi di semplice appoggio se il solaio e' prefabbricato, perche', in tal caso, la sua maturazione e' piu' avanzata di quella delle strutture circostanti ed e' quindi maggiore la sua rigidita'.

L'effetto di una eventuale prefabbricazione puo' variare da caso a caso come si deduce dal seguente esempio relativo ad un solaio parzialmente prefabbricato nel quale i travetti eseguiti fuor d'opera sono predisposti con lo schema di puntellature rappresentato in fig. 3-1 d).

Quando il numero dei puntelli e' grande, il peso proprio del prefabbricato e quello del getto producono momenti di valore trascurabile rispetto a quelli finali (fig. 3-1 e). Se ne deduce che lo stadio intermedio di prefabbricazione puo' essere trascurato nelle verifiche di stabilita', se la luce totale e' grande rispetto all'interesse necessario per i puntelli; invece per piccole luci del solaio puo', al limite, avvenire che la capacita' portante dell'elemento prefabbricato consenta di disporre i puntelli agli estremi della campata definitiva senza alcuna puntellatura intermedia. Ad esempio nella campata centrale della fig. 3-1 d), il comportamento del travetto prefabbricato all'atto del suo montaggio e del successivo getto e' quello di trave semplicemente appoggiata e pertanto nella campata esistono momenti positivi non solo non piu' trascurabili, ma di entita' tale da riuscire ad invertire il segno di quelli corrispondenti all'ipotesi di trave continua.

Il primo caso invece si verifica nelle campate laterali dello stesso esempio di fig. 3-1 d). Effet-

ti di questo genere hanno importanza crescente con lo aumentare del grado di prefabbricazione del solaio.

(effetti trasversali)

La striscia di solaio si e' fin qui considerata a se' stante; si e' prescisso cioe' da effetti trasversali che in pratica si considerano separatamente dagli schemi principali utilizzati per il dimensionamento.

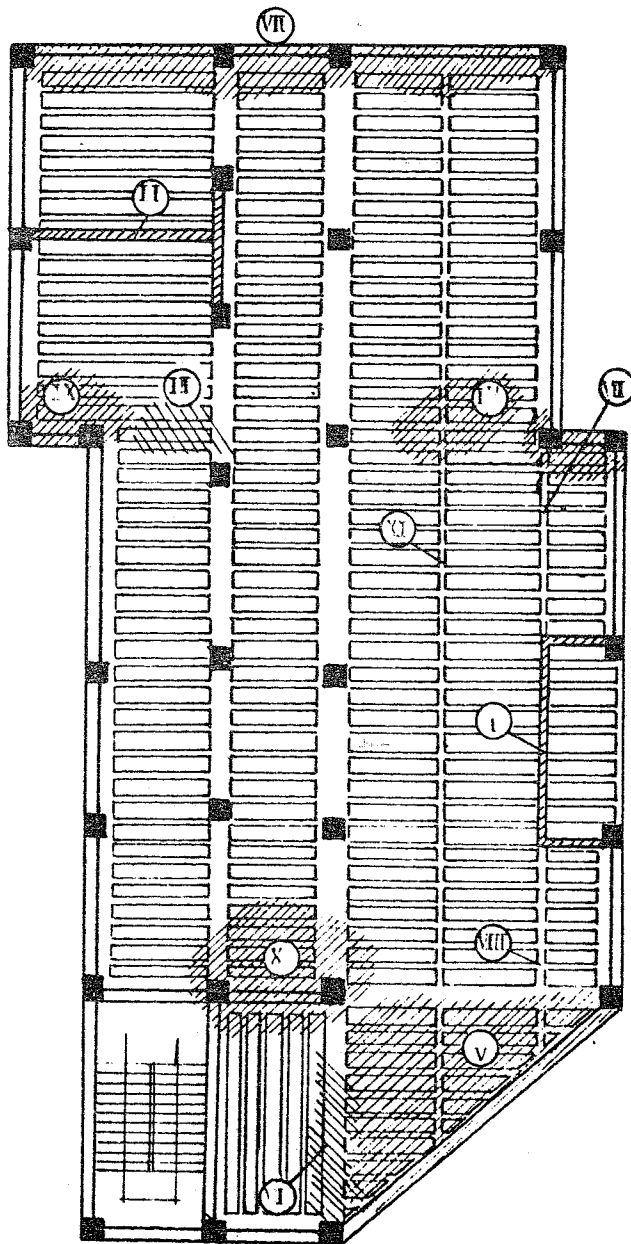
Gli effetti trasversali si destano (fig. 3-3)

- quando agiscono carichi concentrati (I, II);
- quando strisce adiacenti di solaio hanno luci notevolmente diverse tra loro (III, IV);
- quando il solaio ha luce variabile con continuita' (V);
- quando il solaio confina con travi emergenti parallele al senso di orditura (VI, VII, VIII, IX).

Gli effetti trasversali sono fronteggiati da elementi strutturali aventi funzione di cucitura trasversale, quali i travetti e le armature di ripartizione previste dal regolamento (fig. 3-3 b), che l'esperienza indica come accorgimenti efficaci.

Nella fig. 3-3 b sono indicate tutte le zone in cui gli effetti trasversali si manifestano in modo piu' cospicuo ed i provvedimenti piu' comuni per fronteggiarli.

Occorre subito precisare che allo stato attuale non si utilizzano appositi schemi di calcolo per fronteggiare questi effetti, bensì solo decisioni discrezionali. Sono tuttavia ipotizzabili, per i travetti di ripartizione, schemi di travi su suolo elastico e valutazioni approssimate per la determinazione della

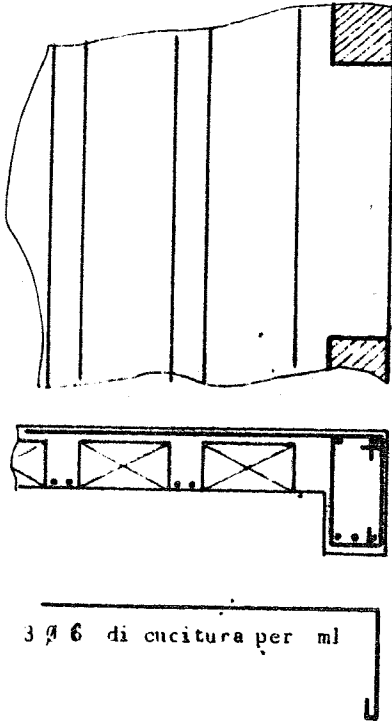


- I Muro di perimetro costituente carico concentrato solo su una zona del solaio (provvedimento armatura e travetti di ripartizione se $l > 5m$)
- II Muro divisorio parallelo all'orditura del solaio (provvedimento solo armatura di ripartizione se la luce è minore di 5 m)
- III IV Luci bruscamente variabili in pianta (idem c.s. cfr. fig. 3-3b)
- V Luci variabili rapidamente con continuità (idem c.s.)
- VI VII VIII IX Adiacenza del solaio a travi molto più rigide. (cfr. fig. 3-3b)
- X Sul confine tra i due schemi di solaio tra loro ortogonali lo schema di una sola campata presenta una rotazione che può determinare una frattura (fig. 3-3b) (provvedimento le armature di ripartizione e portanti ortogonali al confine si accavallano per unire la linea di possibile frattura.)

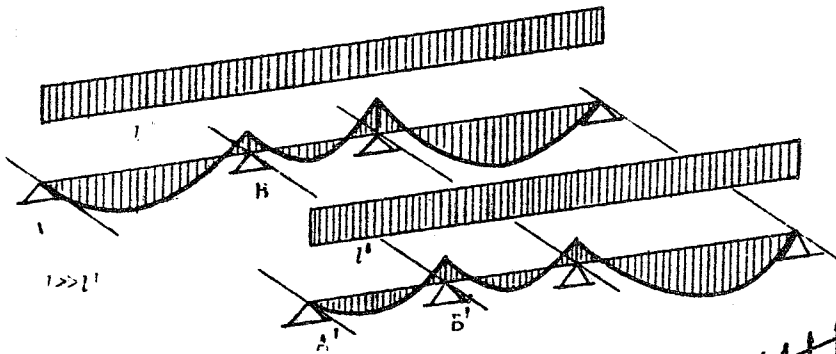
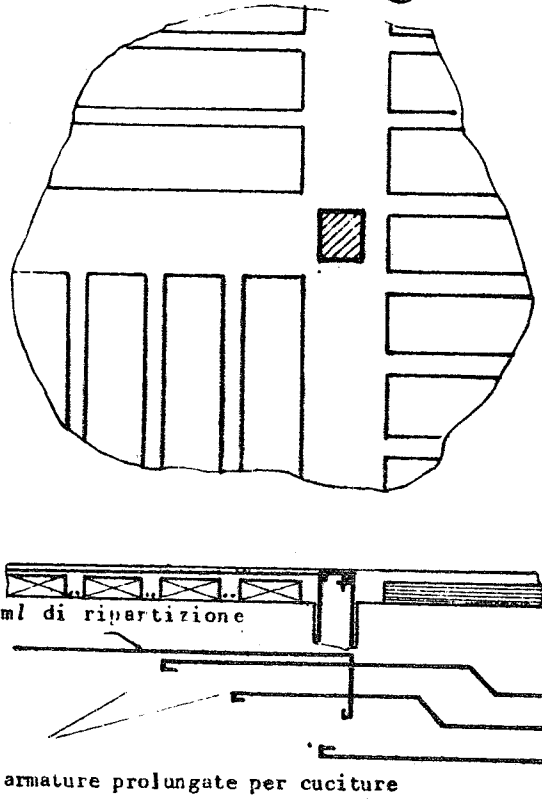
XI L'accidentalità del sovraccarico utile implica la possibilità di distribuzioni disuniformi e richiede per luci maggiori di 5 m. travetti di ripartizione oltre l'armatura della soletta prevista anche per $l < 5 m$.

Fig. 3-3 a)

Particolare delle zone (VI) e (VII)



Particolare della zona (X)



Particolari delle zone (III) e (IV)
reazioni mutue di strisce di solai
adiacenti di lunghezza notevolmen-
te diversa.

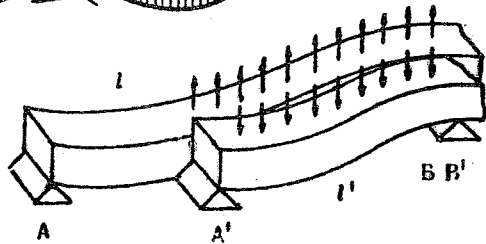


Fig. 3.3 b)

entita' delle cuciture a taglio lungo i bordi adiacenti di strutture aventi caratteristiche molto diverse di deformabilita'.

Gli effetti trasversali per la striscia generica intermedia sono minori quando essa fa parte di una zona di solaio con caratteristiche costanti di schema perche' dipende solo dalle disuniformita' di carico quali ad esempio le tramezzature parallele al senso di orditura.

(effetti termici)

Sebbene nella normale progettazione dei solai si tenga in genere conto solo dei carichi verticali direttamente applicati, esistono altre azioni esterne che talora sarebbe opportuno tener presenti; tra queste, in primo luogo, devono citarsi le **variazioni termiche** che possono essere sensibili specialmente per i solai di copertura dell'edificio.

Le variazioni termiche, se supposte variabili linearmente nello spessore, possono sempre considerarsi sovrapposizione di un diagramma uniforme e di uno a farfalla. Il primo produce un incremento (o decremento) delle dimensioni planimetriche dell'intero impalcato e quindi effetti statici nei pilastri e nelle travi, che si oppongono con un regime flessotagliante alle eventuali differenze di temperatura tra i due impalcati consecutivi che li contengono.

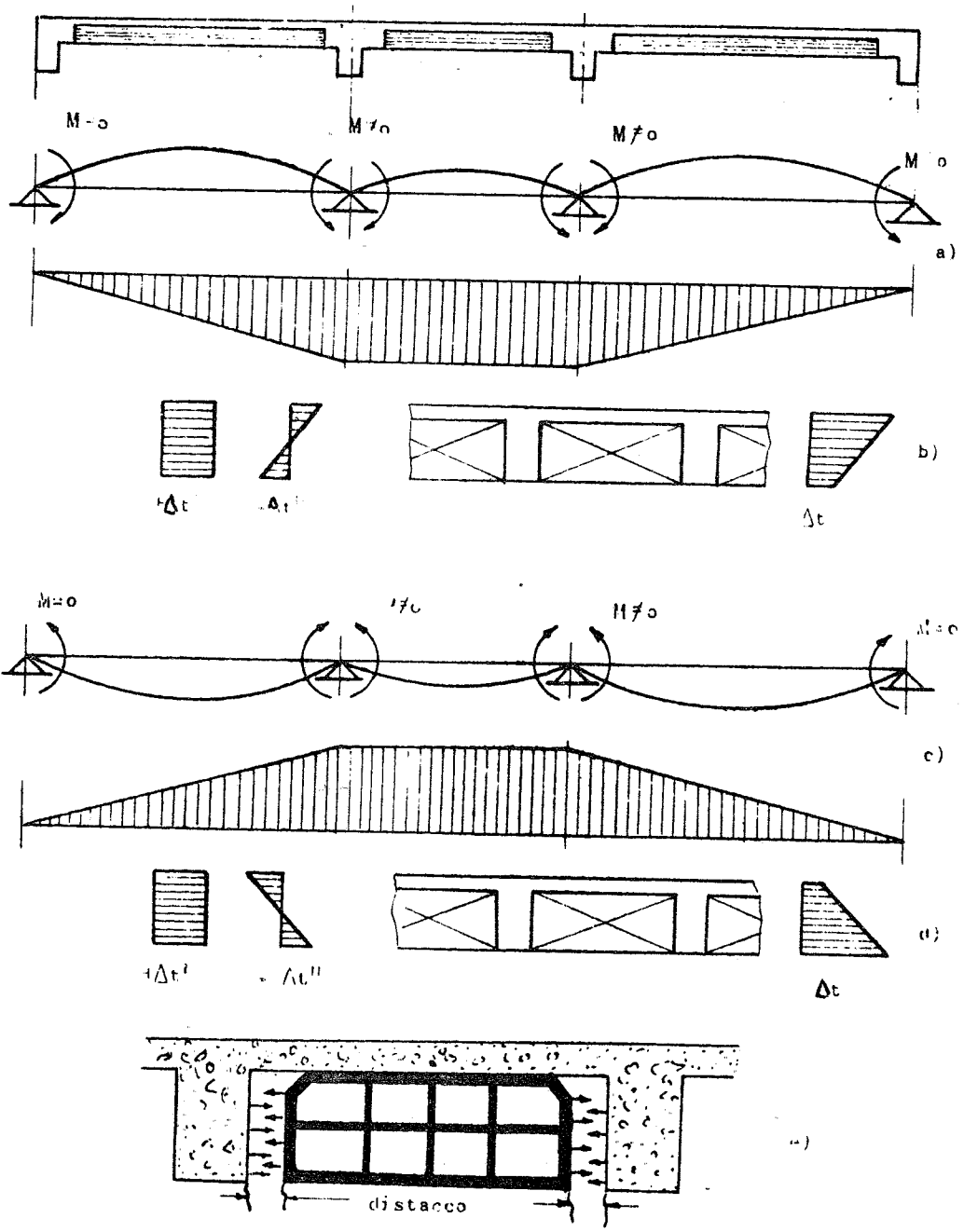
Nel solaio si destano in conseguenza sollecitazioni di flessione, compressione o trazione; specialmente queste ultime danno luogo a cospicue fessurazioni

parallele ai travetti, se le armature di ripartizione non sono in grado di resistervi o, almeno, di suddividere la frattura in piu' piccole e diffuse cavillature non visibili ad occhio nudo.

Il diagramma a farfalla provoca invece, nei solai con schema iperstatico, sollecitazioni di flessione (secondo quanto indicato esemplificativamente in fig. 3-4) che si sovrappongono a quelle corrispondenti ai carichi verticali; esse richiederebbero a rigore un incremento di armatura, che pero' spesso in pratica non viene effettivamente disposto ritenendosi tale effetto gia' compreso nelle provvidenze del coefficiente di sicurezza. Tuttavia, sarebbe sempre opportuno che, almeno in corrispondenza dei solai di copertura, gli effetti termici fossero fronteggiati o quanto meno ridotti con appositi isolanti; questi inoltre sarebbero opportuni anche per evitare condensazioni da "parete fredda" estremamente dannose per la conservazione del metallo, che si troverebbe altrimenti immerso in una "soluzione" umida e quindi in condizioni favorevoli alla corrosione. E' importante per la durevolezza di ogni struttura in cemento armato assumere tutti i provvedimenti necessari affinche' il metallo sia ovunque protetto dal conglomerato e non si determini un ambiente aggressivo (fig. 3-5).

In definitiva puo' determinarsi uno stato di sollecitazione fisico-chimica (*) che, se non fronteggiata con isolanti termici, protezioni chimiche o con ulteriori armature flessionali e di ripartizione, puo' provocare una cospicua fessurazione del conglomerato, lo insorgere di fenomeni di corrosione elettrochimica e, in definitiva, un degrado progressivo della strut-

(*) Si notino i vincoli che si evidenziano tra il modello statico o, quello chimico-fisico e quello termico del solaio.



- a) momenti prodotti da variazioni termiche estive (b)
 c) momenti prodotti da variazioni termiche invernali (d)
 e) distacchi per variazioni termiche dovute a diversi coefficienti di dilatazione.

Fig. 3-4

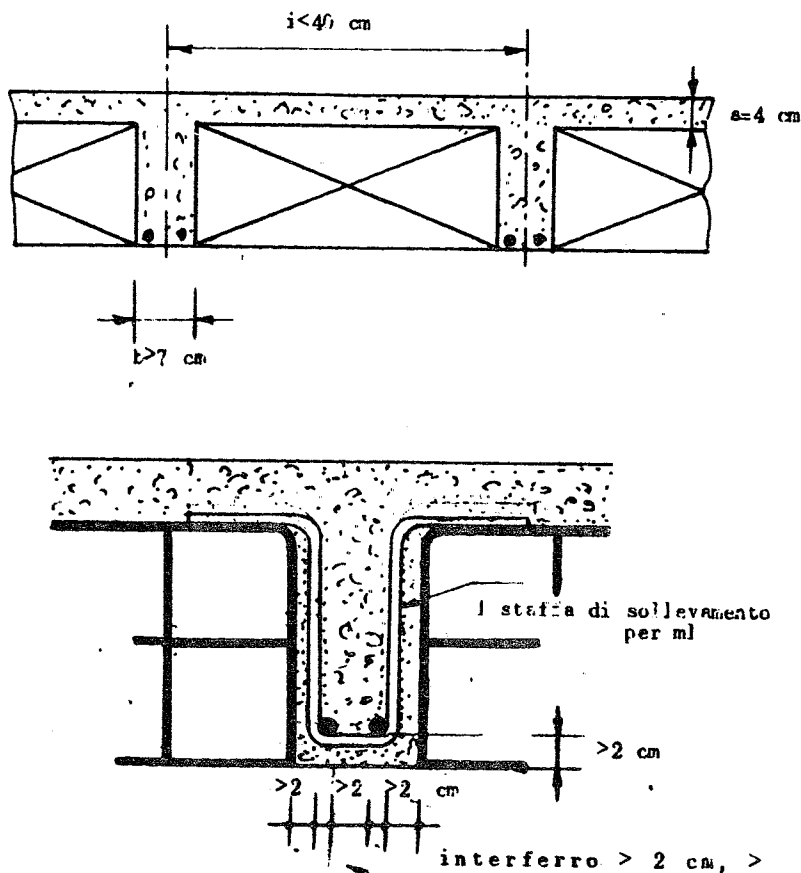


Fig.3-5.- Per un solaio di tipo normale e' opportuno disporre staffe di sollevamento per garantire il distanziamento del metallo dal fondo e dai fianchi della nervatura.

tura (*).

(effetti indotti dall'ossatura spaziale)

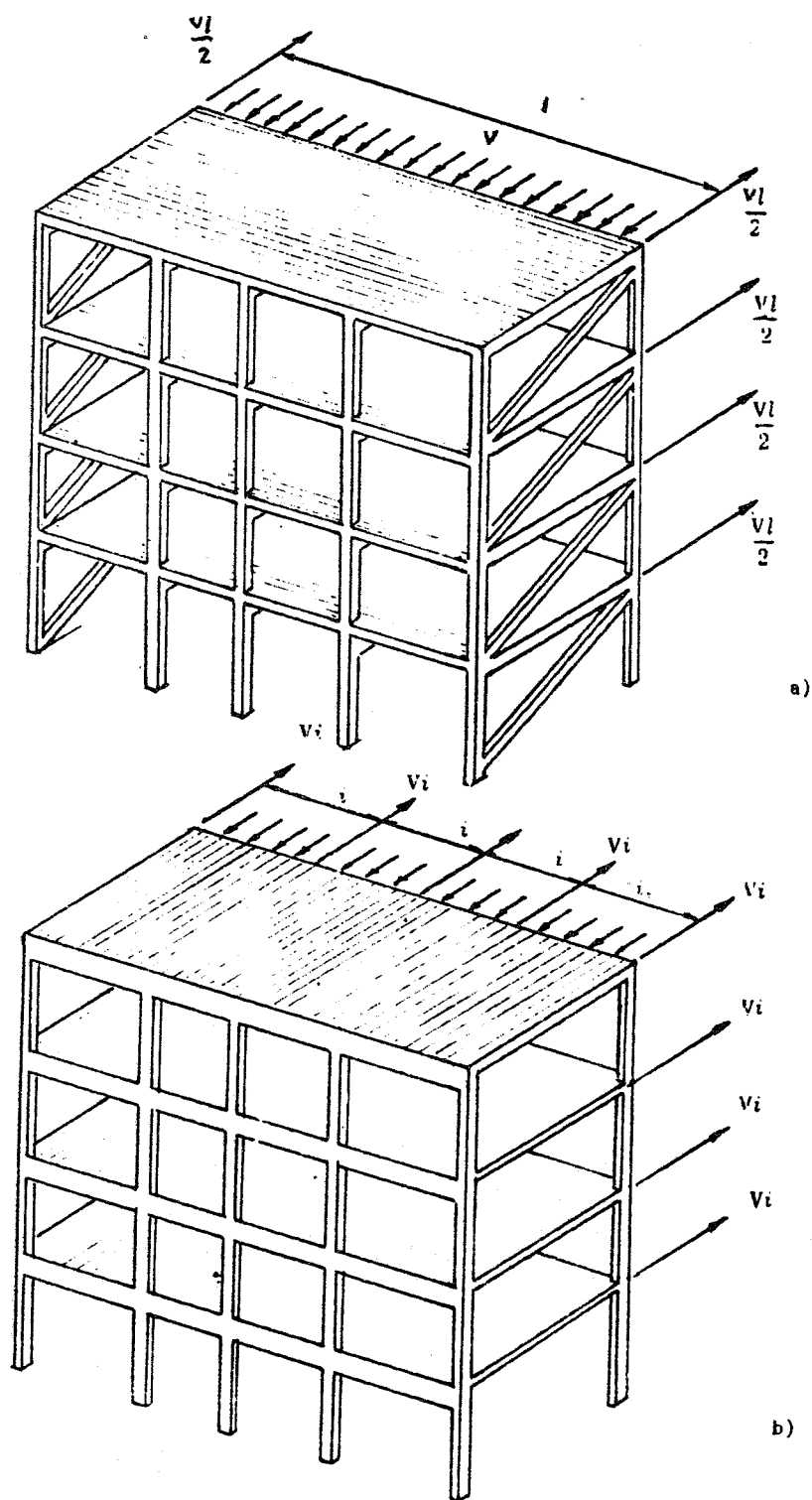
I solai infine collaborano con l'intera ossatura partecipando all'assorbimento delle azioni orizzontali

(*) Gli effetti termici saranno ulteriormente trattati nel capitolo dedicato ai pilastri; la discussione degli effetti termici irreversibili sulle strutture e dei rimedi e' un capitolo della patologia delle strutture.

agenti sull'edificio, quali il vento e l'effetto di scosse sismiche. Questo argomento sara' trattato specificamente nel quarto volume. Qui si vuole pero' accennare all'opportunita' che, in sede di progetto, si prescinda dalla resistenza flessionale dei solai ai fini dell'assorbimento di tali azioni orizzontali, che vanno invece affidate interamente ad apposite strutture di controvento, quali ad esempio tralicci triangolati, oppure al doppio ordine di telai ortogonali costituiti dai pilastri e dalle travi, oppure ancora alle cosiddette pareti sismiche. Anche le murature di compagno dei riquadri dei telai e le strutture della scala possono essere chiamate esplicitamente a collaborare al controventamento dell'intero edificio (figura 3-6 a); anche di cio' si fara' menzione nel quarto volume.

Del resto l'elevato valore del rapporto tra la rigidezza delle suelencate strutture di controvento e quella dei solai, molto flessibili per il loro modesto spessore, riduce di molto, nella realta', l'entita' del regime flessionale che si trascura. Solo nel caso, non auspicabile, di un edificio privo di strutture di controvento, i solai devono essere chiamati necessariamente ad intervenire come traversi di telai spaziali i cui nodi (torcibili) sono costituiti dalle travi; essi risultano allora sollecitati dal regime flessionale, che corrisponde alle forze orizzontali agenti sull'edificio (fig. 3-6 b). In questo caso, e' opportuno considerare per l'intero edificio il comportamento non lineare dovuto all'effetto instabilizzante dei carichi verticali.

Peraltro, in presenza o meno di apposite strutture di controvento, il solaio partecipa sempre alla sta



- g.3-6.- a) Le azioni orizzontali sono assorbite dalle due strutture reticolari di controvento.
- b) Le azioni orizzontali sono assorbite (irrazionalmente) dallo scheletro di pilastri, travi e solai; (le travi rappresentano il nodo di collegamento tra i pilastri e i solai).

tica generale dell'edificio sottoposto ad azioni orizzontali, per il fatto che costituisce un diaframma di elevatissima (infinita) rigidezza nel proprio piano e condiziona quindi gli spostamenti delle strutture verticali, riportando le azioni orizzontali agenti sullo involucro esterno dell'edificio a dette strutture. Questo comportamento dei solai, nei normali edifici, in genere non richiede particolari armature suppletive, essendo sufficienti quelle portanti e di ripartizione già previste dalle vigenti norme per il normale progetto. Anche questo problema sarà ripreso nel quarto volume a proposito dell'effetto delle forze orizzontali agenti sugli edifici.

3.2) Problemi particolari relativi ai solai.

Abbiamo precedentemente trattato i vari problemi connessi ad un solaio. Vogliamo ora occuparci di alcuni problemi particolari, che riguardano ancora i solai e che ricorrono frequentemente negli edifici, proponendo soluzioni appropriate.

3.2.1) Fori.

Fori nei solai si rendono necessari per consentire gli attraversamenti relativi agli impianti (elettrico, telefonico, idraulico, igienico-sanitario, di riscaldamento o condizionamento, canne fumarie, montacarichi, ascensori, ecc.) o altre comunicazioni verti-

cali (scale interne, spazi verticali, ecc.). Le loro dimensioni dipendono ovviamente dalle funzioni che esplicano: si passa così da fori di pochi centimetri di lato (ad es. $6 \times 6 + 6 \times 12$ per condotte elettriche e di riscaldamento) a quelli di oltre un metro (montacarichi, scale, ecc.).

Un progetto completo deve prevedere sia il posizionamento dei fori che le eventuali modifiche delle strutture interessate: ciò sia per realizzare economie di mano d'opera che per evitare quelle perniciose improvvisazioni, alle quali si può andare incontro realizzando fori in strutture già eseguite.

I fori rappresentano sempre una turbativa morfologica; non sempre hanno rilevanza statica tale da richiedere una revisione delle verifiche di stabilità delle strutture adiacenti o addirittura una variazione dello schema statico privo di fori. E' evidente che un foro ha una rilevanza statica tanto minore quanto più piccole sono le sue dimensioni in rapporto alle corrispondenti dimensioni delle strutture interessate, che abbiano una funzione statica.

Se si ammette che l'ossatura spaziale dell'edificio sia schematizzabile in un sistema gerarchico di componenti strutturali (ad es. soletta, travetti del solaio portati dalle travi, travi ancorate ai pilastri, pilastri, fondazioni), la rilevanza statica di un foro in rapporto a tutti i componenti fino ad un certo grado è correlazionabile al rapporto tra le dimensioni del foro e la dimensione minima del componente strutturale di quel grado (fig. 3-7). Il foro che non turbi affatto lo schema deve essere quindi conteggiabile nell'interspazio fra due travetti di solaio (di

menzioni minori della luce netta della soletta che e' il componente gerarchicamente piu' basso).

Ne consegue l'esistenza di una scala (gerarchica) di rafforzamenti da adottare man mano che la dimensione del foro impegna le componenti gerarchicamente piu' alte.

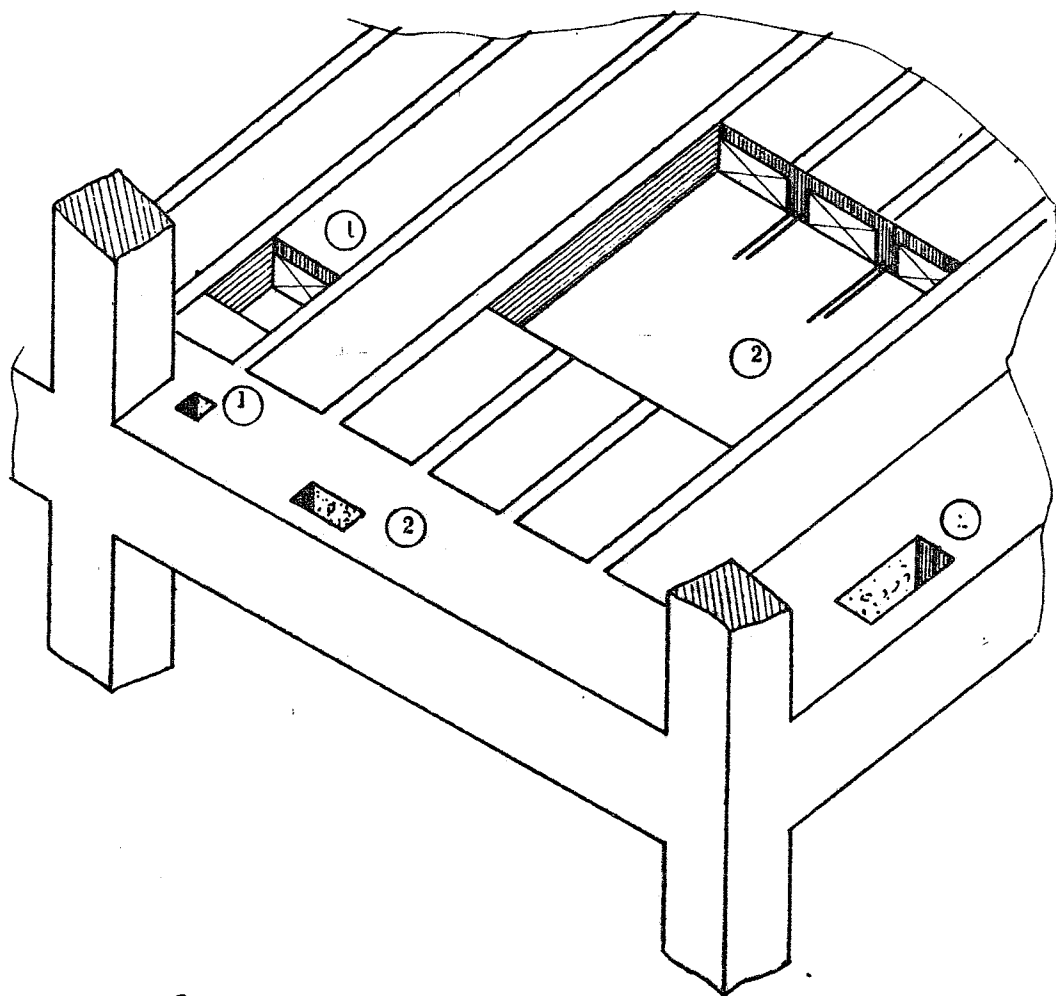


Fig. 3-7.. ① Peri che non richiedono revisione delle strutture portanti
② Peri che richiedono rafforzamenti delle strutture (solai e travi) interessate.

Tale è, ad esempio, il caso dei fori di passaggio di montacarichi, ascensori ed altri servizi che interessano una estesa area del solaio, interrompendo uno o più travetti.

Consideriamo, a titolo di esempio, il caso illustrato dalla fig. 3-8. Un provvedimento radicale potrebbe essere costituito da una modifica dello schema strutturale con l'introduzione, ad esempio, di due ulteriori travi di bordo (A) adiacenti al foro prolungate fino alle travi, o ai pilastri, della struttura principale - e conseguente rotazione di 90° del sen-

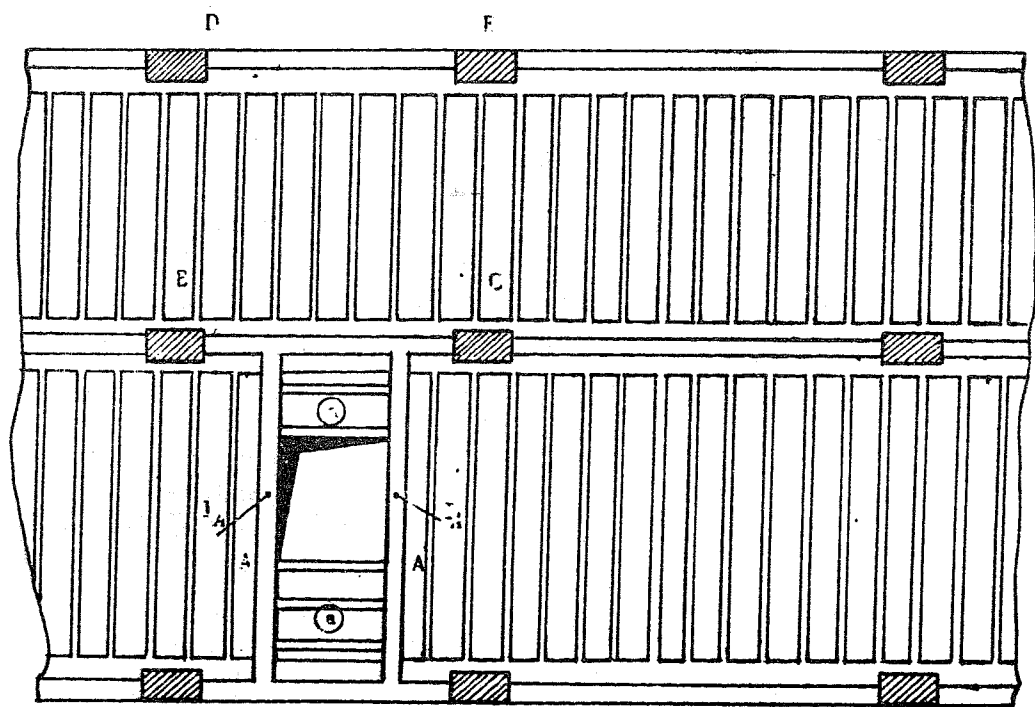


Fig.3-8.- Per il foro dovuto al passaggio dell'ascensore si sono disposte le travi A che portano le zone (a) di solaio.

so di orditura delle zone di solaio (a) comprese tra le due nuove travi.

Questo tipo di provvedimento, od altro analogo, modifica sostanzialmente lo schema originario della struttura e non presenta particolari difficoltà di analisi.

Sempre con riferimento al caso illustrato in figura 3-8, il solaio (a) può prudenzialmente considerarsi vincolato ai suoi estremi con semplici appoggi e contemporaneamente, e sempre in base al criterio di "fascia" già illustrato - con un parziale grado di incastro. Le due travi (A) a loro volta possono considerarsi semplicemente appoggiate agli estremi e, contemporaneamente, attraverso un conveniente tronco della trave B-C interessato dalle due stesse travi e supposto rigido a torsione, possono considerarsi legate al rispetto della continuità con la campata di solaio BCDE.

In questa seconda ipotesi intervengono nel calcolo della struttura iperstatica i momenti d'inerzia: $2I_1$ per le travi (A) ed $n \cdot i$ per gli n travetti della zona BCDE; il tratto BC va armato anche a torsione in base al momento d'incastro (dovuto alla continuità tra le due travi ed il retrostante solaio), distribuito nel tratto BC.

Lungo i bordi esterni delle due travi (A) occorre curare la cucitura del solaio adiacente alle travi stesse per evitare la formazione di una frattura indicata qualitativamente con una linea serpeggiata in figura 3-9; a seguito di tale cucitura le travi (A) ricevono trasversalmente il carico e la collaborazione di un'aliquota del solaio adiacente almeno pari all'interasse tra i travetti.

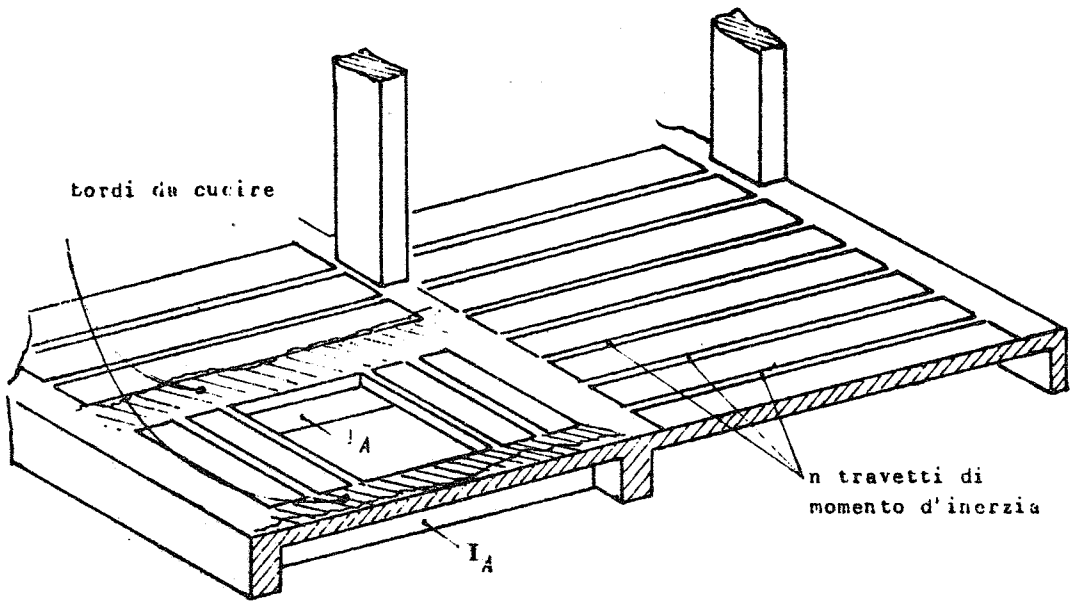


Fig.3-9 Vista prospettica della disposizione rappresentata in fig.3-8 .

Se le travi (A) sono emergenti possono nascere difficoltà distributive per gli ambienti sottostanti; si può cercare in tal caso di realizzarle di altezza pari allo spessore del solaio. Se anche questa soluzione, attesa la luce ed i carichi, risulta impossibile o irrazionale, si può ricorrere al provvedimento illustrato dalla fig. 3-10). Si dispongono interno al foro quattro travi a "spessore" di solaio, in modo da formare un telaio orizzontale; esso deve essere proporzionato in modo da assorbire tutte le sollecitazioni che la zona eliminata di solaio assorbiva lungo il suo contorno. A tal fine può, per semplicità, suppersi sia pure in via approssimata, che le caratteristiche della sollecitazione corrispondenti allo schema

statico originario, al quale apparteneva il solaio integro, siano ancora (globalmente) valide per la fascia di solaio che contiene al suo interno il "telajo". Ciò equivale a supporre che, globalmente, la deformabilità di tale fascia, equivalga a quella del solaio primitivo (con i travetti integri).

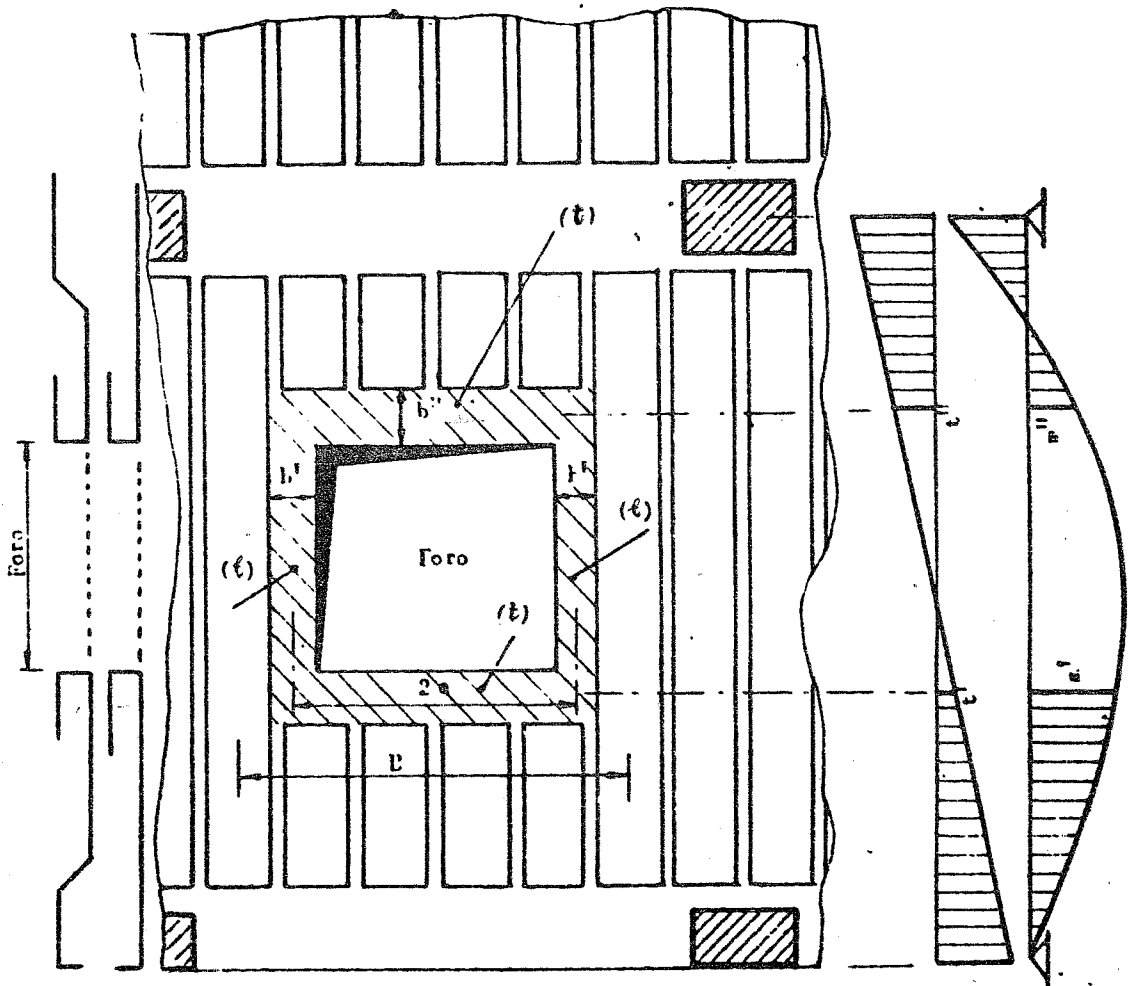
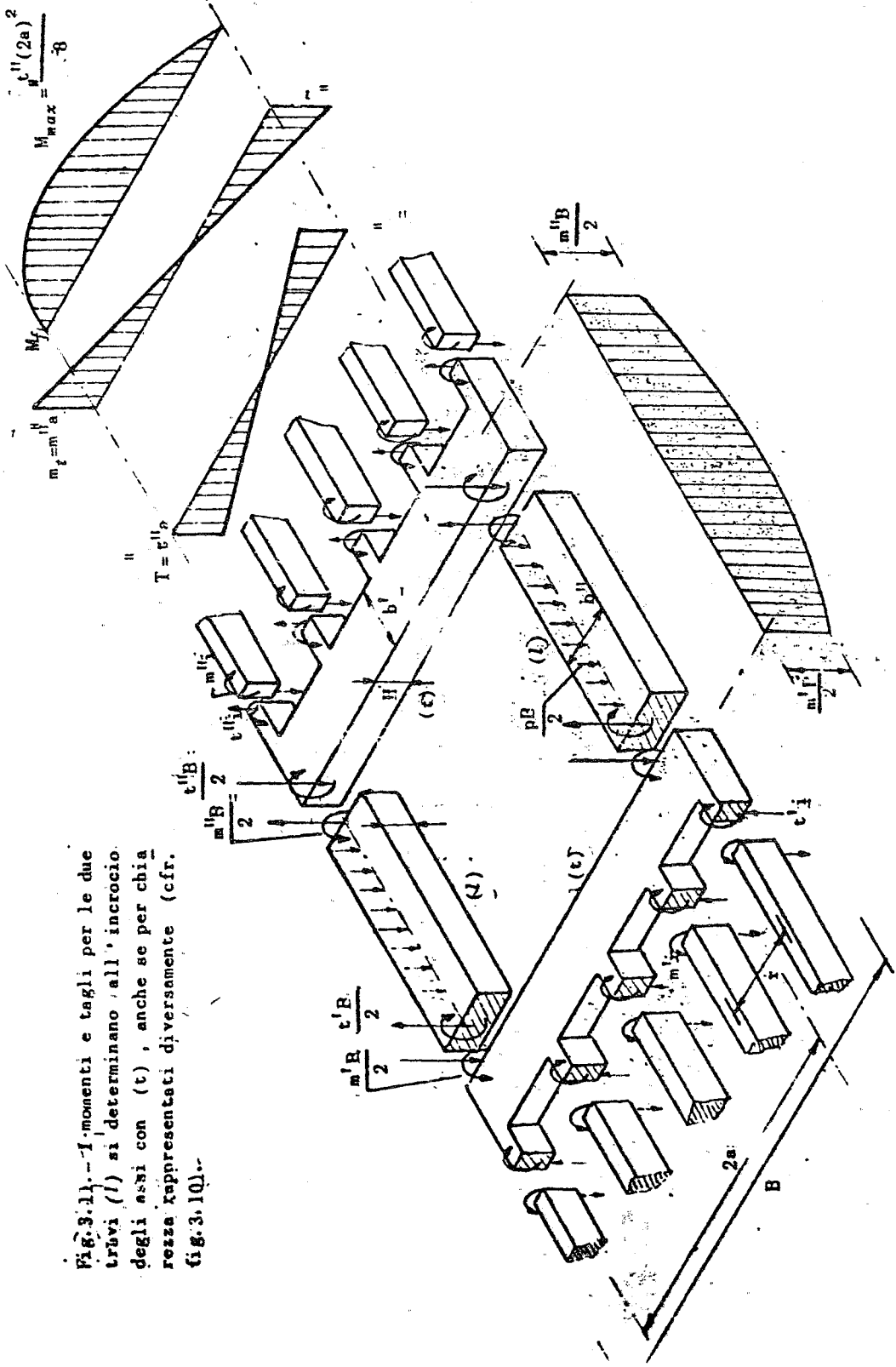


Fig. 3.10. - Per la striscia comprendente il foro si considerano validi i diagrammi di momento e taglio già determinati in assenza di foro.

Possono allora utilizzarsi i risultati del calcolo già eseguito, ovvero i diagrammi dei momenti flettenti e dei tagli relativi al solaio integro. I valori corrispondenti ai bordi della zona eliminata si considerano agenti sulle due travi (t) del telaio ortogonali alla direzione dei travetti. Il momento flettente (distribuito) induce in (t) torsione ed il taglio induce flessione e taglio (la flessione è generalmente trascurabile). Le reazioni ai due estremi di ciascuna di dette travi (t), sono poi assorbite dalle altre due travi (l) di bordo del telaio parallele al senso di orditura dei travetti: le reazioni torcenti di (t) si traducono in momenti flettenti per (l) e i tagli in taglio e flessione. Si richiude così in un sistema equilibrato il complesso delle caratteristiche della sollecitazione; in sintesi le due travi (l) assorbono complessivamente i momenti flettenti e tagli che competevano alla intera striscia B corrispondente al solaio interrotto, alla larghezza delle stesse travi (l) e ad un interasse di solaio (meta' per ogni trave).

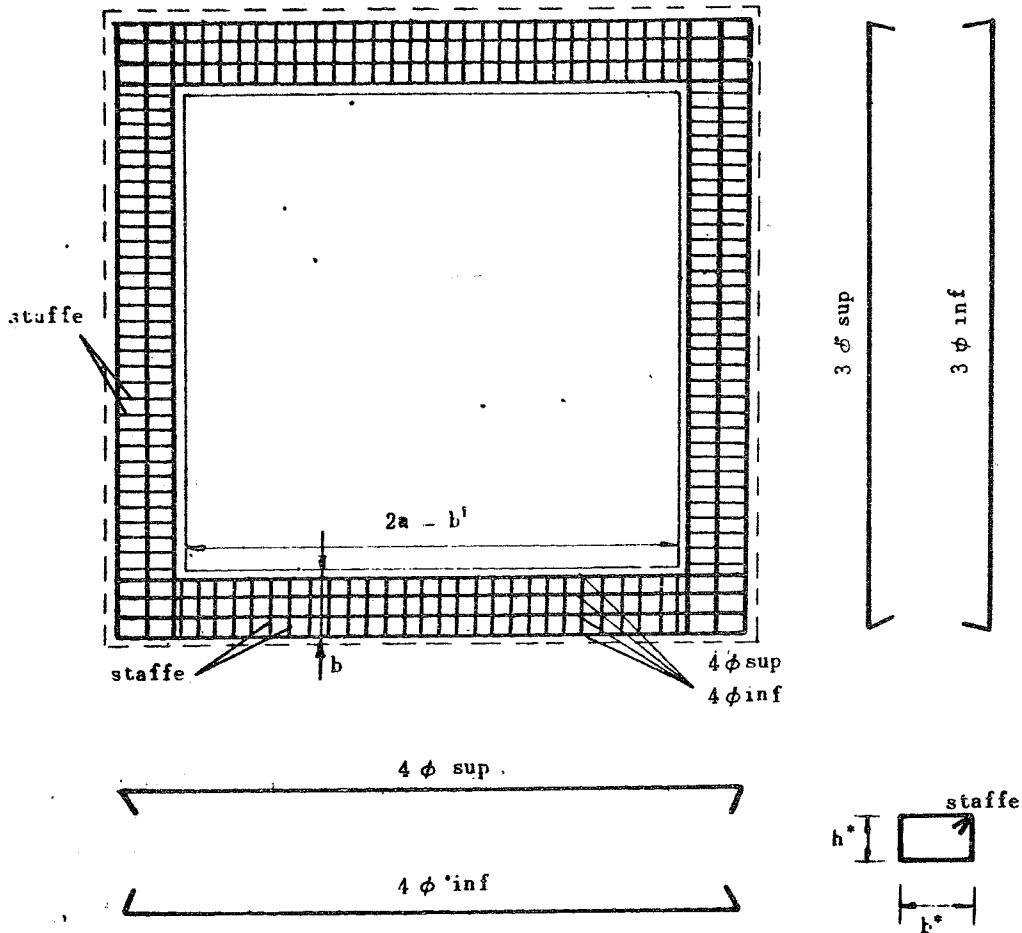
Nella fig. 3-11 sono riportati schematicamente i dati che individuano il procedimento, che ovviamente si diversifica al variare dell'ubicazione del foro, dei carichi, ecc.

Qualche considerazione meritano i criteri da seguire nel disporre le armature metalliche; conviene infatti armare le travi del telaio con barre diritte, piegate a squadro agli estremi, disposte lungo il contorno della sezione trasversale e legate con staffe chiuse. Le aree metalliche devono essere commisurate essenzialmente all'entità della caratteristica torcente per le travi (t) e della caratteristica flettente



per le travi (1), determinate secondo i criteri indicati in precedenza.

Le staffe si dispongono solo nei tratti corrispondenti ai lati del foro, giacche' negli angoli s'intersecano le barre longitudinali delle travi del telaio che, proseguendo per tutta la zona d'intersezione, si abbracciano reciprocamente formando una rete a maglie rettangolari.



$$h^* = (H - 3) \text{ cm}$$

$$k^* = (b - 3) \text{ cm}$$

Fig 3 12

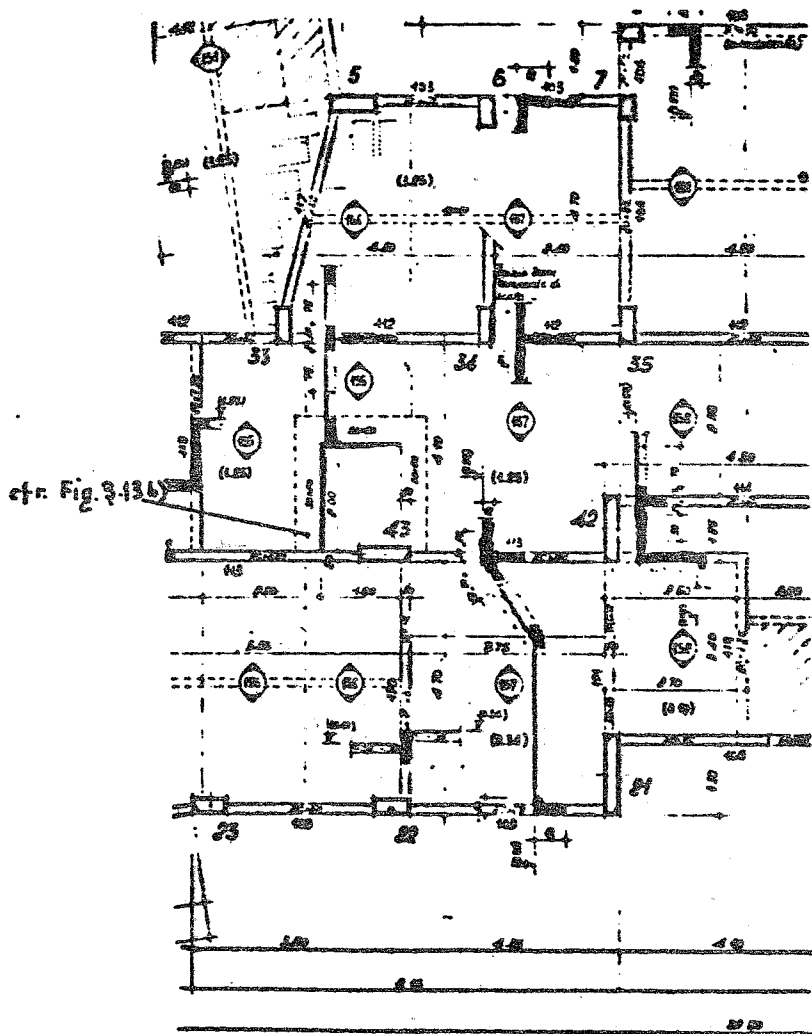
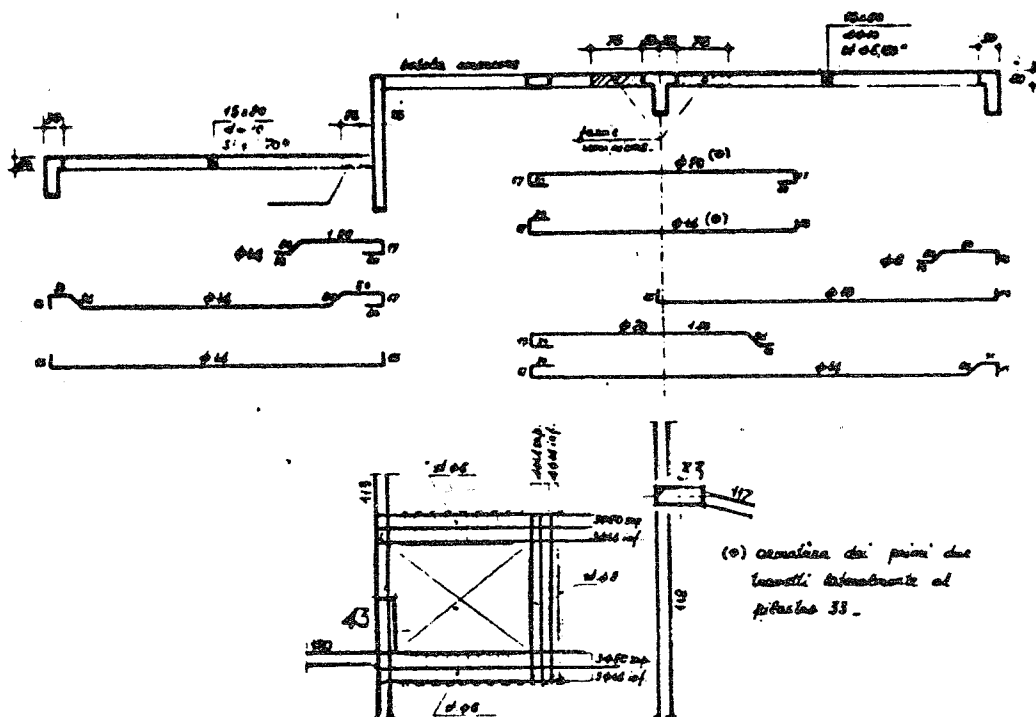


Fig. 3.13 a). - Pianta di una carpenteria esecutiva.

50410 136..



TRAVETTI PERIMETRALI DELLA BOTOLA ASCENSORE.

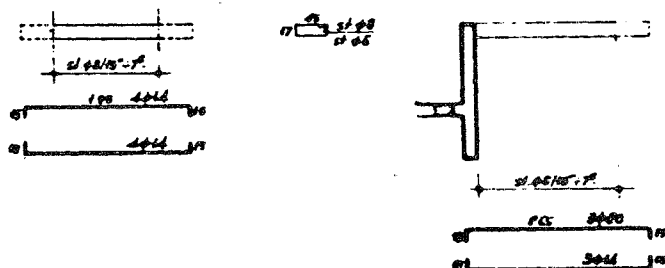
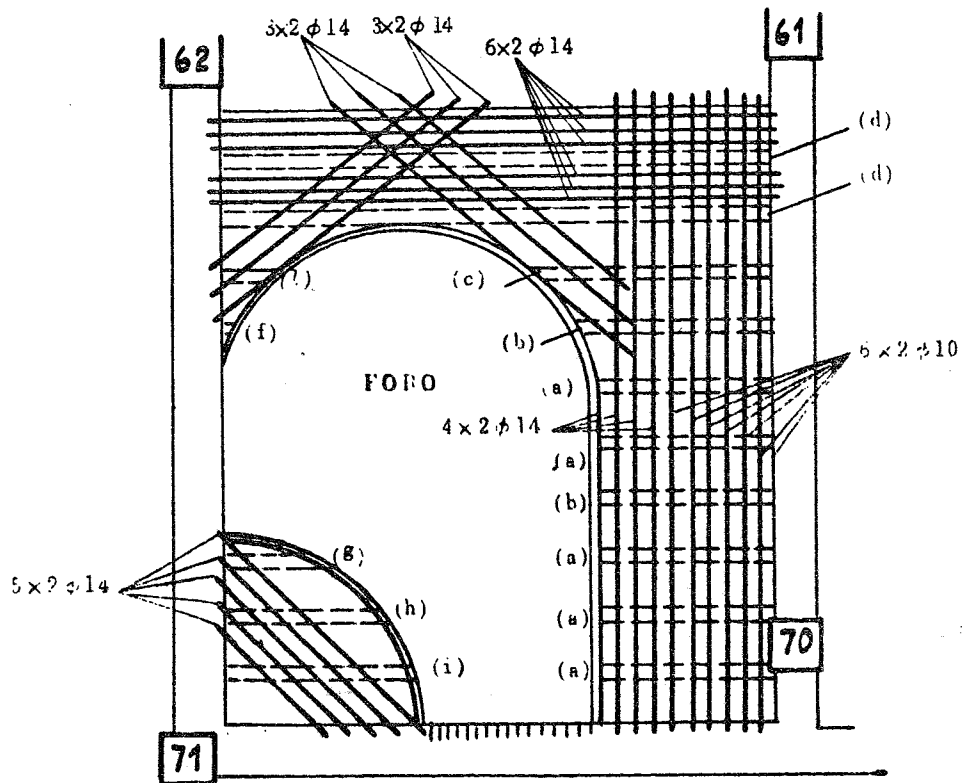


Fig. 13.13.b) - Esempio di armatura del telaio orizzontale disposto intorno al foro per il passaggio di ascensore. Un lato del telaio e' costituito da una trave che regge il solaio a due livelli e ne garantisce la continuita'.



Sagomario dei ferri esistenti nei travetti

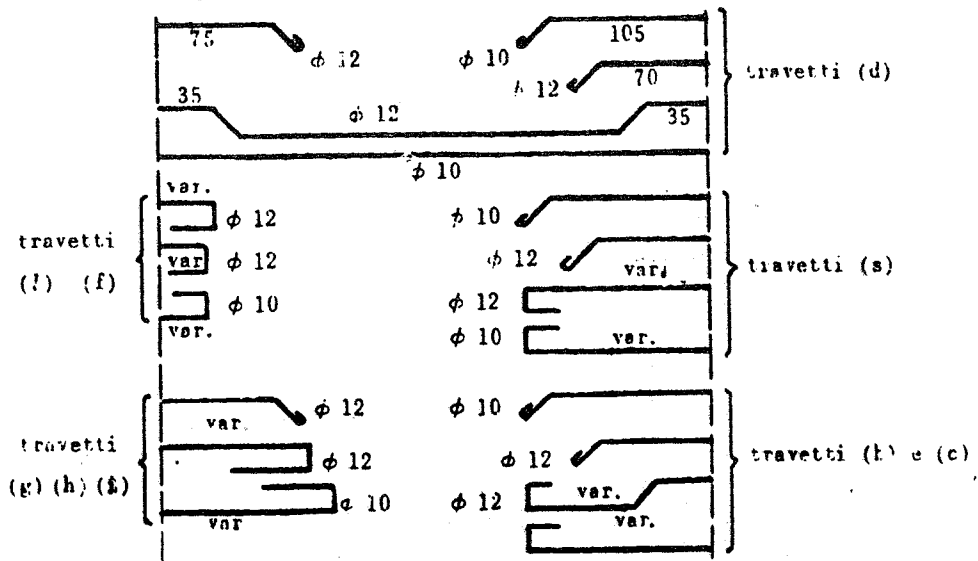


Fig. 3.14 a) Esempio di foro di forma irregolare realizzato a posteriori de molendo le zone circostanti e risagomando i ferri esistenti e disponendone altri lungo il contorno.

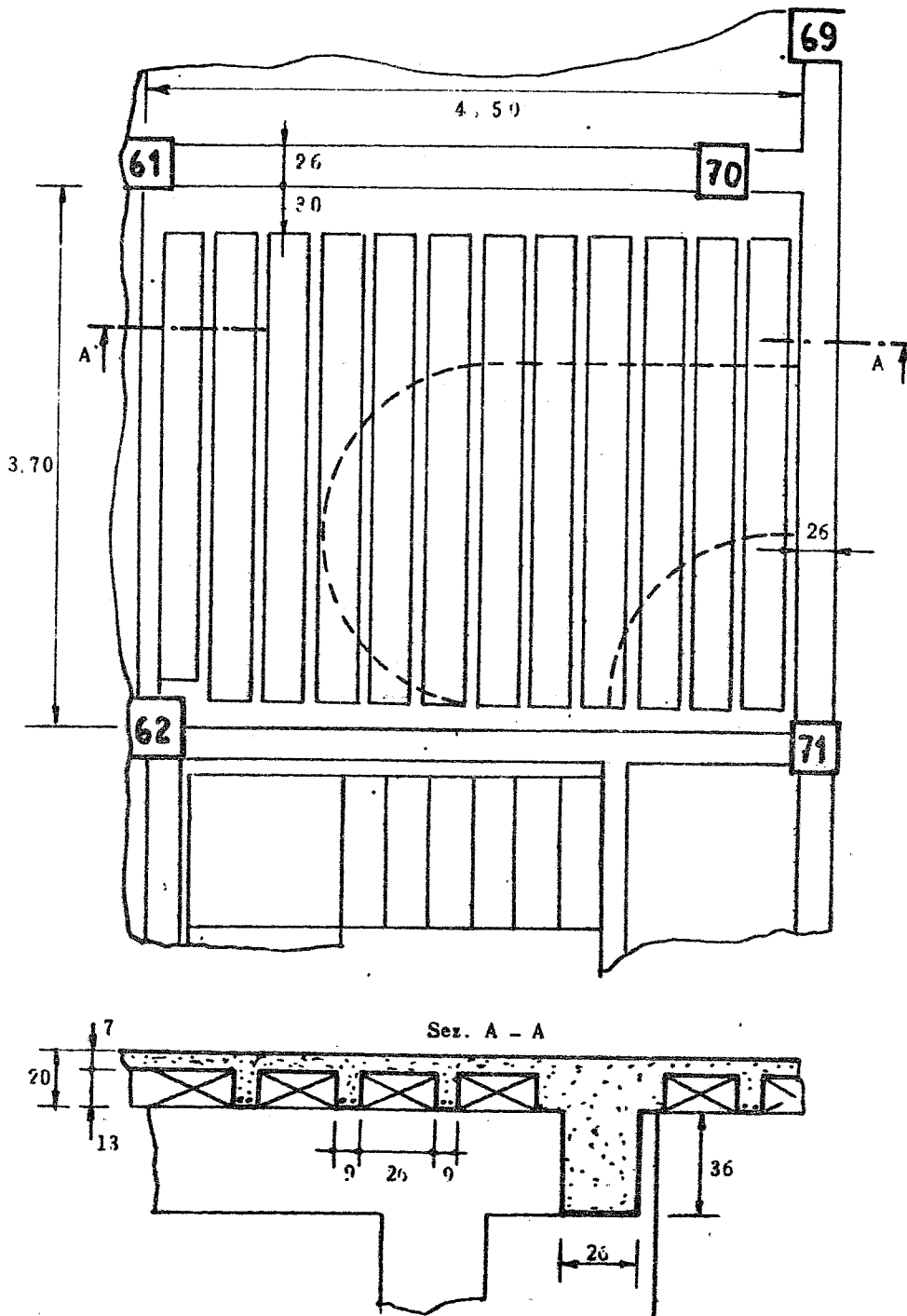


Fig. 3.14.b) La disposizione dei travetti del solaio nel campo 61-70 62-71 prima del taglio: La sagoma del taglio e' riportata con linea trattaggiata.

Convienne inoltre evitare ganci alle estremità delle barre di acciaio per non creare grovigli con conseguenti difficoltà di costipamento del conglomerato e per rendere più agevole il montaggio. Le barre di armatura dei travetti del solaio interrotto si ripiegano a doppio squadro in modo da abbracciare le armature delle travi (t) poste al contorno del foro e garantire così la trasmissione dei momenti e dei tagli (vedi fig 3-12). Nelle precedenti figure 3-13 a,b) e 3-14 a,b) sono riportati sia alcuni esempi di fori previsti in esecuzione che di fori realizzati in strutture già eseguite per il passaggio di scale interne.

3.2.2) Ribassamenti.

Per la messa in opera degli impianti tecnici, oltre ai fori per il passaggio verticale di condotte e altri servizi, di cui si è detto in precedenza, occorre prevedere, in alcune zone di solaio, "ribassamenti" della superficie di estradosso rispetto al livello generale del solaio stesso, in modo da consentire nel maggior spessore di massetto il passaggio orizzontale di tubazioni. Quasi sempre è sufficiente un ribassamento di pochi centimetri (4-5 cm), sicché basta realizzare un solaio di altezza minore in alcune zone di limitata estensione. In esse s'incrementano le armature metalliche (superiori ed inferiori secondo il segno del momento) in rapporto inverso alla diminuita altezza e si verifica se la sollecitazione nel conglomerato è ancora contenuta nei limiti ammissibili.

Nel caso di schemi iperstatici si commette così

l'approssimazione di trascurare le variazioni di momento flettente, che sono, in rigore, indotte dalla riduzione del momento d'inerzia del solaio nella zona ribassata.

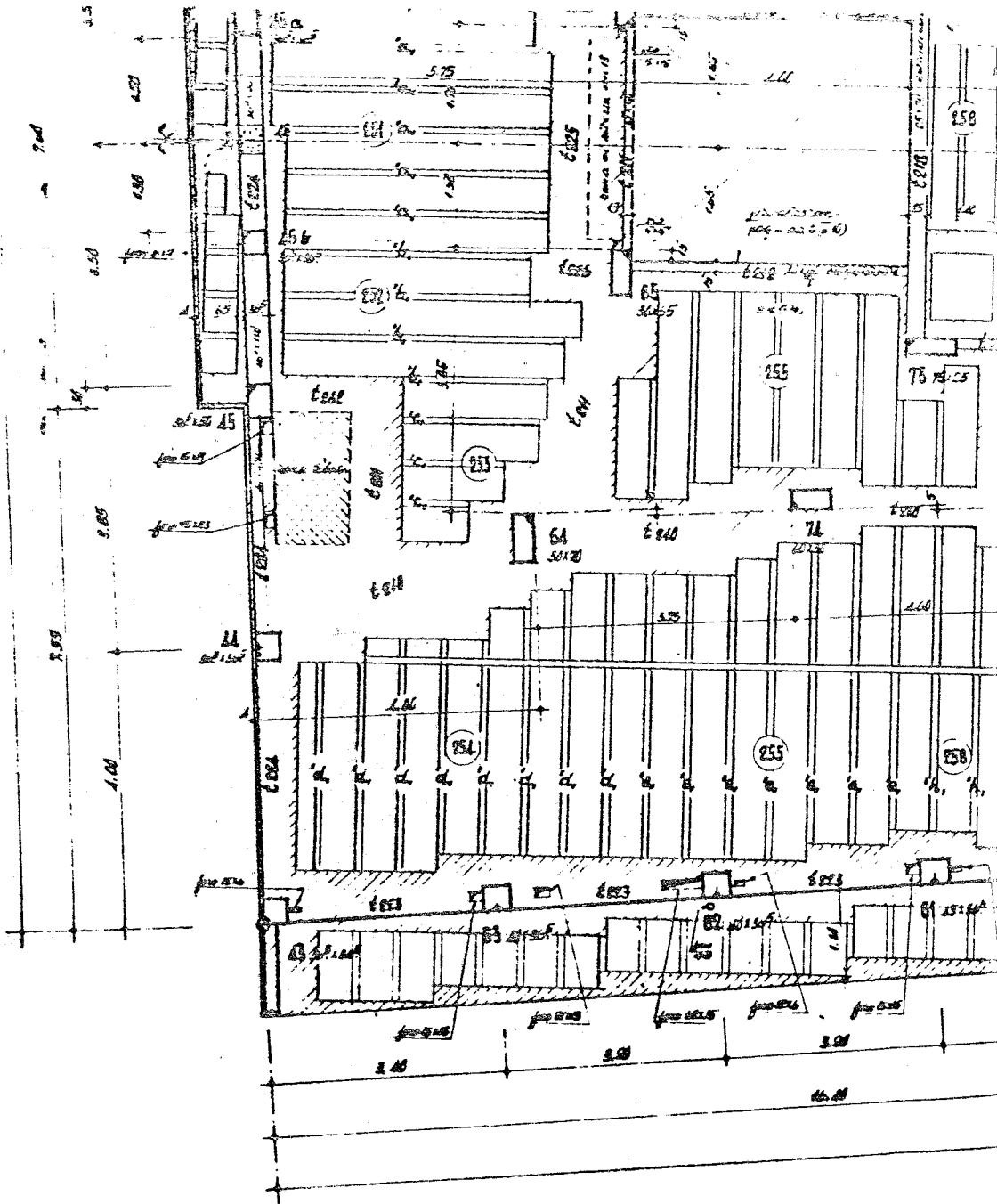
In zone meno estese può essere però necessario realizzare un ribassamento di maggiore entità per far posto ad esempio, a tubazioni molto inclinate, a sezioni etc.

Tale notevole ribassamento comporterebbe in pratica l'annullamento della capacità portante del solaio (ad esempio, se lo spessore originario è di $20 \div 22$ cm ed il ribassamento richiesto è dell'ordine di $13 \div 14$ cm, resterebbero solo $7 \div 8$ cm di spessore residuo di solaio).

Si è ricondotti quindi alla necessità, già considerata nei precedenti paragrafi, di realizzare nel solaio un foro di notevoli dimensioni, con l'aggravante che, in questo caso, non si tratta di un "vuoto" (non pesante), ma di un "pieno", di peso maggiore del resto del solaio, concentrato nella zona ribassata. Infatti, oltre alla soletta di fondo (di $7 \div 8$ cm), dopo aver messo in opera l'impianto, occorre disporre un riempimento che si aggiunge ai normali carichi permanenti e sovraccarichi utili che gravano su tutto il solaio.

Si tratta cioè di un "vuoto pesante". Per il dimensionamento basta richiamare quanto si è già detto in precedenza, tenendo però conto dei maggiori carichi. Essi vanno confrontati con quelli corrispondenti al solaio normale onde apportare nel modo più opportuno, le conseguenti modifiche allo schema dei carichi (l'incremento si può tradurre in carichi concentrati in carichi distribuiti su parte della luce,

12.33



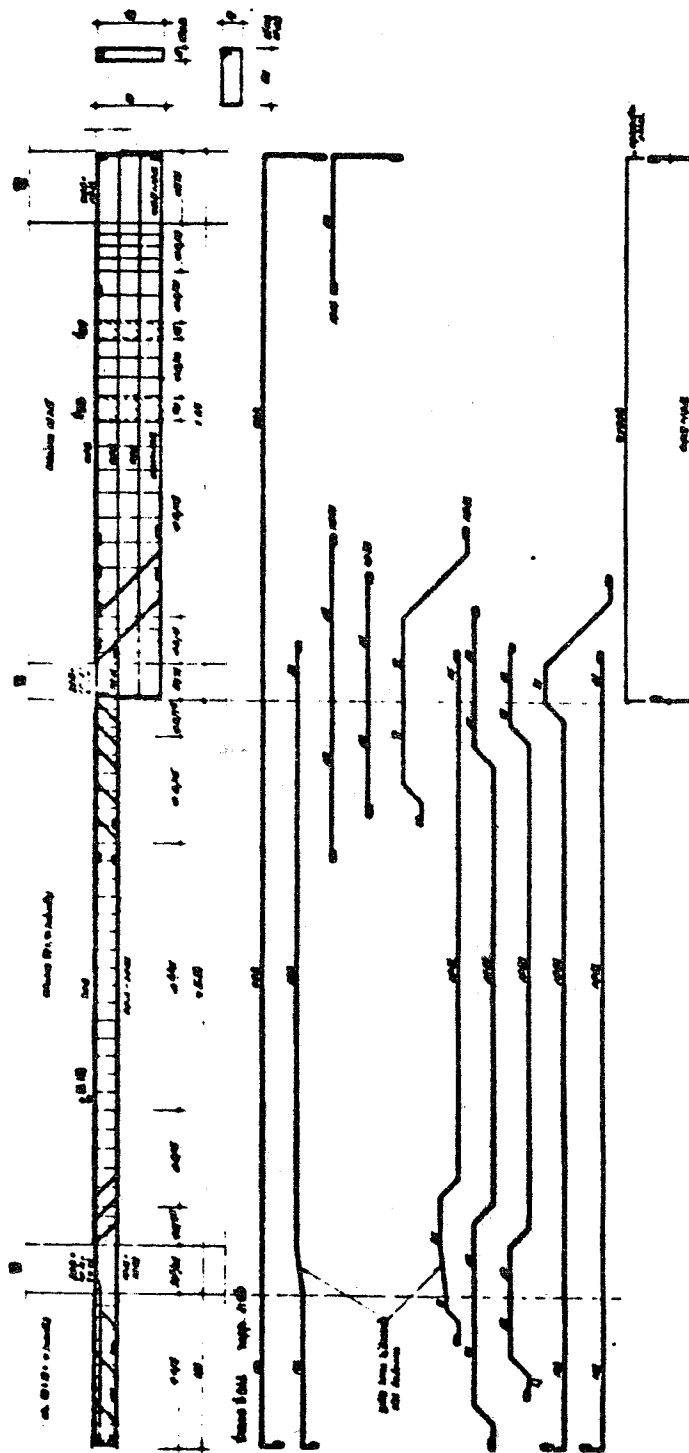


Fig 3 15 b) - Trave appartenente alla carpenteria rappresentata in fig 3 15 a)

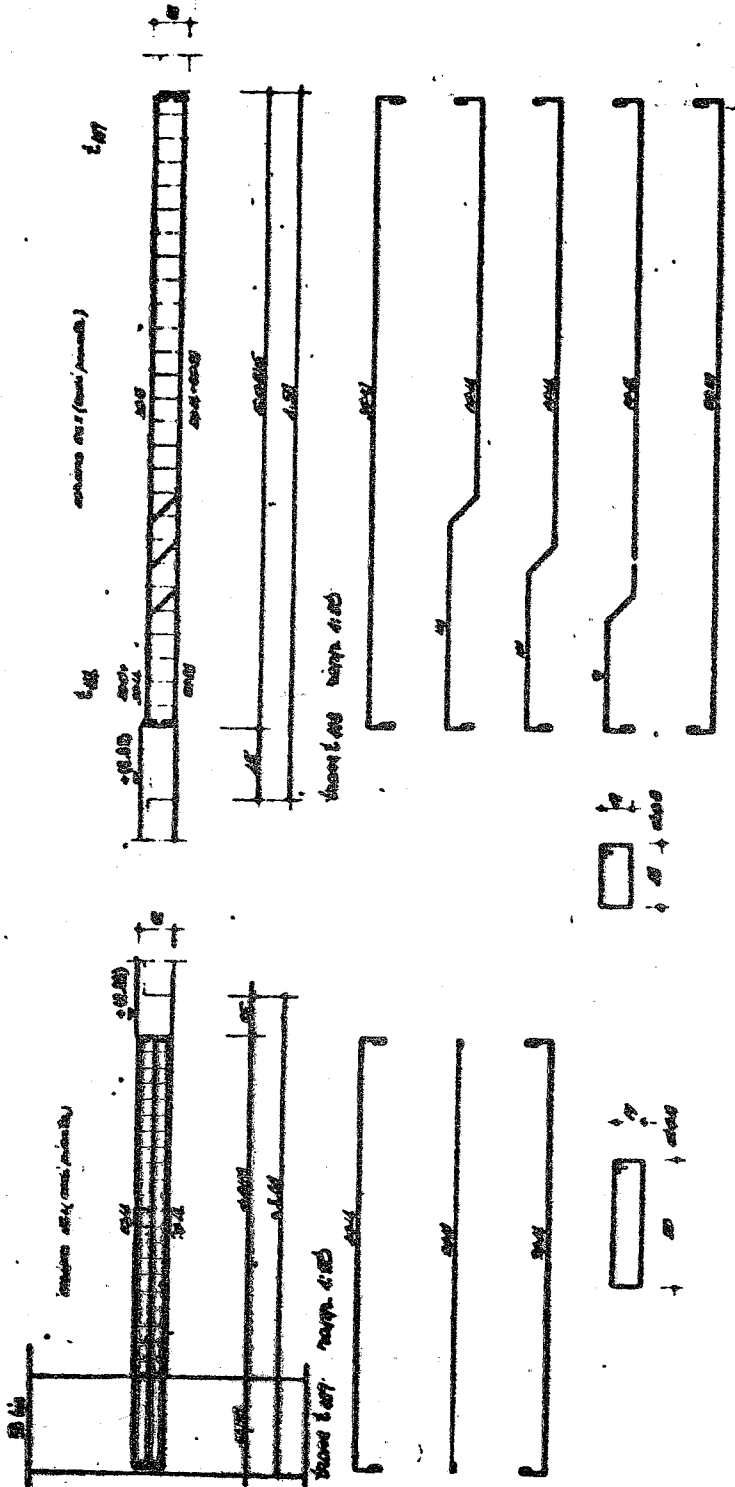


Fig. 3.15 c) - Travi di bordo del ferro pesante (con soletta di fondo) di fig. 3.15 a).

ecc.). E' in genere trascurabile, anche per la resistenza del telaio orizzontale di bordo, il contributo della soletta di fondo della vasca che si e' venuta a formare: a tale soletta si affida solo il compito di sostenere i carichi ad essa direttamente applicati e di riportarli al telaio di perimetro. Una modesta rete metallica e sufficiente a tale scopo. Come si e gia' accennato, per il criterio di calcolo del telaio di bordo per la disposizione in esso delle armature ed ogni altro dettaglio vale quanto si e detto in precedenza per i fori passanti (in fig 15 a), b), c) e' riportato un esempio tratto da un caso concreto, di foro con soletta di fondo (vasca pesante) per alloggiamento di impianti igienici.

3.2 3) Solai con campate ad asse spezzato.

Quando il piano di campagna adiacente all'edificio e in pendenza puo sorgere la necessita' che il solaio del piano terra sia disposto a livelli variabili in modo che il calpestio dei singoli ambienti, posti lungo il perimetro, segua a gradoni il livello della strada circostante per consentire ad esempio, una destinazione a negozi.

Inoltre una completa funzionalita' distributiva puo imporre che i confini delle zone disposte ai vari livelli debbano essere definiti indipendentemente da un criterio statico, che potrebbe essere, ad esempio, suggerito dallo schema di orditura della struttura principale di travi e pilastri. Lo schema principale generalmente e' gia' condizionato dalla distribuzione del piano "tipo", che, ripetendosi piu' volte in edifici multipiani, assume un'importanza preponderante e decisiva sulla impostazione strutturale dell'edificio.

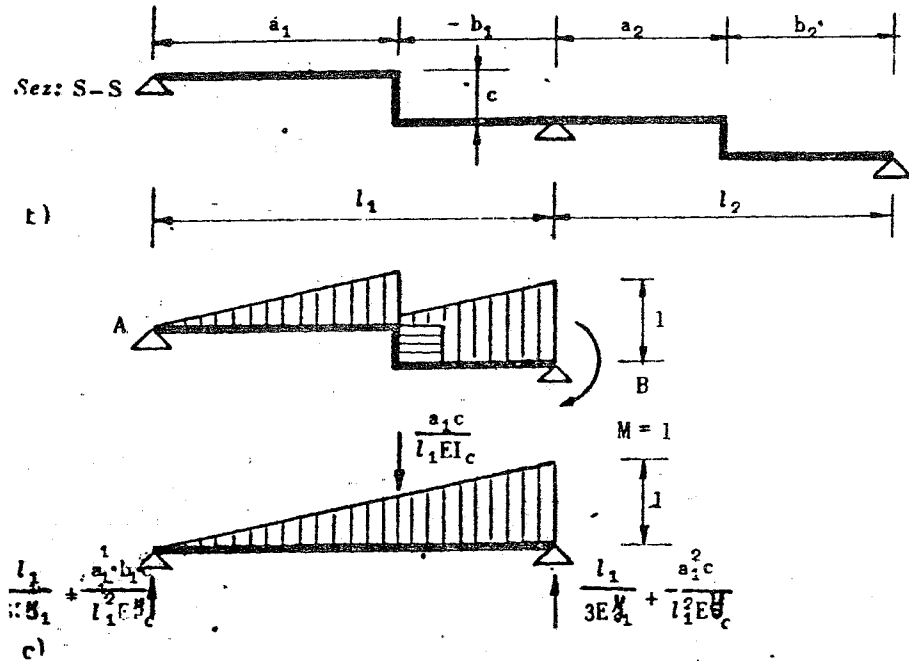
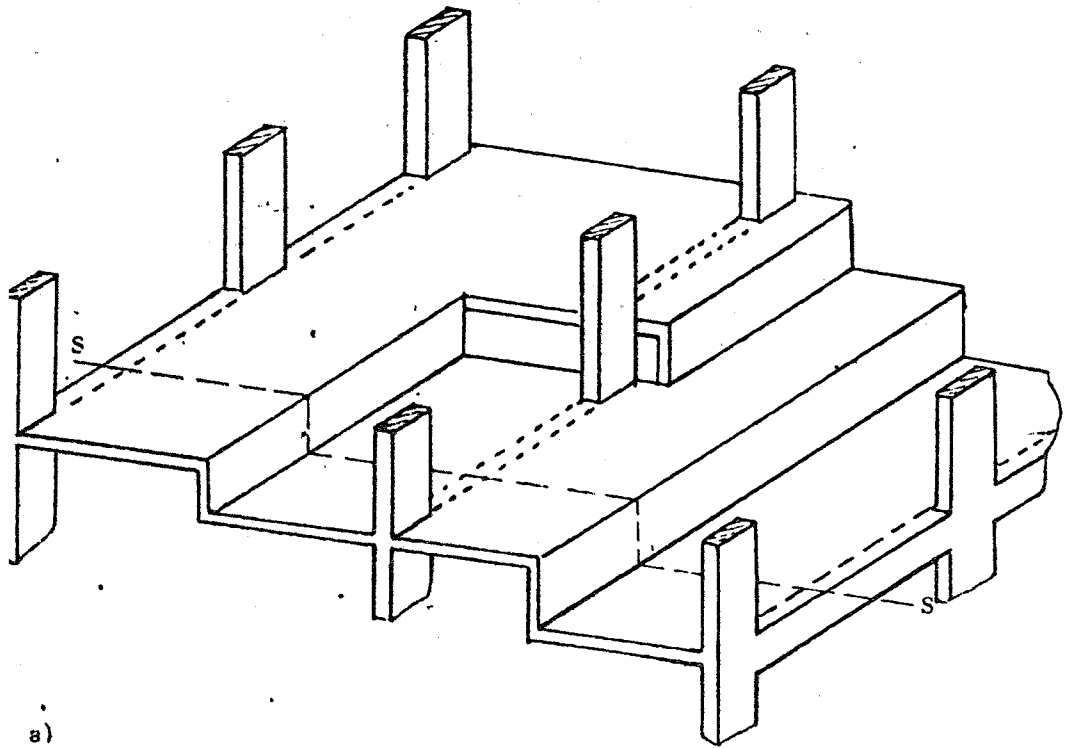


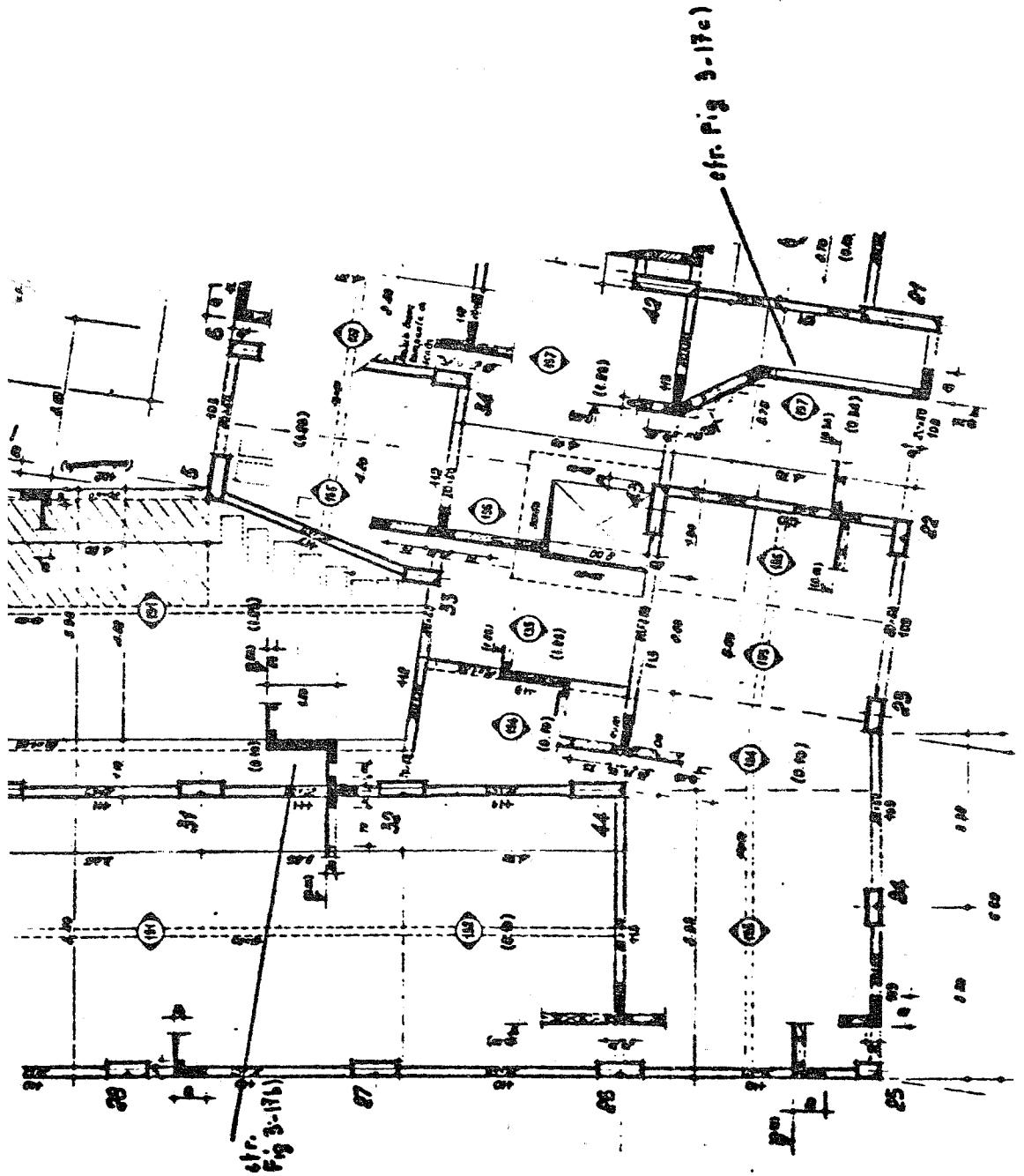
Fig. 3.16

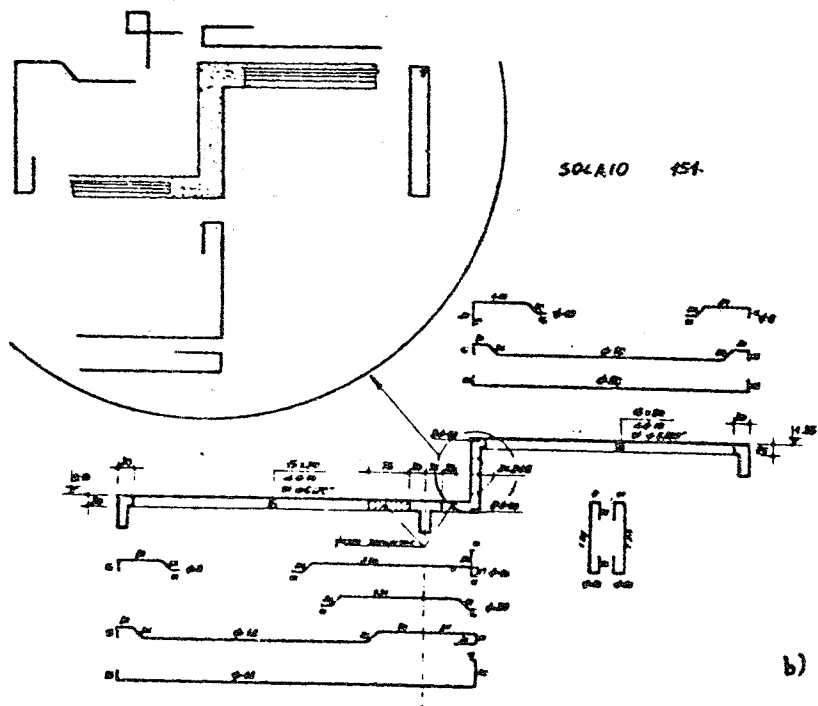
In definitiva puo' avvenire che, per le suddette esigenze, gli appoggi di una o piu' campate di un solaio non siano disposti allo stesso livello, ma secondo l'andamento indicato in fig. 3-16. Il calcolo non offre difficolta' concettuali: si devono solo determinare le nuove rigidezze delle campate ad asse "spezzato". Basta incrementare le deformabilita' corrispondenti all'asse rettilineo di una ulteriore rotazione "concentrata" nella sezione in cui l'asse assume direzione verticale.

Ad esempio per la prima campata della trave rappresentata in fig. 3-16 a) la deformabilita' in B si ottiene sommando al termine $l_1/3EI_1$, che corrisponderebbe alla trave rettilinea, il termine $a_1^2/1_1^2EI_c$, in cui a_1/l_1 e' il valore del momento nel tratto verticale ed a_1c/l_1EI_c la rotazione relativa tra le due sezioni estreme di detto tratto. E' chiaro, quindi, che la deformabilita' in B aumenta per la presenza del tratto verticale. Note le deformabilita', e' facile determinare il diagramma dei momenti flettenti e le armature metalliche necessarie.

Merita attenzione il dettaglio costruttivo del tratto verticale. In esso le armature devono essere disposte in modo da non abbracciare angoli convessi; per semplicita' di esecuzione non conviene adottare barre continue (che dovrebbero formare dei cappi, come indicato esemplificativamente in fig. 3-17 a, b e c) bensì spezzate secondo la disposizione, piu' opportuna, indicata qualitativamente in fig. 3 10.

Il tratto verticale non puo', ne' deve, essere alleggerito con laterizi, in modo da poter essere armato anche in direzione trasversale, rispetto all'orditura del solaio, da barre metalliche. Si garantisce





SOLAIO 157

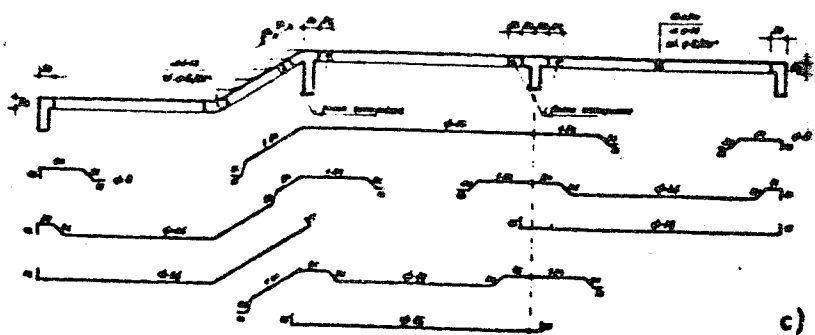
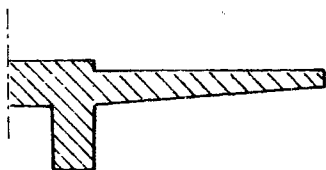


Fig. 3 17 b) c) b) Armature di un solaio ad asse spezzato della carpenteria di fig. 3 17a) (in alto altre possibili disposizioni delle armature).
c) Nella prima campata il solaio presenta un tratto ad asse inclinato.

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.

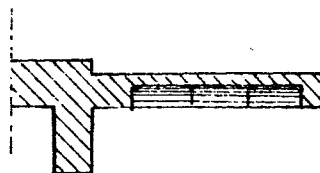
3.2.4) Sbalzi.

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 b) o variabile (fig. 3-19c)



sbalzo con soletta piena

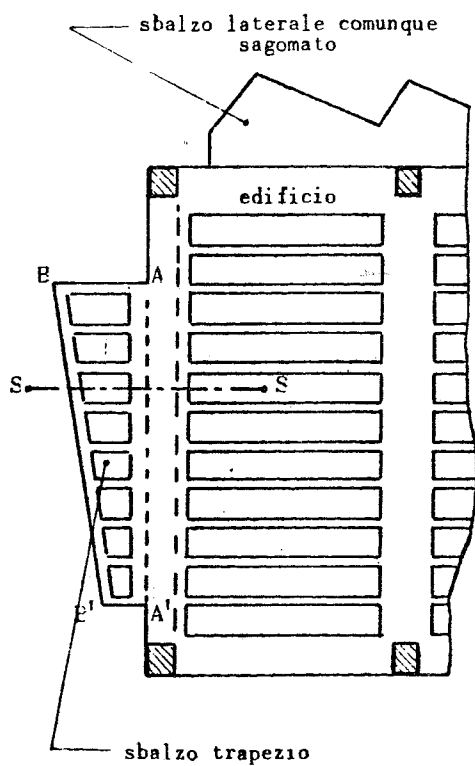
a)



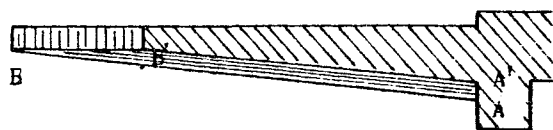
sbalzo con soletta alleggerita con blocchi in laterizio.

b)

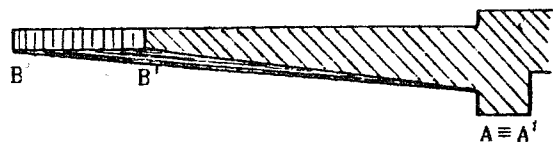
Fig 3.18.



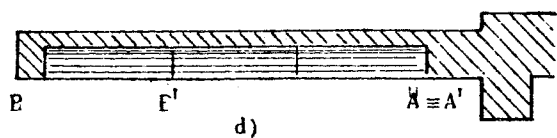
a)



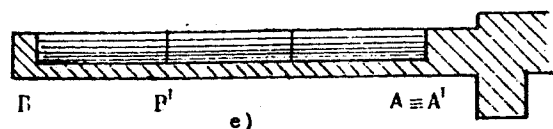
b)



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 ($A \neq A'$) una superficie d'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 paraboloide 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 , 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)

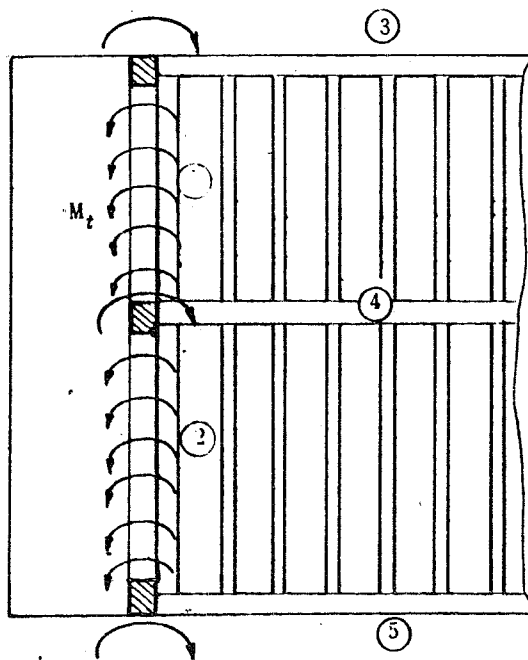


Fig. 3.20. - Sbalzo laterale

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

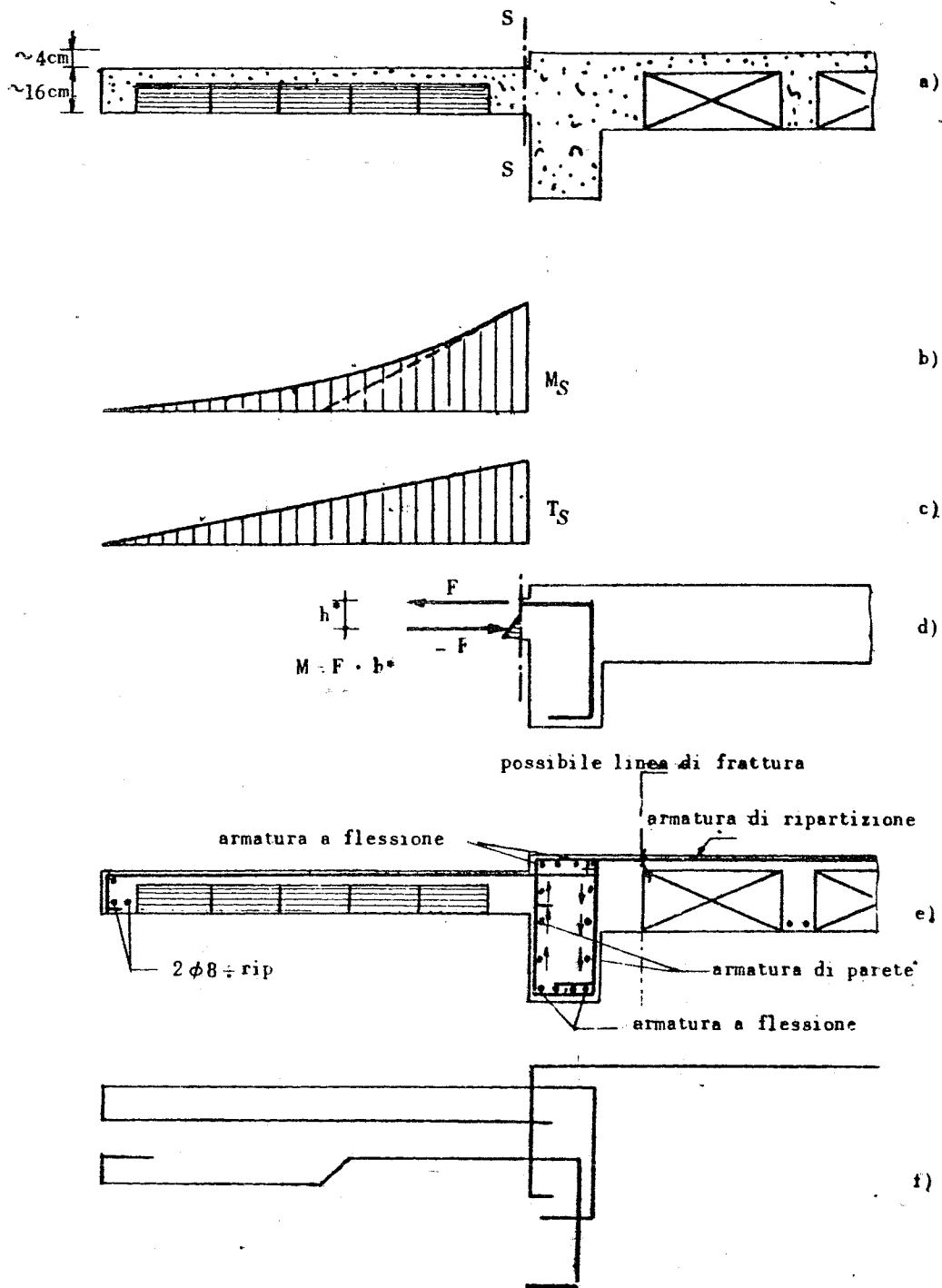


Fig 3 21

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.

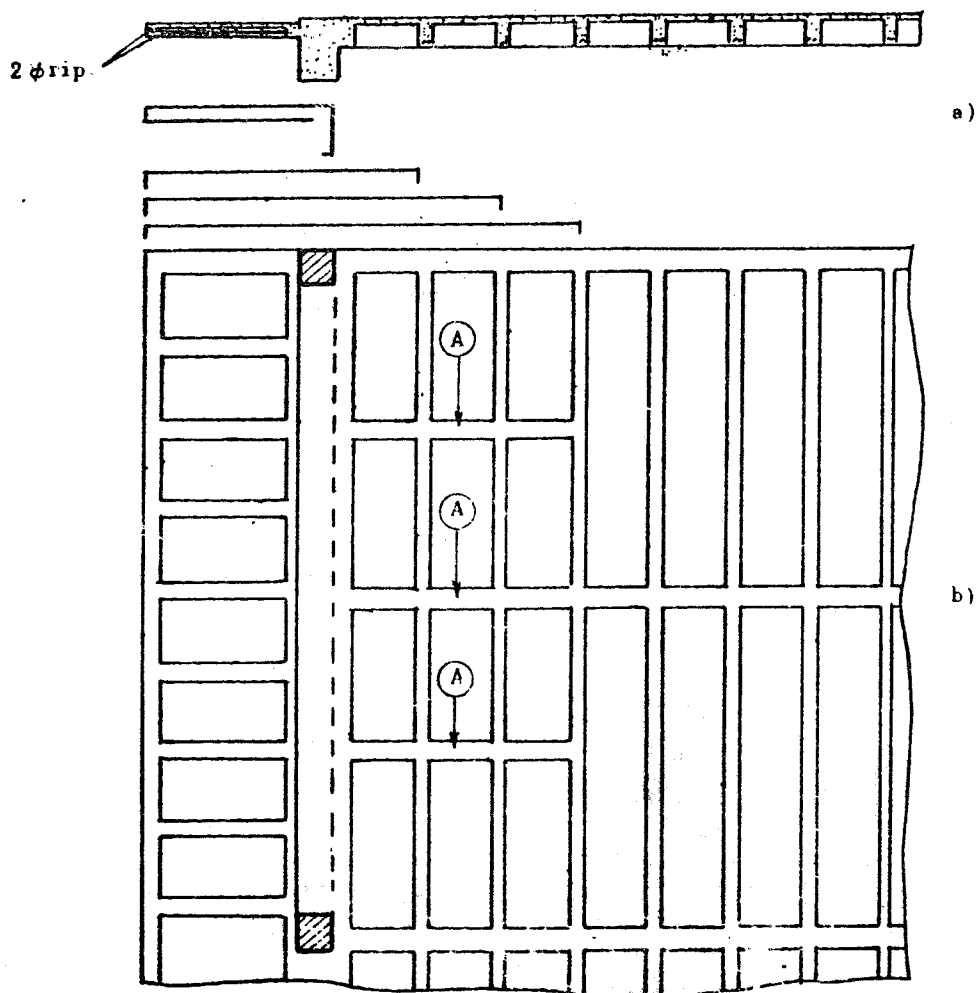
Questo criterio di non tener affatto conto del contributo dei pilastri, oltre a rappresentare una evidente ipotesi limite, consente all'impalcato di essere staticamente indipendente dalle capacita' di resistenza flessionale dei pilastri con un proporzionamento valido a tutti i piani (piano tipo).

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 dello sbalzo e' assorbito tutto dal solaio retrostante. Occorre quindi rendere il solaio capace di resistere in senso trasversale alla sua orditura principale all'azione flettente indotta dallo sbalzo. A tale scopo (fig- 3-22) s'inseriscono nel solaio ortogonalmente alla sua orditura, una armatura metallica diffusa nella soletta e travetti pieni discontinui (A) figura 3-23.

Normalmente questi travetti si dispongono ad un



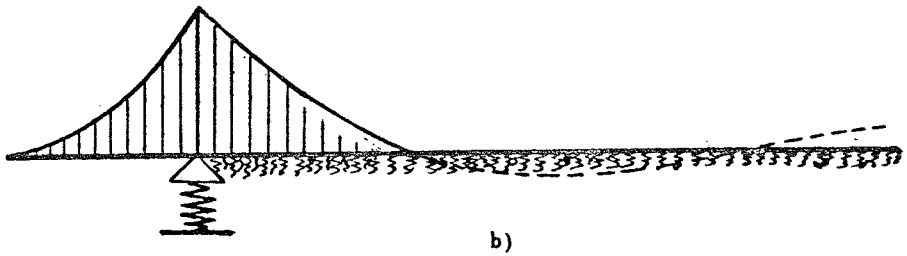
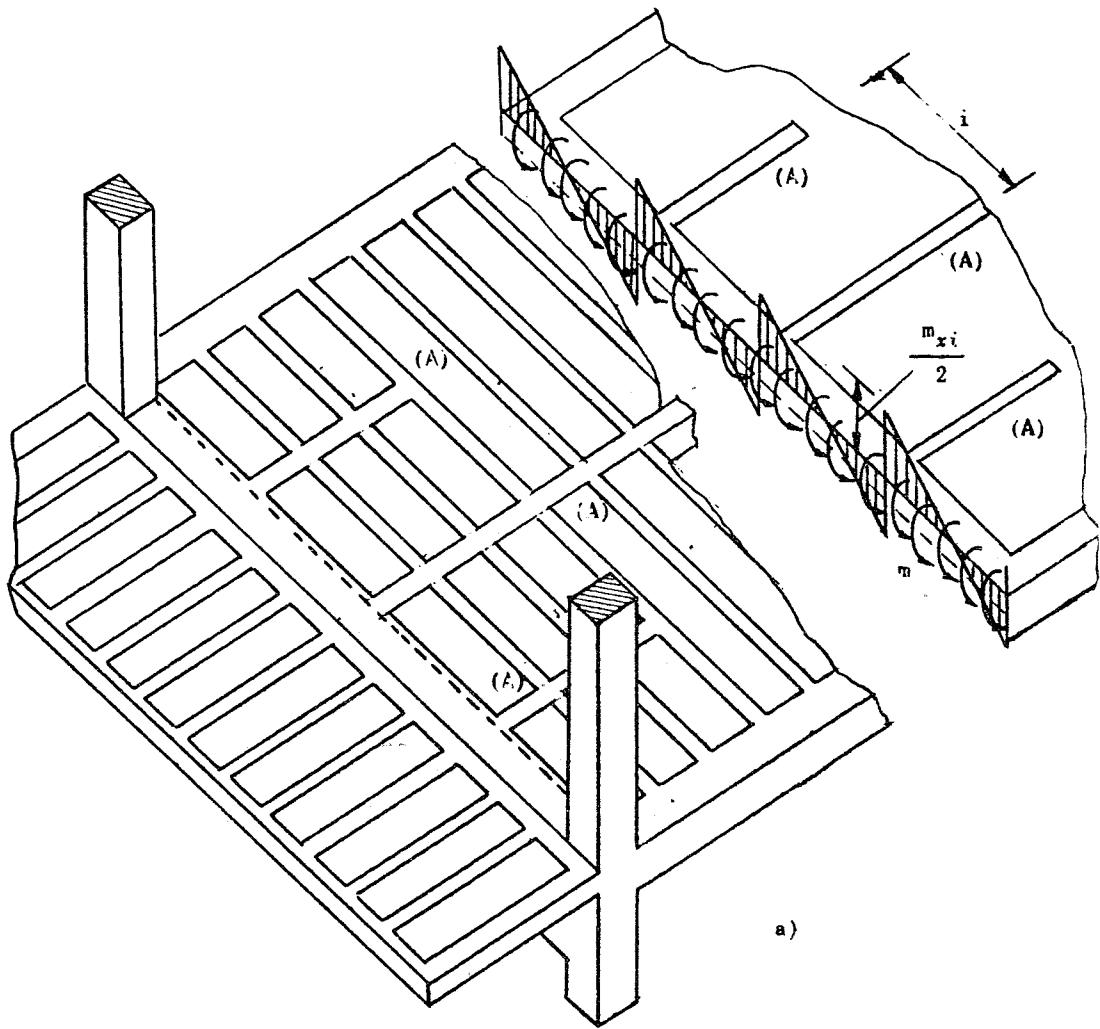


Fig 3 23

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

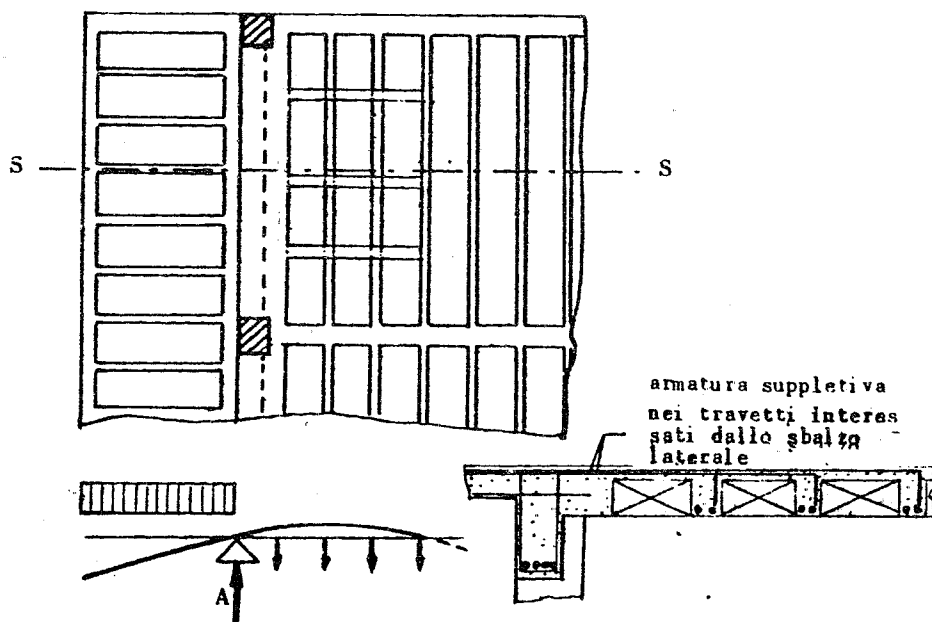


fig 3 24.

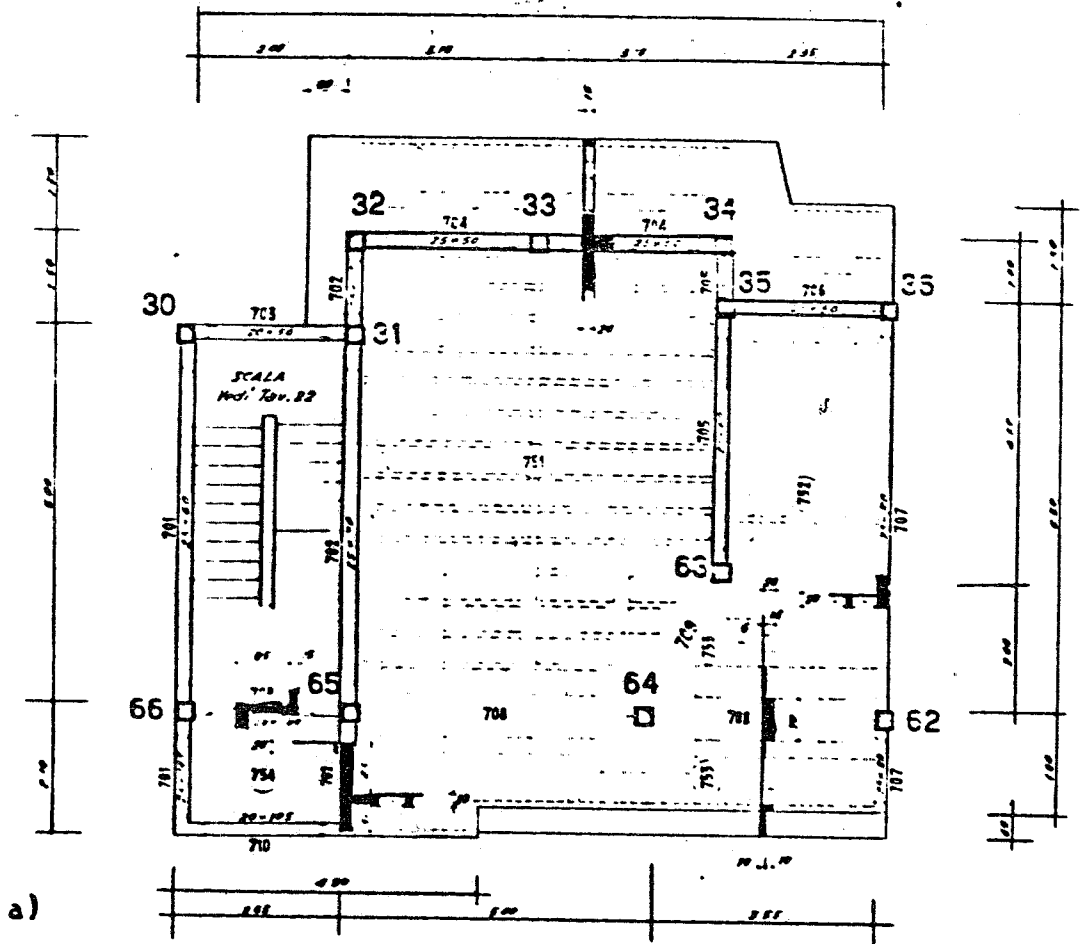
ipotesi semplificativa potrebbe considerare le reazioni mutue tra elemento e nervature del solaio tra loro tutte eguali e la trave di testata indeformabile ovvero rappresentabile con un appoggio fisso tenuto conto che essa e' molto piu' rigida dei travetti del solaio adiacente. E' evidente che non appena 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.

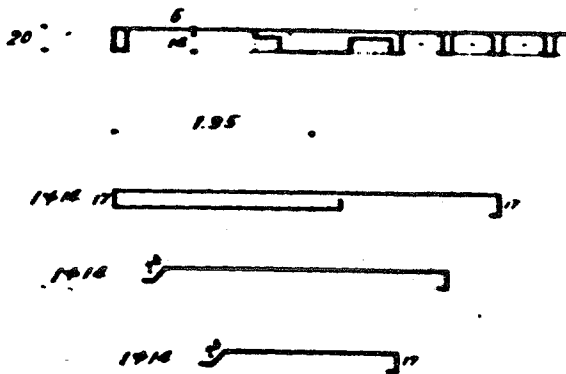
E' necessario pertanto, disporre nelle nervature alle quali si ancora lo sbalzo anche un armatura (superiore) atta ad assorbire il momento (negativo) che vi si desta.

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

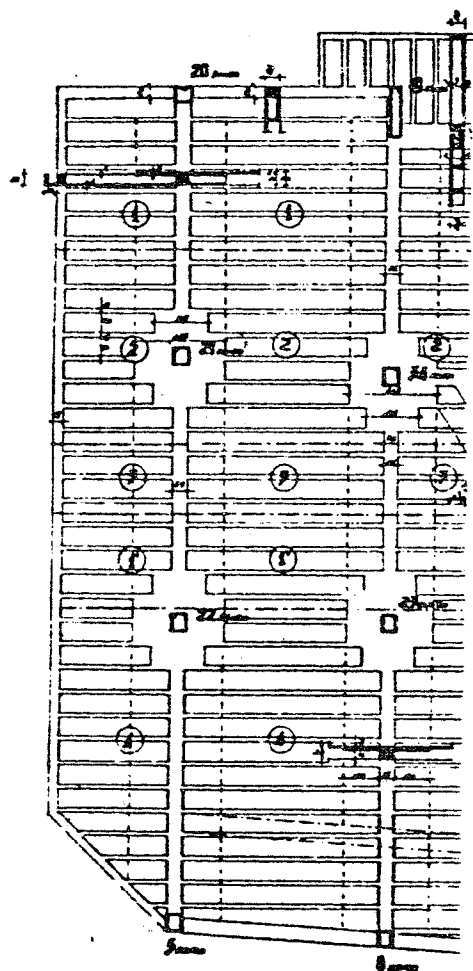
In fig. 3-25 c) e, riportato un esempio di sbalzo con controsoletta



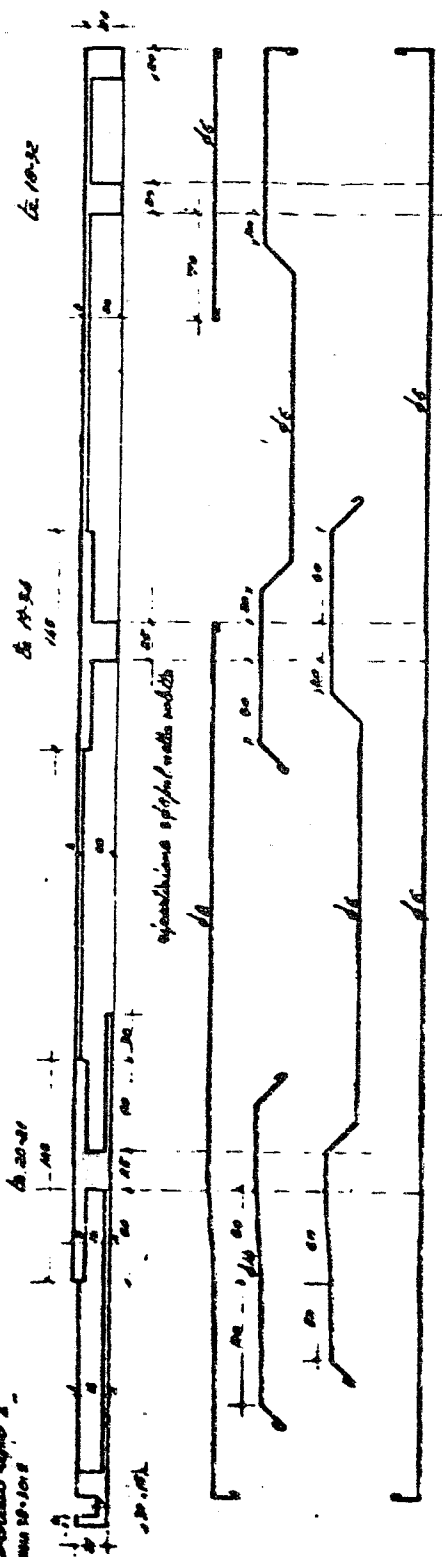
SBALZO della Tr. 708



*Nei tavolli ortogonali 25x20 (Mod. orologio)
4x10. SP 46/20 cm.*



Solo's Lino L.
Instituto 28.10.19



1. 123-251

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 $a \times b$ (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

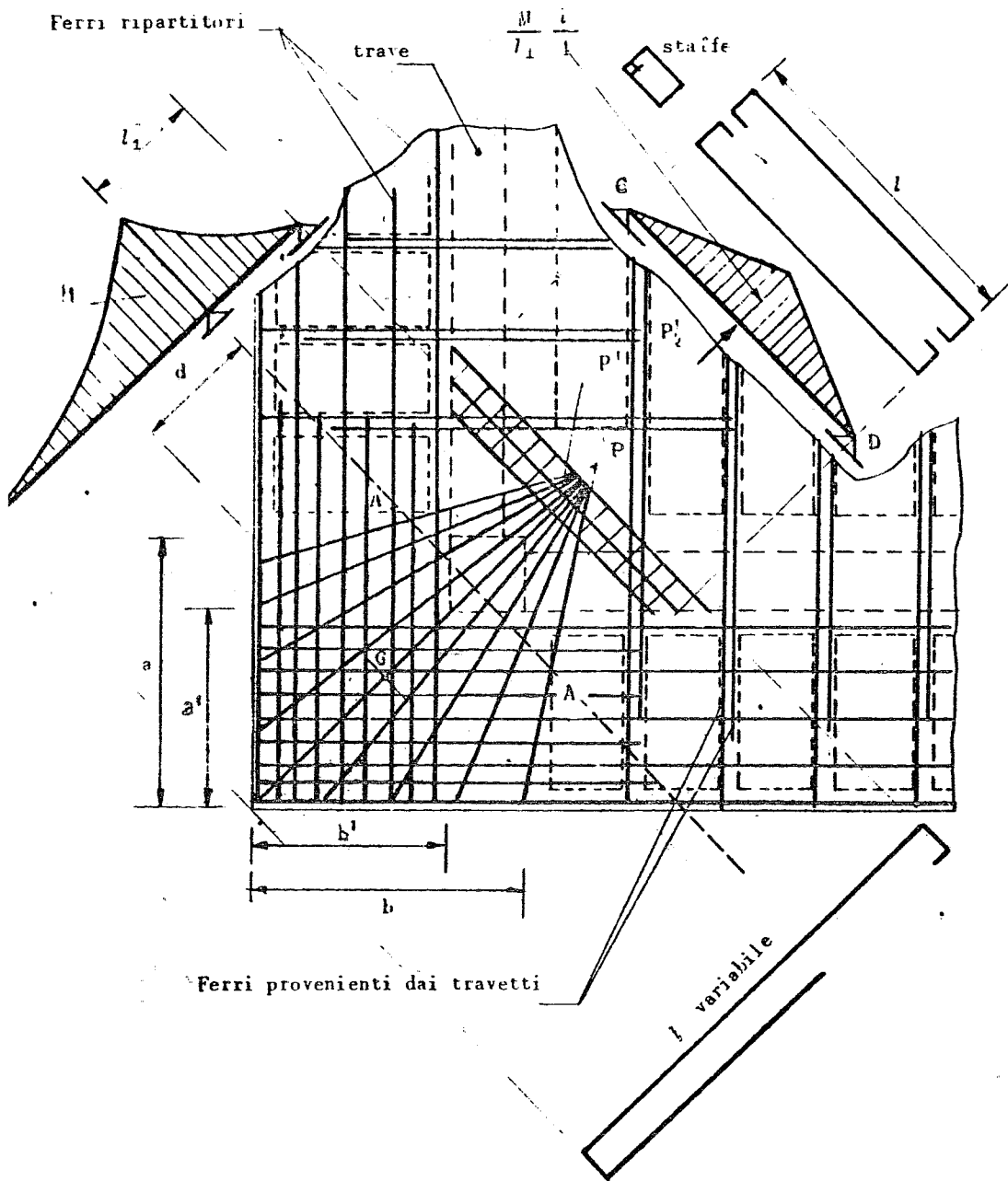


Fig. 3.26.

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/L 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 capacita' flessionale dei pilastri costituisce, ai piani inferiori, una riserva di sicurezza in fase di esercizio; si e' ancora una volta adottato il criterio di "fascia" per il dimensionamento di questo elemento strutturale.

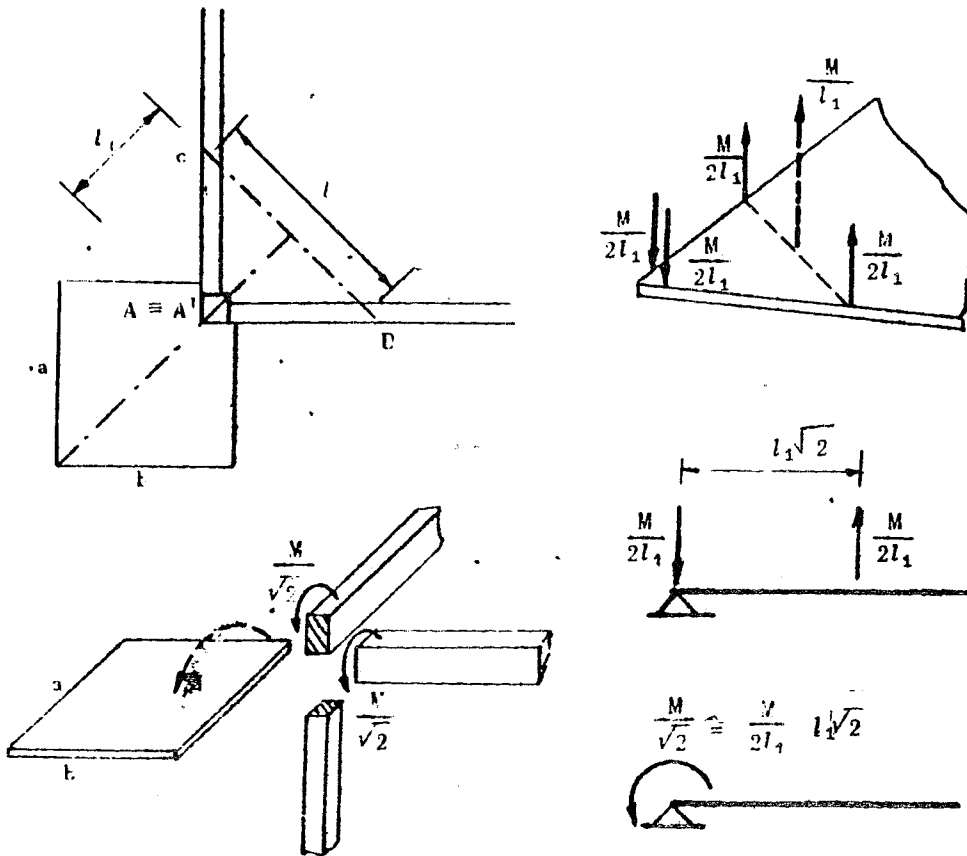


Fig. 3.27.

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

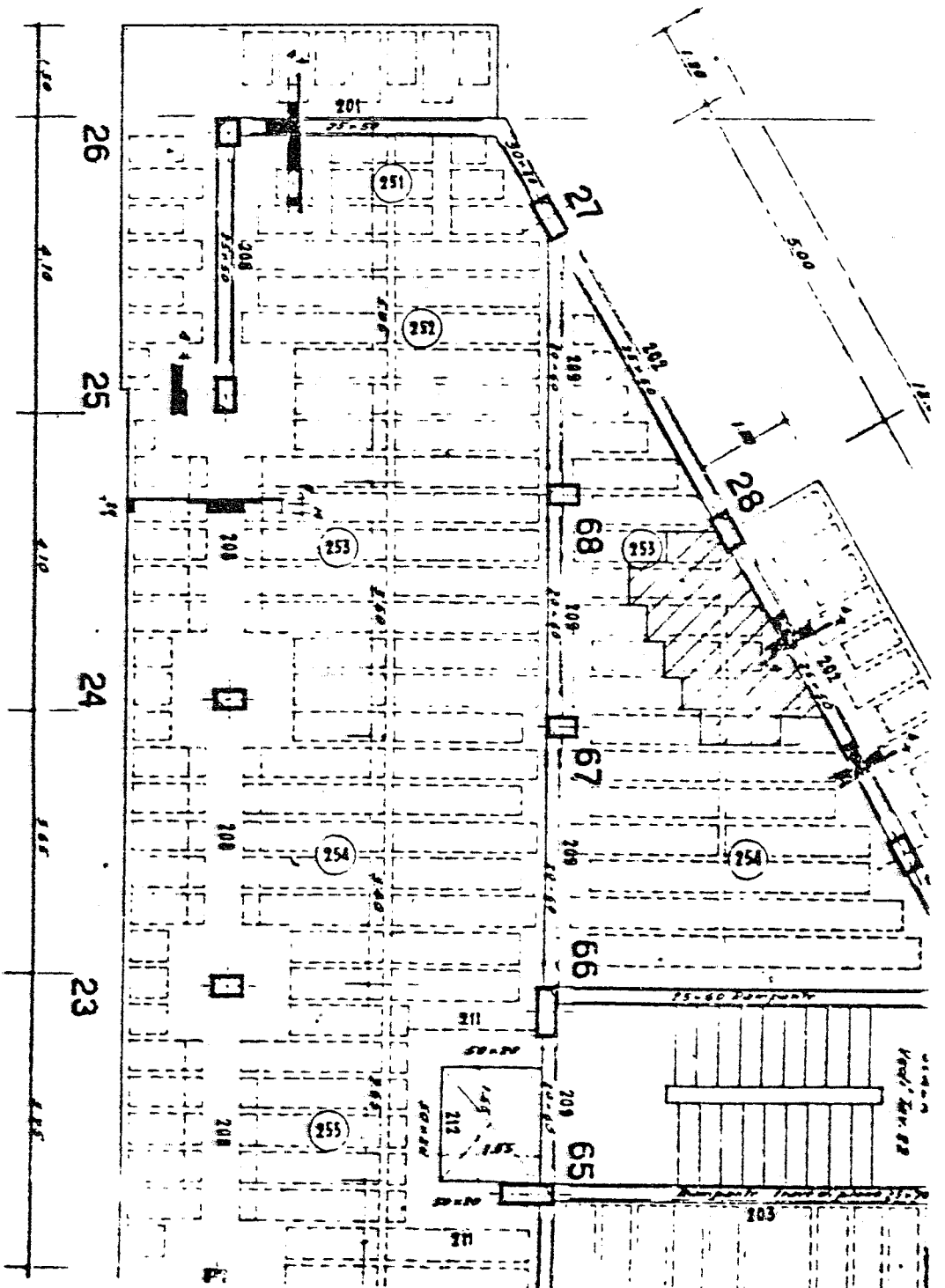


Fig. 3 28 a) Stralcio di carpenteria con casi di sbalzi laterali obliqui di angolo.

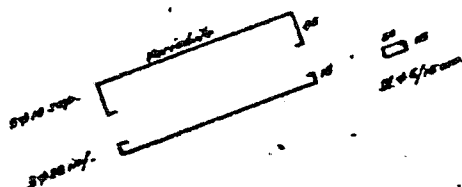
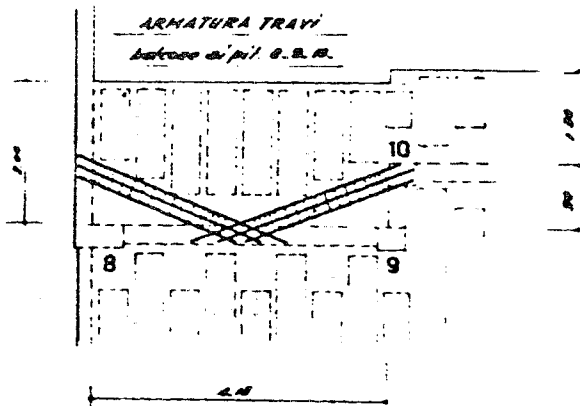
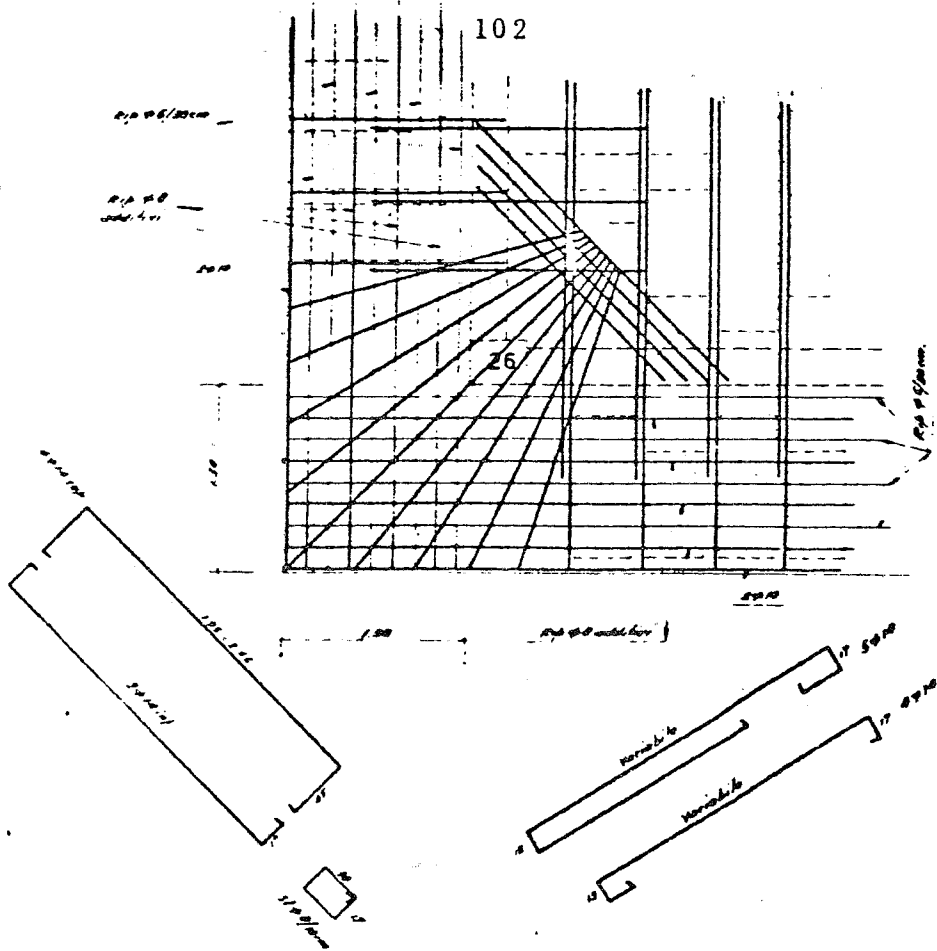


Fig 3 28 b) Superiormente e' rappresentata l'armatura dello sbalzo d'angolo della fig. 3-28 a). Inferiormente e' riportato un provvedimento di "cucitura" laterale per uno sbalzo incassato tra due lati rigidi.

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 compagni, per trasmetterlo direttamente o, più raramente, attraverso altre travi ai pilastri.

Come si è già più 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" cioè un "insieme" assolutamente inscindibile.

Cio' diventa necessario quando l'ossatura è 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, può considerarsi composto l'edificio (***)

(*) Per quanto riguarda l'analisi dei carichi è 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 esaminerà 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".

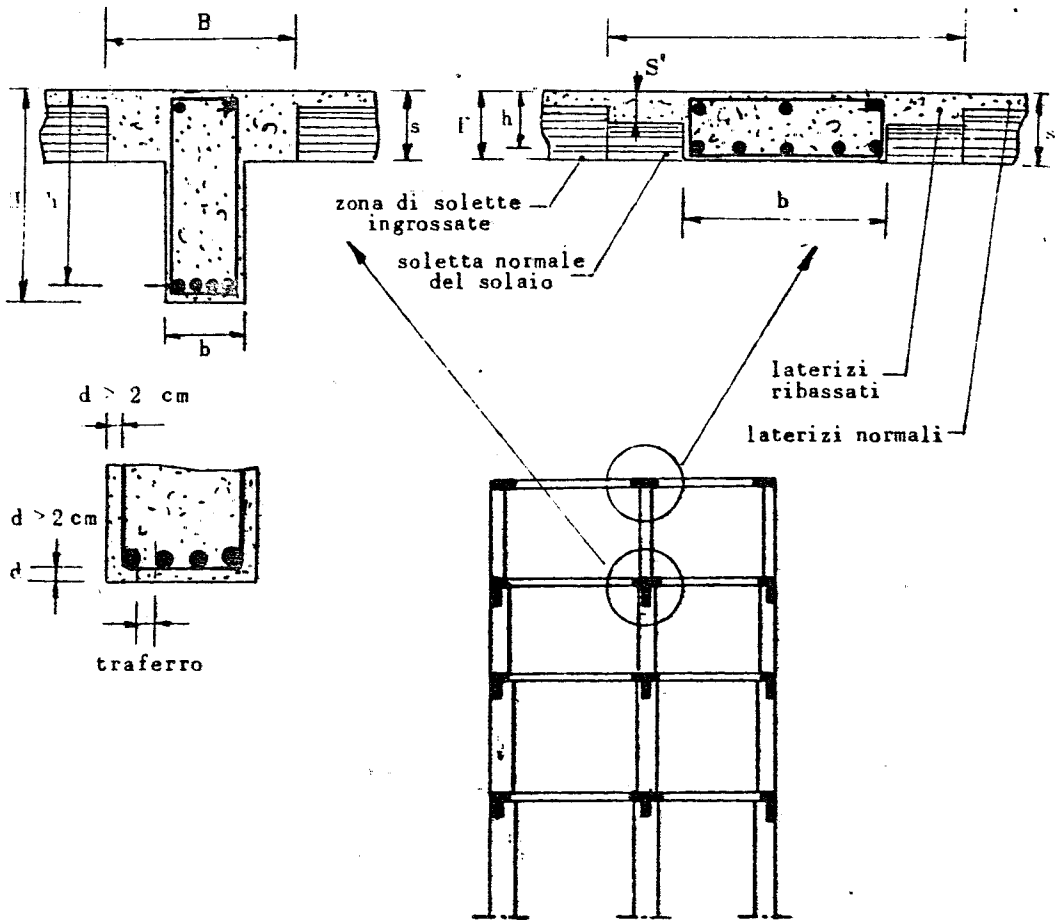


Fig.4.1

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-

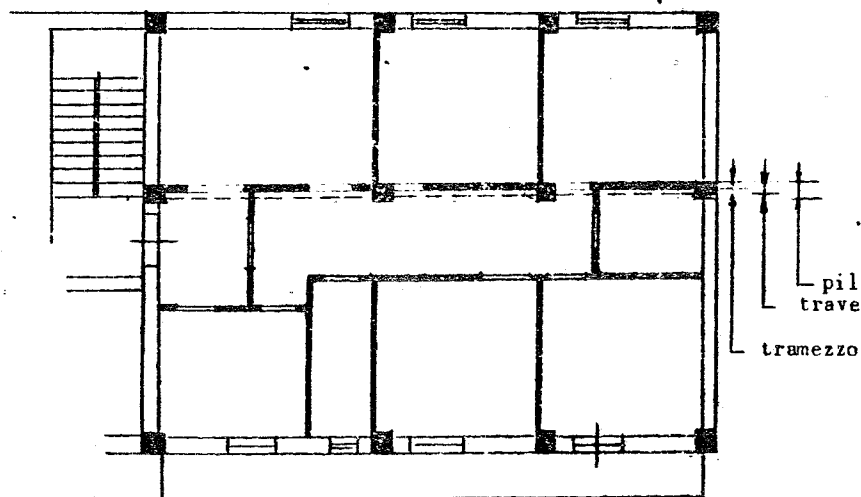


Fig. 4-2 - Pianta architettonica dimostrativa dei vantaggi distributivi ottenibili con disposizioni asimmetriche delle travi rispetto ai pilastri

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 è 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, 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

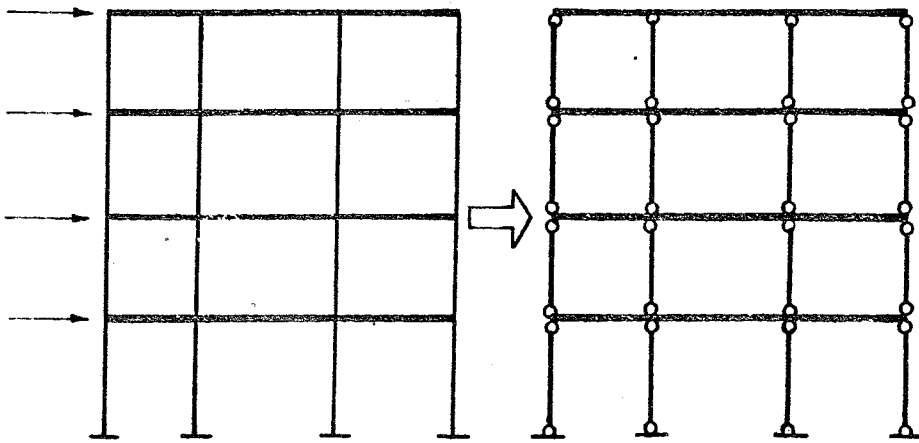
mensole incastrate al piede dell'edificio. In tal caso le pilastrate - se dimensionate solo in base allo sforzo normale tenendo conto ai fini dell'instabilità di lunghezze libere pari all'interpiano - non possono di certo offrire adeguata resistenza, anche in assenza di azioni orizzontali, quando l'altezza 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).

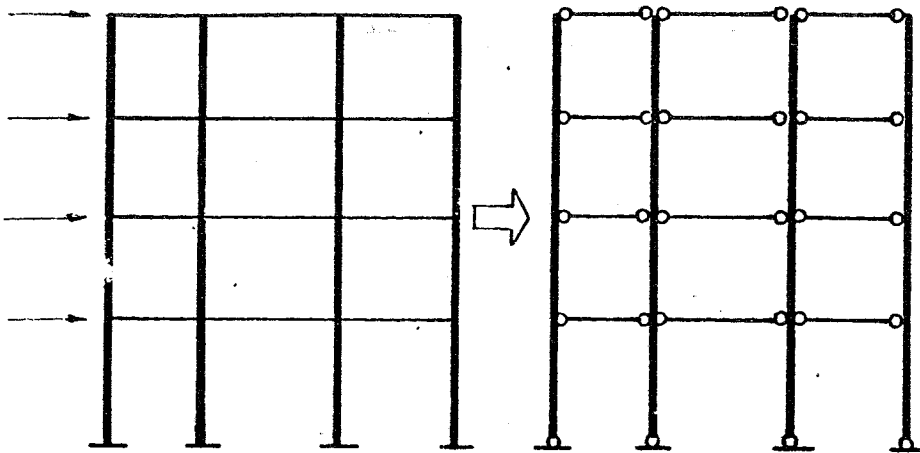
Lo schema a pilastri "deboli" (o a travi "rigide" emergenti) (fig. 4-3 a) porta invece, logicamente, alla rottura per formazione di cerniere localizzate prevalentemente alle estremità dei pilastri e, solo più raramente, agli estremi di qualche trave.

.....

(*) 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 inescindibilmente 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 sua la (pari all'altezza del solaio), la larghezza (b) del

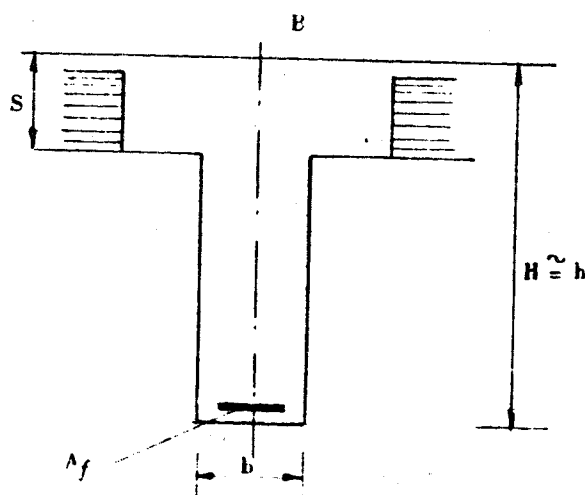


Fig 4 4

la trave, la larghezza (B) dell'ala, la sollecitazione (σ_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), è 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 è 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 è 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

(*) È 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 mezzeria. 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:

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

dove

b = larghezza della trave [L]

h = altezza totale [L]

C_c = costo per unità di volume del conglomerato
[L⁻³]

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

b) Il costo dell'acciaio vale

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

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

dove

M = momento flettente in mezzeria della trave campione.

γ_f = peso specifico dell'acciaio $[F L^{-3}]$

C_f = costo dell'acciaio per unita' di peso $[\& F^{-1}]$

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)

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

dove

C_{i+p} e' il costo unitario [$\pounds L^{-2}$] dell'intonaco e delle pitture, molto variabile in dipendenza delle caratteristiche di finitura dell'edificio
 α 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:

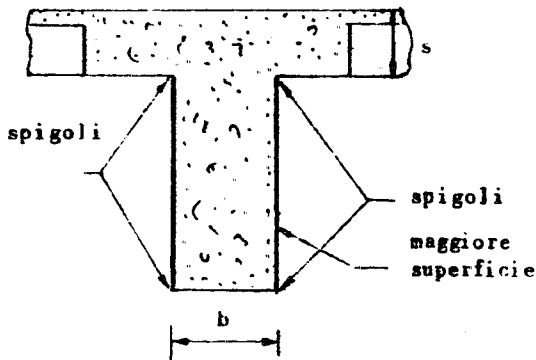
$$C_i^* = 2 (h-s) C_i \cdot \beta \quad [\pounds L^{-1}]$$

dove

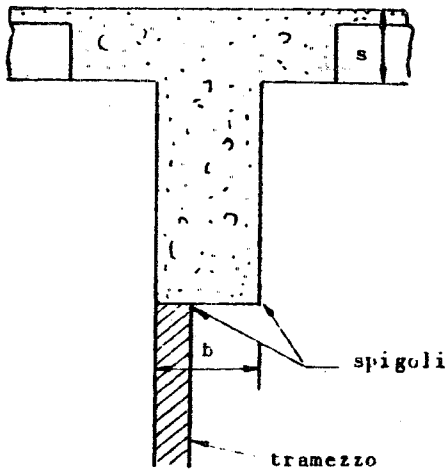
C_i e' il costo unitario convenzionale della cassaforma per superfici piane;

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

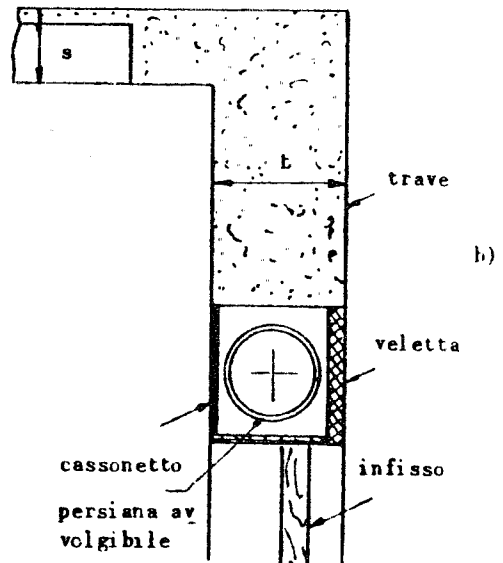
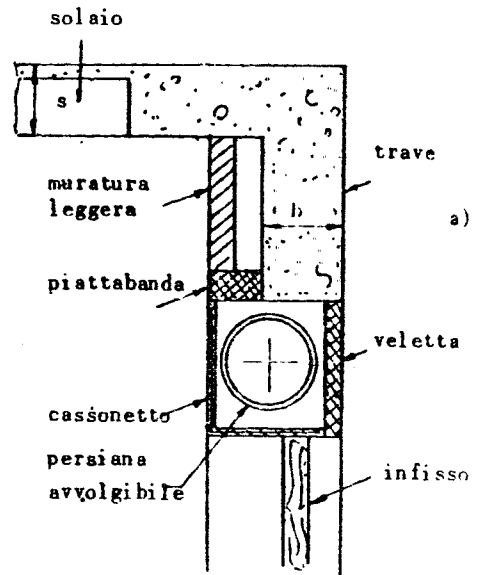
(*) La determinazione di β e' alquanto delicata, perche l'ese-



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:

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

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:

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

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)

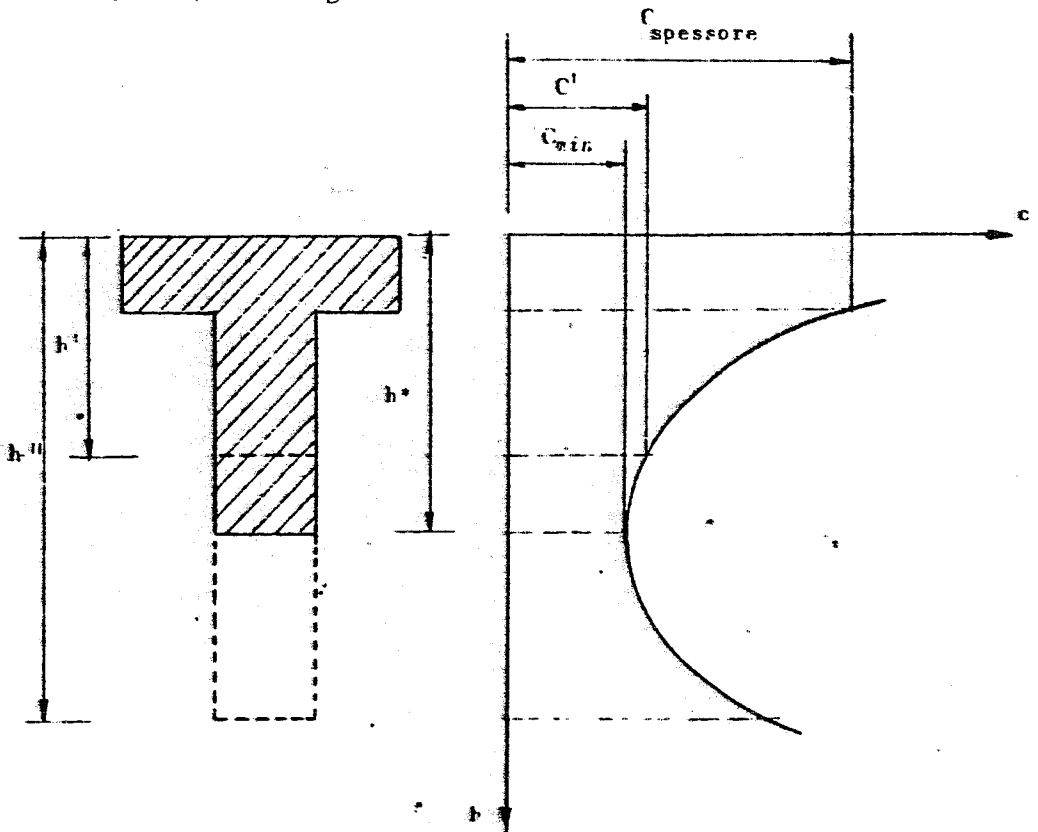


Fig. 4-6

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:

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

Il secondo membro, posto sotto forma di una somma di larghezze (b, b_{i+p} , ecc.) può 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 quantità 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:

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

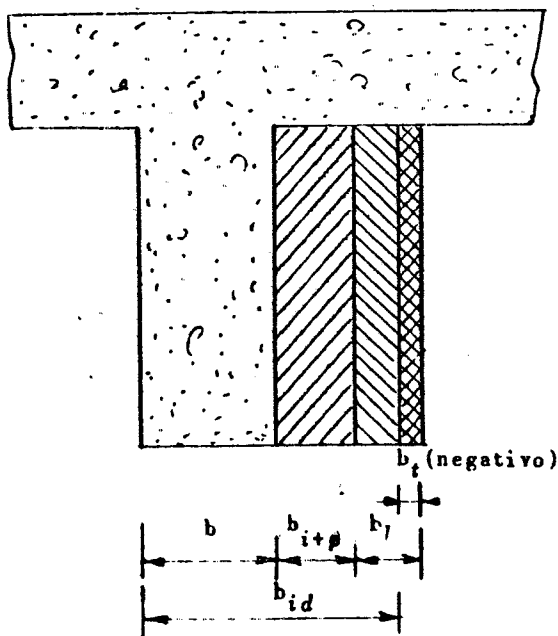


Fig. 4-7

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,

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

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

ovvero

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

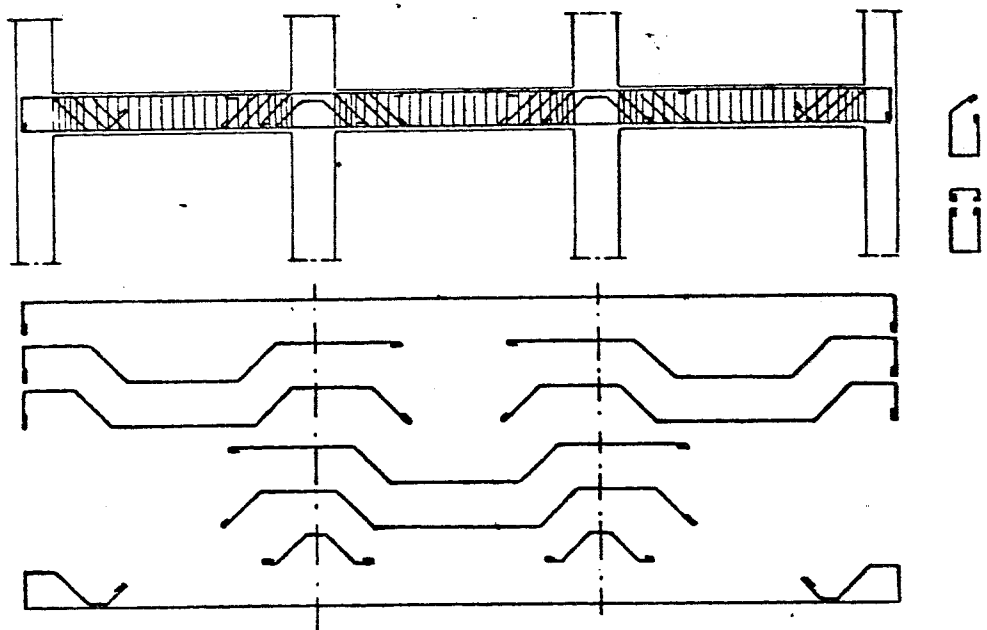
Occorre infatti sempre tener ben presente che il procedimento innanzi svolto ha carattere qualitativo, non essendosi tenuto conto in modo esatto di tutti i fattori che effettivamente intervengono nel costo.

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.

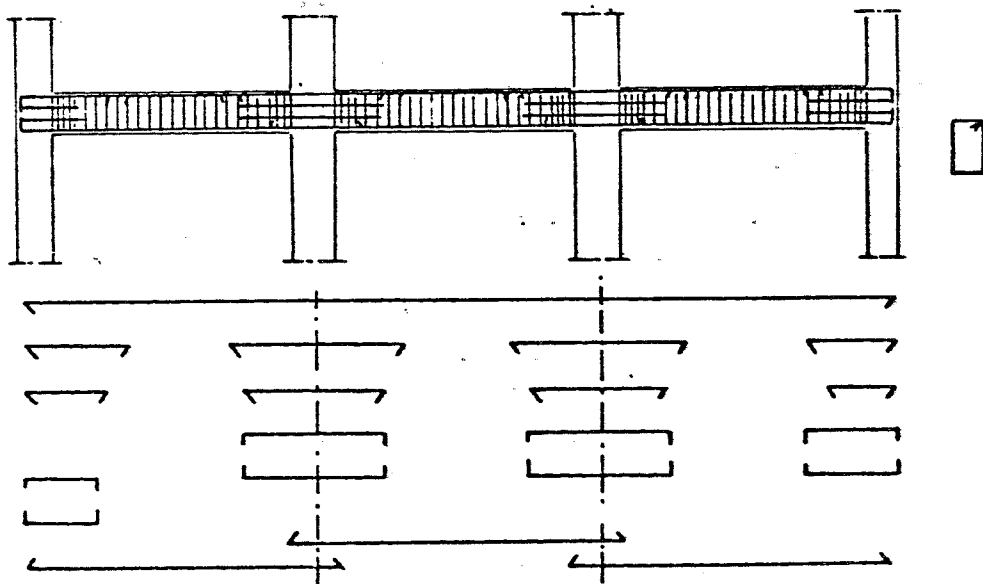
4.3 - Disposizione delle armature nelle travi emergenti.

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 tagliente. 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°) sono chiamati ad assorbire tensioni principali di trazione di valore uguale a



a)



b)

Fig 4 8

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

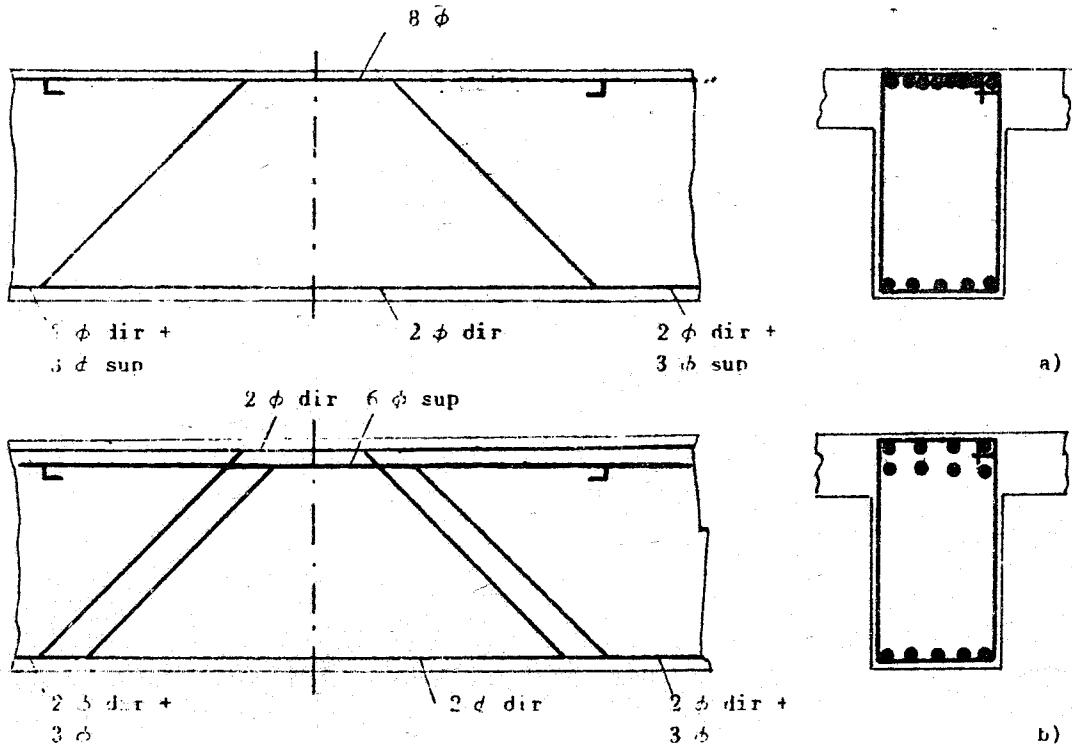


Fig. 4-9 a) Disposizione estratta delle armature superiori
b) Disposizione esatta

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° 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

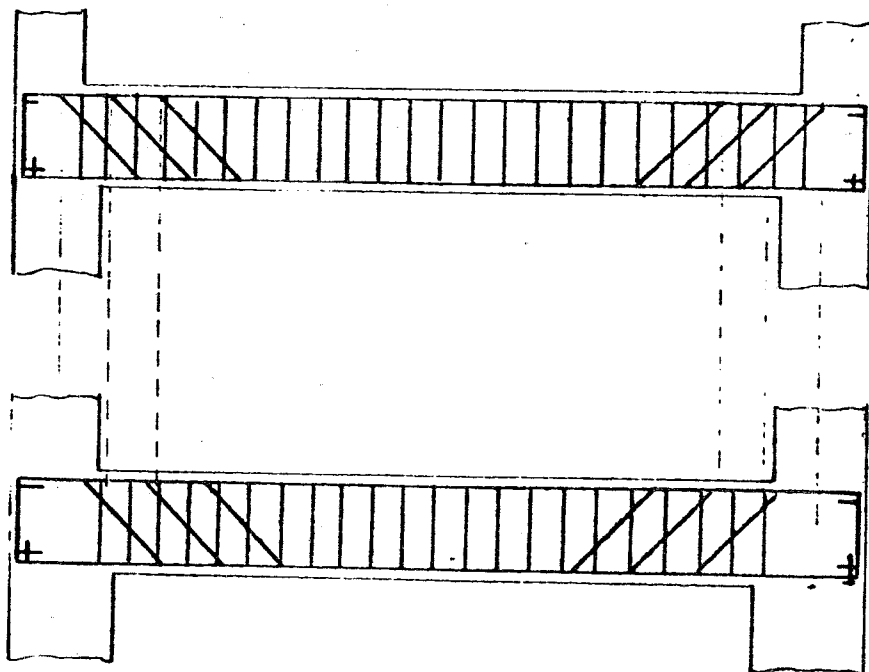


Fig. 4 10

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 mezzzeria 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

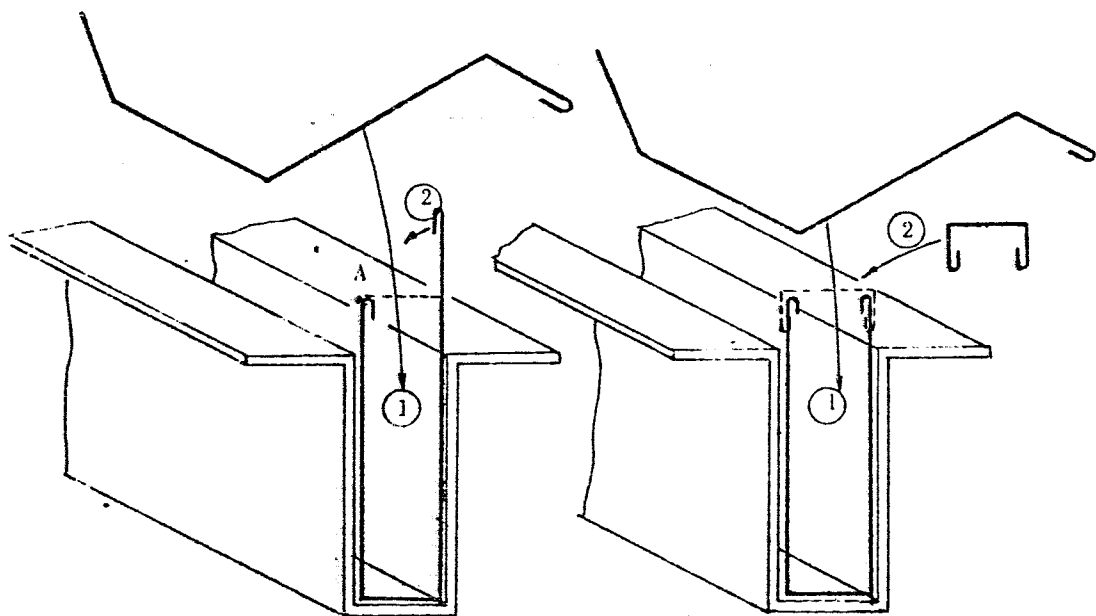
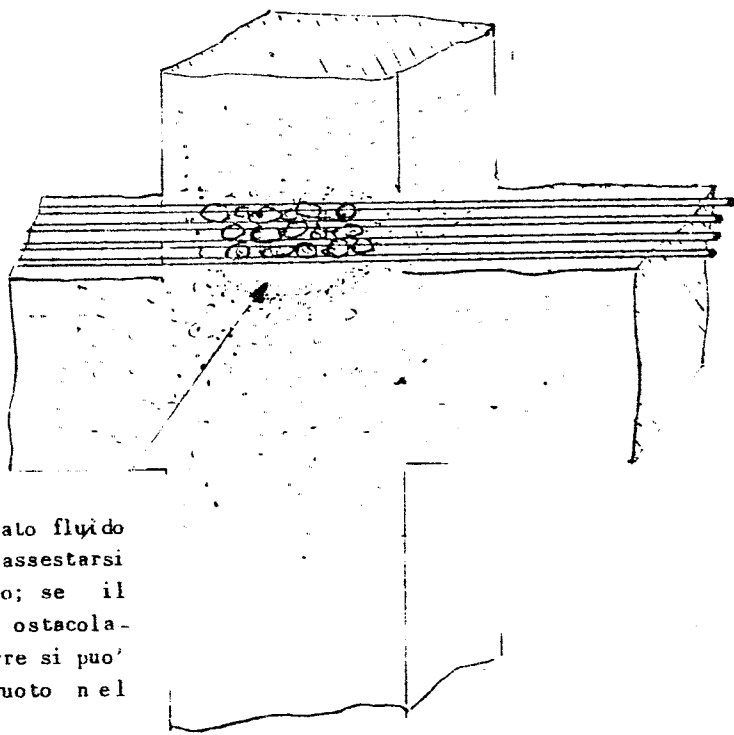


Fig. 4-11

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.

4.3 2 - Armature costituite solo da barre diritte.

Superano una buona parte di queste difficoltà i sistemi più semplici di armatura, adottati specialmente all'estero, costituiti da ferri diritti disposti solo superiormente ed inferiormente e collegati da staffe. Essi però non sono soddisfacenti per quanto riguarda l'assorbimento delle sollecitazioni di trazione derivanti dal taglio; che non può essere completamente assorbito localmente dalle sole staffe, e presentano difficoltà pratiche di posizionamento e di ancoraggio delle barre inferiori che s'interrompono lungo la trave per seguire l'andamento decrescente del diagramma dei momenti flettenti positivi (*).

A prescindere da questi inconvenienti, l'adozione di tali sistemi è giustificata, sotto il profilo economico, nei Paesi in cui è più basso il valore del rapporto tra costo del materiale (acciaio) e costo della mano d'opera, includendo in questa anche quella a livello direzionale, che diminuisce con la semplicità del sistema adottato (**).

Comunque, al diminuire, anche presso di noi, di questo rapporto, appare chiara l'opportunità di prendere in considerazione questi sistemi più semplici di armatura, purché, assicurino una completa efficienza statica.

(*) D'altra parte se le barre inferiori si assumono filanti lungo tutta la trave si ha agli estremi una esuberanza di armatura in relazione all'assorbimento delle caratteristiche flessionali.

(**) È di difficile e forse soggettiva, soluzione il problema economico di stabilire le condizioni che rendono conveniente un sistema rispetto all'altro.

È importante l'osservazione che essi sono certamente più opportuni nel caso di una lavorazione artigianale perché riducendo il grado di precisione svicolano il manufatto finale dalle più probabili deficienze di lavorazione di una mano d'opera saltuaria e meno qualificata. In definitiva le soluzioni più semplici (anche se apparentemente e per poco ancora più costose) realizzano maggiore celerità di esecuzione diminuzione di ingegno tecnico ad ogni livello e come risultato finale maggiori garanzie di una buona esecuzione.

Al lume di tutte queste considerazioni appare soddisfacente la disposizione proposta (*) dalle figure 4-8 L e 4-13 L costituita solo da barre diritte piegate a squadro agli estremi. Essa in sostanza raggiunge lo scopo di eliminare ogni vincolo rigido che leghi la posizione delle armature superiori con quella delle armature inferiori (fig. 4-9).

Del resto l'aumento delle quantità di acciaio impiegato è modesto specie se considerato percentualmente rispetto al fabbisogno totale di un edificio ed è comunque certamente minore di quanto non possa risultare da un semplice computo di pesi. Infatti nel pieno rispetto dei calcoli statici, si ha con questa soluzione la possibilità di disporre aree metalli che resistenti esattamente corrispondenti a quelle richieste a flessione sia dai momenti positivi (barre inferiori) che dai momenti negativi (barre superiori) e dal taglio (barre di parete e staffe) eliminando quegli sprechi di progetto che sono inevitabili in caso di interdipendenza delle armature superiori ed infe

(*) MICHELE PAGANO "Una più semplice disposizione dei ferri nelle travi in cemento armato" Rivista Ordine Ingegneri di Napoli 1963.

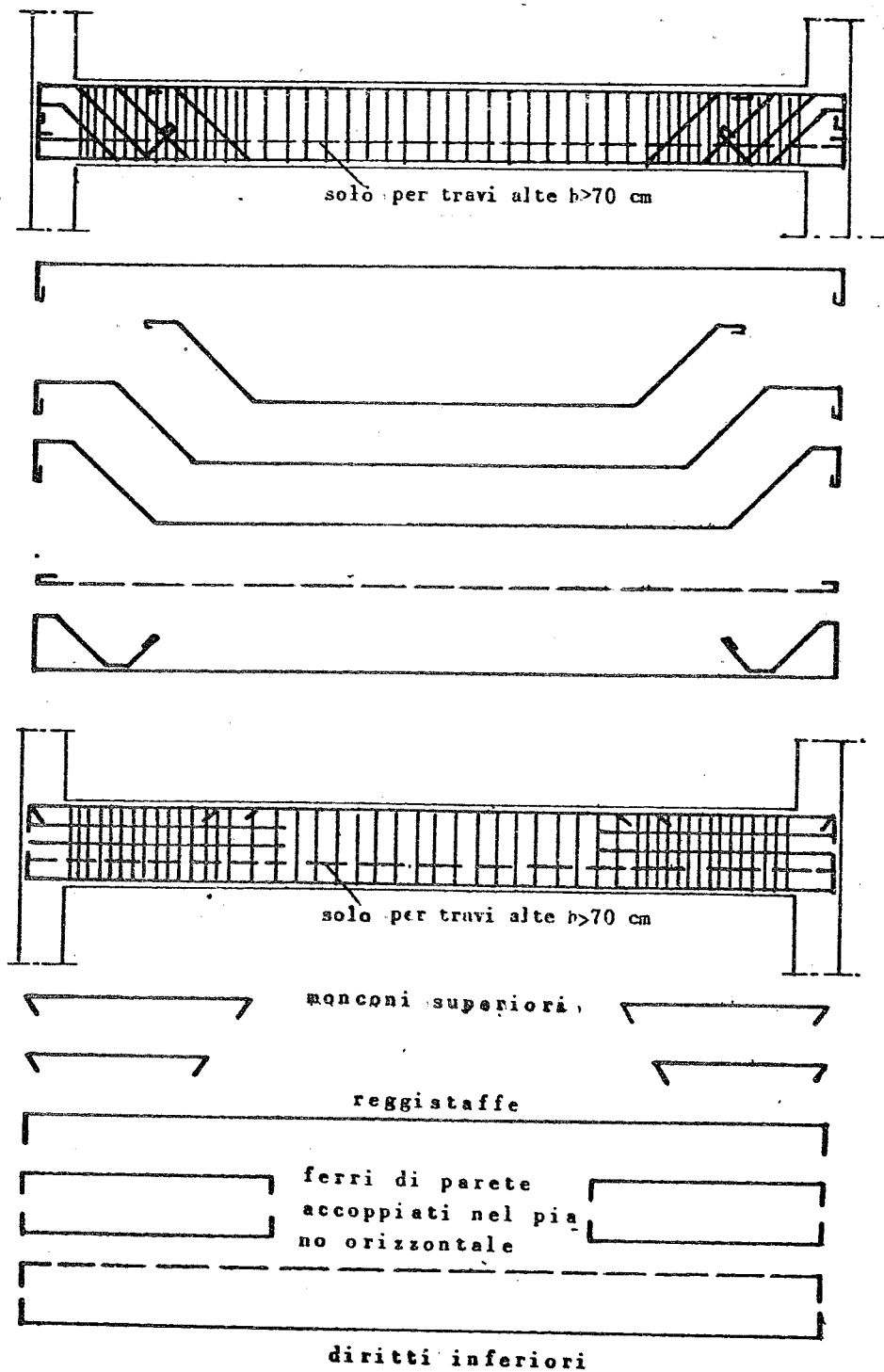


Fig. 4-13 a), b)

riori. Inoltre, la riduzione delle lunghezze massime delle barre e la presenza di numerose barre corte, conseguente alla eliminazione dei sagomati, comporta una diminuzione degli sprechi dovuti, nel sistema tradizionale, alle differenze tra le lunghezze delle barre utilizzate e le lunghezze commerciali.

E' in corso un'adeguata sperimentazione di questo sistema, dalla quale si spera di trarre risposta soddisfacente a tutti gli interrogativi statici che esso puo' porre; in attesa, le barre inferiori (fig. 4-8 e 4-13 L), corrispondenti all'area necessaria in mezzeria, hanno tutte la lunghezza della luce libera piu' lo spessore dei due pilastri adiacenti e si ancorano a squadro, in corrispondenza della faccia del pilastro non adiacente alla campata servita (fig. 4-8).

I ferri superiori, disposti per assorbire gli sforzi di trazione derivanti da momenti negativi, sono realizzati con barre diritte che interessano l'intero spessore del pilastro e si prolungano nelle due campate adiacenti in modo tale che il piu' lungo di essi abbia l'intero ancoraggio in zona compressa (figura 4-14) ed i successivi vadano al di la' della sezione in cui sono richiesti dal calcolo, di un tratto sufficiente per l'ancoraggio. Ad eccezione dei reggi staffe, che sono continui, tutte le barre superiori hanno lunghezze variabili a scalare, secondo quanto richiesto dalla necessita' di ricoprire il diagramma del momento, oltre un idoneo ancoraggio.

E' opportuno inoltre, non cedere per il momento alla tentazione di eliminare anche l'uncinatura terminale, nel caso che le barre di acciaio siano ad aderenza migliorata. Infatti la uncinatura terminale

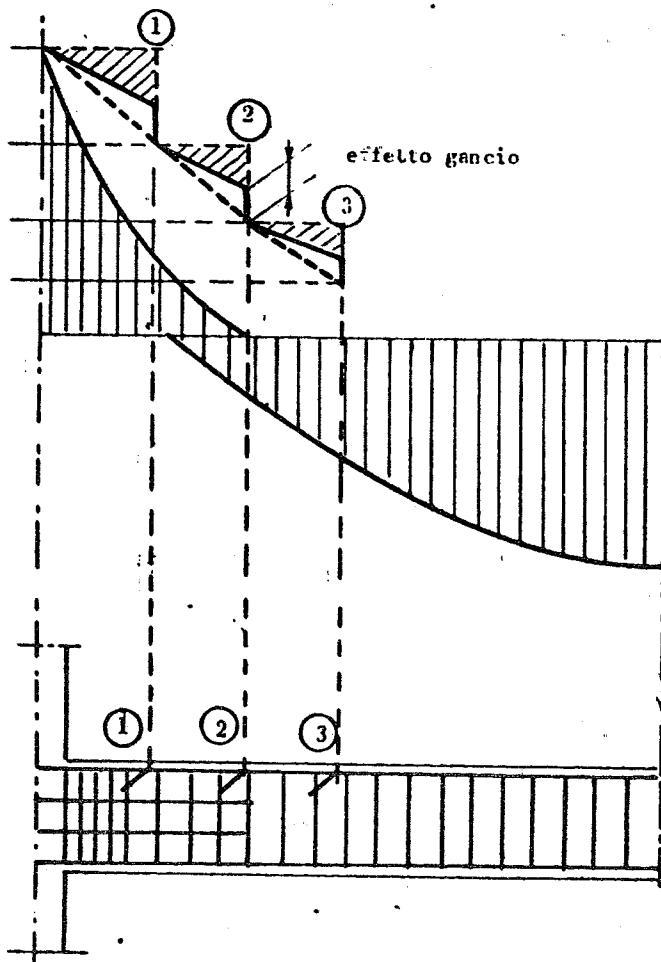
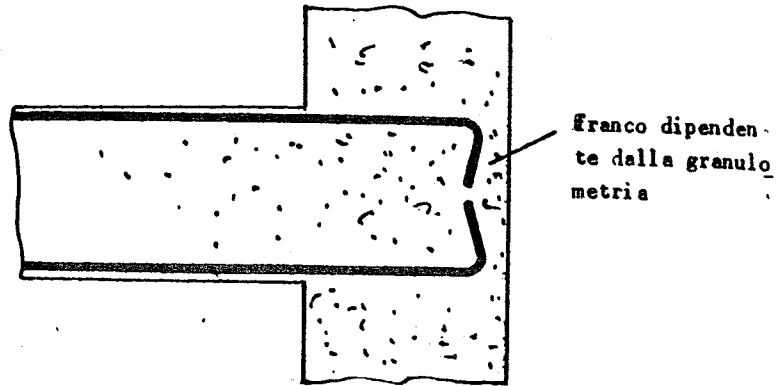


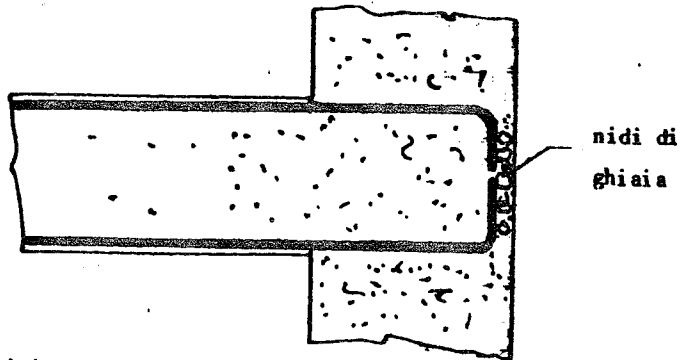
Fig. 4-14

realizzata con piegatura a squadra e' opportuna in ogni caso perche' va ad interessare il nucleo piu' interno del conglomerato della trave, il che e' indispensabile per barre poste in prossimita' della superficie esterna della trave, dove non si puo' garantire la assenza di difetti essendo il conglomerato piu' esposto agli agenti esterni.

Puo' essere adottata in particolare la forma indica



a) disposizione corretta dei ganci



b) disposizione errata

Fig. 4-15

ta in fig. 4-15 che consente, con una semplice lavorazione, un minor ostacolo al costipamento del conglomerato e la unificazione completa di tutte le barre.

L'assorbimento del taglio e' affidato alle staffe ed ai ferri (di parete) disposti ad altezza intermedia, opportunamente diffusi lungo la parete (*). Anche le barre superiori ed inferiori, esuberanti a flessione, possono essere chiamate ad assorbire il taglio, ma solo se e in quanto esuberanti e per l'aliquota di area che competerebbe alla zona da loro direttamente servi-

(*) Una disposizione ideale dovrebbe creare, con le staffe ed i ferri di parete, una rete a maglie quadrate.

ta: cio' secondo il criterio di rinunciare alla possibilita' di provvedere solo con poche barre, concentrate in alcuni punti, all'assorbimento (globale) del taglio agente uniformemente nella sezione (*).

L'area delle staffe e dei ferri di parete si determina ispirandosi al criterio di assorbire le tensioni principali di trazione, il che porta, come e' noto, alla seguente formula che fornisce l'area metallica resistente per unita' di lunghezza sia in orizzontale (staffe) che in verticale (ferri di parete):

$$a_f = \frac{I}{\alpha h^* \sigma_f} \quad \text{cm}^2 \quad \text{cm}^{-1} \quad . \quad (\text{con } \alpha \geq 1)$$

La relazione e' valida sia per le staffe che per i ferri di parete: l'area totale di ferri orizzontali di parete vale pertanto:

$$A_p = \frac{I}{\sigma_f} \quad . \quad (\text{avendo posto } h^* = h \text{ e } \alpha = 1)$$

Le esperienze sembrano suggerire che nelle suddette formule il coefficiente α potrebbe assumersi anche maggiore di uno. Tuttavia e' opportuno, in attesa che la bibliografia diventi pacifica ed uniforme, riferirsi al limite inferiore ($\alpha = 1$).

Per chiudere questo argomento si vuole infine far presente che, con riferimento alle azioni esterne, il sistema di armatura con "ferri diritti" si presenta particolarmente vantaggioso quando, per la presenza di

(*) Un siffatto assorbimento globale con poche barre non distribuite, per realizzarsi effettivamente, richiederebbe la preventiva profonda fessurazione delle zone non armate (o armate insufficientemente) in modo che le bielle di conglomerato intervengano secondo il solito meccanismo.

numerose condizioni di carico, i momenti, e talora anche i tagli, assumono in piu' sezioni valori di segno opposto, il che avviene, ad esempio, nelle ossature di edifici posti in zona sismica.

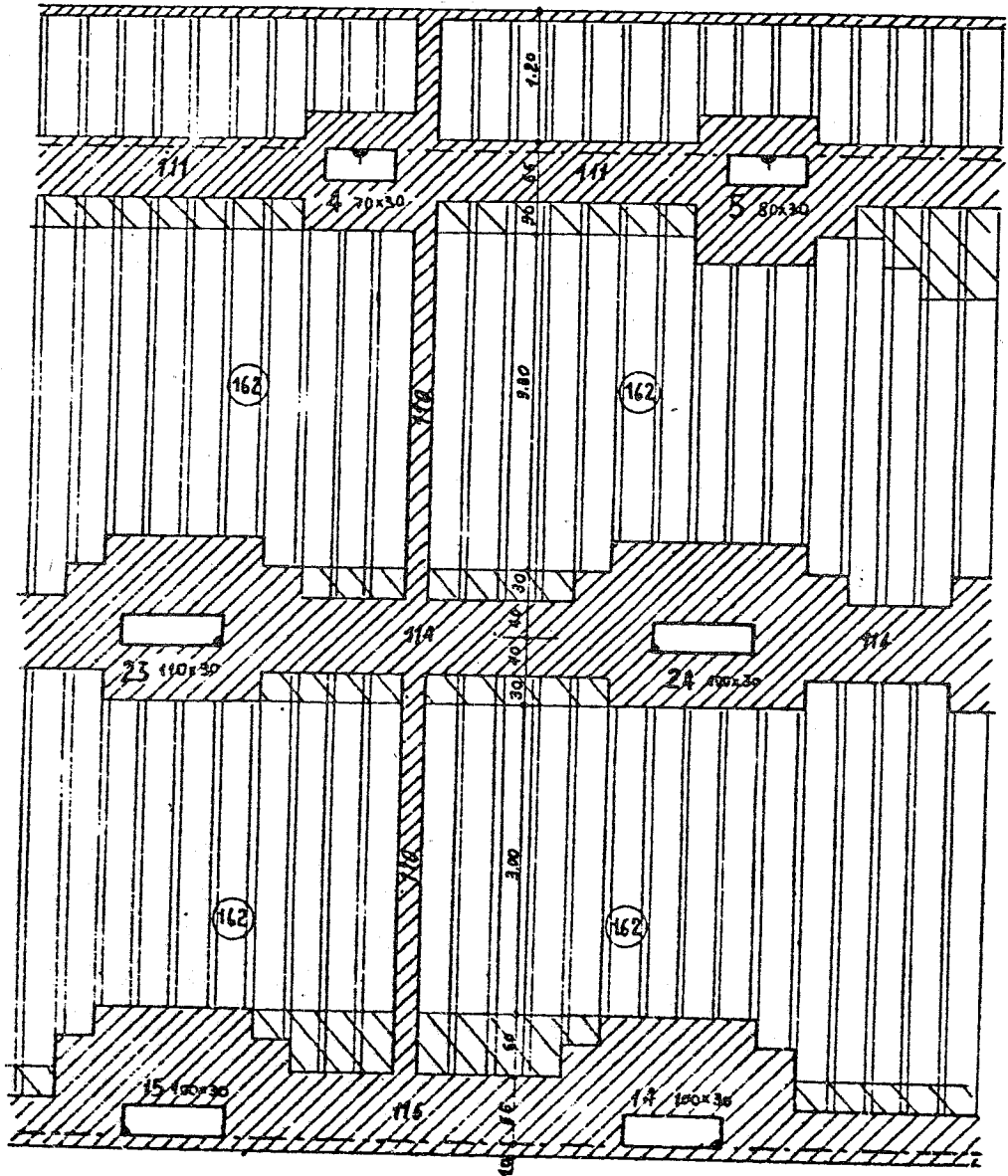
Inoltre particolari vantaggi si hanno nel caso di schemi strutturali geometricamente complessi quali, ad esempio, i reticoli di travi (graticci, cassettonati, solai rovesci di fondazione); in numerosi incroci la flessibilita' del sistema si dimostra molto utile.

4.4 - Travi a spessore .

Passiamo ora a descrivere la morfologia delle travi a spessore. Giova subito dire che per esse, appare, almeno per il momento, piu' opportuno adottare solo l'armatura tradizionale con barre sagomate; essendo in genere ridotti gl'inconvenienti (gia' enunciati per le travi emergenti e dipendenti da limitazioni della larghezza) che determinano la preferenza di un sistema con ferri diritti.

Per una trave di spina la pianta si presenta come in fig. 4-16; la larghezza e' variabile in funzione dell'andamento del momento flettente; se il solaio portato dalla trave e' misto a laterizi, la larghezza varia con discontinuita' in funzione delle dimensioni (in pianta) dei singoli blocchi.

Le barre che costituiscono l'armatura longitudinale si dispongono, ravvicinate tra loro, in corrispondenza della congiungente gli assi dei pilastri (asse della trave), in modo che, possibilmente, tutte le barre siano contenute in una larghezza pari alla dimensione



trasversale del pilastro (*); la larghezza della staffa che abbraccia le barre longitudinali e' quindi somma dei loro diametri e degli interferri prescritti.

Non e' affatto opportuno distribuire uniformemente le barre su tutta la larghezza della trave quando questa e' piu' grande della dimensione del pilastro; anzi conviene, se mai, incrementare il diametro delle singole barre, pur di ridurre la larghezza della staffa nei limiti su indicati.

Tale disposizione e' consigliata dal fatto che il flusso delle tensioni osservanti alla flessione e dal taglio, interessa principalmente le fibre della trave che intersecano il pilastro, e cio' specialmente in prossimita' dei pilastri stessi dove, sono maggiori gli effetti del taglio. Infatti, se alla trave a spessore si pensa di pervenire attraverso la progressiva riduzione dell'altezza dell'anima di una trave emergente, si comprende piu' facilmente che il taglio, in particolare, e' trasmesso dalla trave al pilastro in massima parte attraverso il lato del pilastro normale all'asse della trave. In regime parzializzato, esso e' trasmesso dalle armature metalliche (sagomate e diritte) che cuciono al pilastro la sezione trasversale di attacco della trave al pilastro stesso. Alla parte centrale della trave a spessore e' essenzialmente affidata, cioè, la funzione di resistere al taglio, mentre, anche alle fasce laterali esterne al pilastro, e' affidata, sia pur in misura sempre decrescente, la funzione di assorbire lo sforzo di compressione, derivante dalla flessione, a guisa di suola di una trave ideale a T.

(*) Al piu' incrementata dello spessore della trave.

Volendo disporre l'armatura anche nelle fasce che eccedono la larghezza del pilastro, occorre disporre su questo un'armatura suppletiva trasversale, capace di riportare al pilastro stesso l'aliquota di sforzo tagliante che compete, presumibilmente, alle barre esterne al pilastro. Anche empiricamente e' pero' intuitivo che queste armature metalliche esterne, essendo piu' lontane, sono meno sollecitate di quelle centrali che s'innestano direttamente nel pilastro (*).

Anche nel caso che la trave sia di sponda, lo stesso ragionamento, per il quale alla sezione trasversale della trave a spessore si perviene riducendo progressivamente l'altezza dell'anima di una trave emergente ad L, consiglia di disporre le armature in modo da intersecare la sezione di attacco della trave al pilastro.

A vantaggio di statica, la verifica della resistenza della sezione corrente andrebbe fatta a flessione deviata, cosi' come e' prescritto per una trave ad L isolata, considerando cioe' "collaborante con la striscia centrale, larga quanto i pilastri, una zona piena laterale larga sei volte lo spessore del solaio stesso. Tenendo pero' conto del vincolo trasversale alla

(*) La legge di distribuzione trasversale dei momenti e dei tagli e' paragonabile qualitativamente a quella che si attribuisce in un solaio a "fungo" alla trave ideale che s'individua nella soletta. Il criterio di distribuire trasversalmente l'armatura in tutta la larghezza trova, forse, giustificazione nella sensazione, che si riceve da un esame della pianta della carpenteria, che le zone esterne della trave siano sguarnite di armatura. In realta' tali zone, in senso trasversale, partecipando allo schema statico del solaio sono dotate di armature trasversali, determinate nell'ipotesi che l'appoggio del solaio sia ubicato in asse alla trave a spessore. Quindi la suddetta sensazione non corrisponde ad una effettiva deficienza.

deformazione, costituito dal solaio, appare sufficiente una verifica a flessione retta lasciando ferma la estensione su indicata per la suola collaborante. Per le travi perimetrali intervengono anche problemi di impianti tecnici. La disposizione delle armature in una striscia ristretta adiacente al perimetro dell'edificio, facilita la realizzazione di fori per il passaggio dei servizi verticali che siano ubicati in adiacenza al perimetro interno del compagno perche' non interferirebbero con il fascio delle barre di armatura. Se le dimensioni dei fori non sono molto grandi, non occorre una apposita verifica statica della trave ma basta disporre spezzoni di armatura (intorno ai fori) meccanicamente equivalente all'area resistente di conglomerato che viene a mancare

4 - 5 - Il calcolo di verifica delle travi.

4.5.1 - Introduzione.

Per la verifica delle travi i ragionamenti sono del tutto analoghi a quelli gia' svolti in precedenza per i solai; qualche piccola differenza e' imposta dalla diversa funzione di questo elemento strutturale.

Si procede anche qui alla creazione di schemi limite che racchiudano la fascia in cui e' contenuto il comportamento reale. La "schematizzazione" e' come in precedenza, un "operatore" che consente di effettuare la verifica della struttura: la trave inflessa e lo schema base per il quale occorre innanzitutto individuare tutte le condizioni di vincolo e di carico che si de-

terminano durante il procedimento costruttivo, dallo atto della esecuzione dell'impalcato, al quale le travi appartengono fino alla messa in servizio dell'opera. I limiti di tali vincoli e carichi individuano i limiti stessi della schematizzazione ovvero la " fascia" che essi racchiudono.

4.5.2 - Primo schema limite.

All'atto del disarmo (*) la trave deve spesso essere già in grado di sopportare il peso proprio delle strutture del piano superiore.

In questa fase costruttiva, il conglomerato delle membrature del piano superiore (pilastri, travi e solette) ha caratteristiche meccaniche minori di quelle della trave in oggetto, a causa della più giovane età. Inoltre i pilastri del piano inferiore ai quali si ancora la trave non sono ancora sottoposti allo sforzo normale definitivo, bensì ad un valore così piccolo da potersi ritenere praticamente nullo; di modo che i pilastri, essendo soggetti solo a flessione, facilmente si parzializzano.

In definitiva tutte le strutture superiori ed i pilastri inferiori hanno, in questa fase, rigidità molto minori di quelle finali. Il primo schema limite può quindi configurarsi assumendo nulla la rigidità

(*) Il disarmo dovrebbe aver luogo non prima di ventotto giorni dal getto; l'uso di cementi ad alta resistenza consente oggi di anticipare anche di molto tale operazione.

di tutte le strutture a cui e' collegata la trave e supponendola sottoposta al peso proprio della trave stessa e del solaio che essa sostiene, sia del piano che si considera che del piano superiore, nonchè della cassaforma che sostiene quest'ultimo. Può facilmente controllarsi che generalmente questo carico e' dell'ordine di grandezza di quello totale che in condizioni di servizio grava ad un sol piano sulla trave stessa.

Allora il primo limite della fascia e' lo schema di trave continua su appoggi semplici (ovvero con tutti i pilastri privi di rigidita' flessionale) sottoposta al carico totale di servizio (fig. 4-17 c) e d).

Passiamo ora alla fase di servizio, la schematizzazione su indicata si conserva aderente al vero con ottima approssimazione per le travi dei piani superiori, perche' in sommita' dell'edificio i pilastri sono in genere piuttosto sottili e quindi molto deformabili.

Lo schema limite di trave continua su semplici appoggi, sottoposta ai carichi di servizio, diventa quindi valido per le travi di tutti i piani, dall'esecuzione alla fase di servizio. Eliminando l'aggettivo totale "si e' allargata la "fascia" perche' i sovraccarichi accidentali, in quanto tali, debbono disporsi in tutte le possibili posizioni.

Si considerano qui noti i metodi di calcolo della trave continua. Nel caso di numerose campate, per ridurre la laboriosita' di calcolo, dipendente dal considerare tutte le possibili disposizioni del sovraccarico si può procedere in via approssimata, nel modo seguente. Si considera dapprima lo schema con sovrac-

10 M. PAGANO Teoria degli edifici.

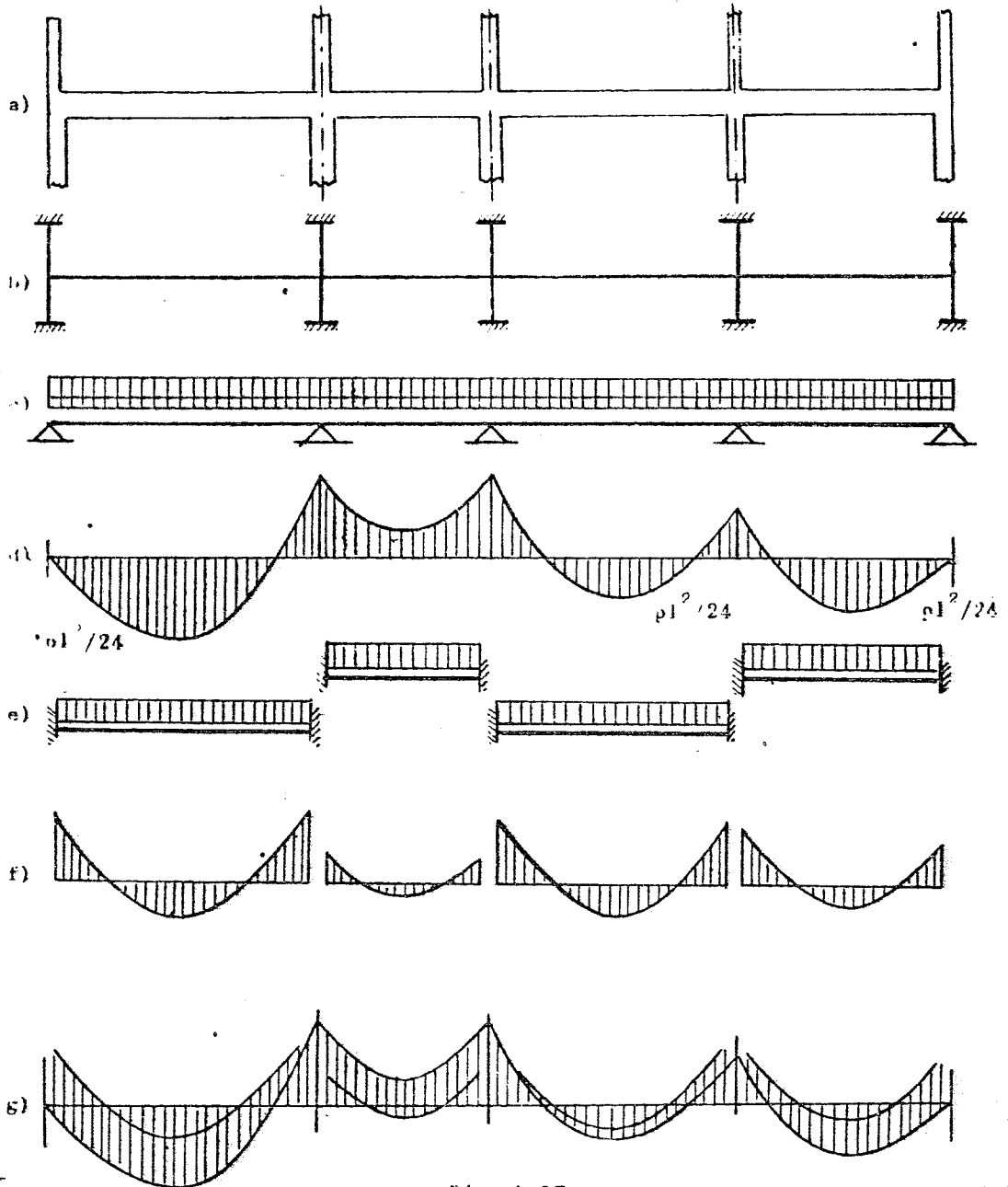


Fig 4-17

carico esteso a tutte le campate e lo si assume valido per la determinazione dei massimi momenti negativi (*).

Per la determinazione del massimo positivo nella campata generica si aggiunge al valore del momento positivo relativo allo schema innanzi considerato (con sovraccarico su tutta la campata), il valore $p_j l_j^2 / 24$, essendo p_j il sovraccarico utile nella campata j ed l_j la sua luce (valutata tra gli assi dei pilastri del piano piu' alto). Questo criterio sarebbe rigoroso solo per la campata intermedia di una trave (ideale) continua costituita da infinite (numerosa) campate tutte eguali tra loro, sottoposte a valori eguali dei sovraccarichi utili. Esso e' invece generalmente approssimato per eccesso nel caso di un numero finito di campate, anche diseguali, e, in particolare, per le campate di estremita' (fig. 4 17 a)).

Comunque, nella mezzeria di una qualsiasi campata intermedia e' conveniente controllare, alla fine che il momento positivo non sia in ogni caso inferiore a $q_i l_i^2 / 18$, q_i essendo il carico totale agente su tale campata i . Questo ulteriore allargamento della fascia corrisponde alla possibilita' che la schematizzazione di trave continua cada in difetto a causa di fenomeni che pregiudichino la continuita' stessa del materiale (quali fessurazioni dovute a ritiro, a variazioni termiche, a riprese di getto male eseguite alla stessa parzializzazione e cosi' via). L'impossibilita' di valutare con esattezza l'influenza di tali fenomeni in-

(*) In via approssimata si puo' ritenere che l'incremento corrispondente alle disposizioni di sovraccarico che forniscono il massimo teorico equivalga al decremento che corrisponde alla spuntatura del diagramma a filo dei pilastri.

duce a limitare nelle mezzerie effetti troppo sentiti della ipotesi di "continuità" che contiene implicitamente anche quella della "integrità" strutturale della trave (fig 4-17 d)).

4 5 3 Secondo schema limite

Per la individuazione dell'altro schema con il quale delimitare la fascia, nella quale sono comprese le effettive sollecitazioni, si considerano quelle fasi della costruzione e quelle zone dell'edificio per le quali la rigidità dei pilastri risulta più elevata, il che avviene, ovviamente ai piani inferiori di edifici alti ed in condizioni di servizio. Tale rigidità, in contrapposizione al primo limite, si considera molto maggiore di quella delle travi, sia in fase costruttiva che di servizio; le travi peraltro nel tratto di intersezione con il pilastro non possono più considerarsi con la loro sezione trasversale corrente bensì con sezione avente convenzionalmente rigidità infinita.

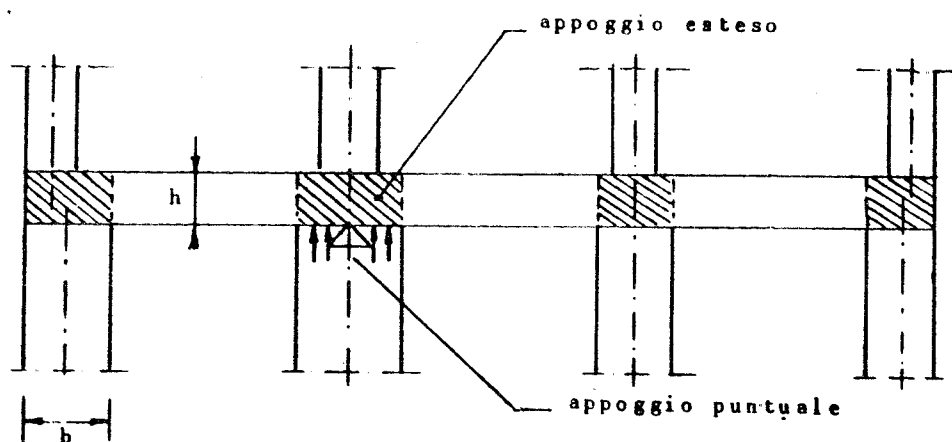


Fig. 4-18

Ai piani inferiori, infatti, i pilastri hanno dimensioni notevoli in rapporto alle luci delle travi e quindi, alla ipotesi di appoggi **puntuali** relativi al primo schema limite di trave continua, si sostituisce al limite opposto, quella di vincoli **estesi** di larghezza pari a quella dei pilastri (fig. 4-18).

Una schematizzazione a **"telaio con aste rettilinee a sezione costante"** cadrebbe quindi in difetto e si dovrebbe considerare invece un **"telaio con pilastri estesi e con traversi a sezione variabile"** con tratti di estremità di inerzia molto maggiore del tratto di mezzeria.

Possono superarsi le difficoltà connesse con la analisi di un siffatto schema, osservando che esso si comporta, al limite, come se il traverso fosse scisso in singole campate, separate tra loro ed incastrate perfettamente agli estremi, di luce pari alla distanza (netta) tra i fili interni dei pilastri.

Si è pervenuti così al secondo schema limite (contrapposto al primo di trave continua): ovvero allo schema di **campate separate perfettamente incastrate** che non costituisce, quindi, un criterio semplicistico, ma il risultato logico di un esame critico, condotto al limite, del comportamento della struttura reale; limite dello schema di telaio con aste a sezione variabile, con nodi rigidi ed estesi e pilastri molto rigidi (*) (fig. 4-17 e) ed f)).

(*) Si osservi in particolare che per campate di piccola luce comprese tra campate di luce più grande, questo secondo limite comporta per il momento in mezzeria un valore positivo, che è invece assente nello schema di trave continua. Ciò avviene ad esempio, per la seconda campata dello schema della fig. 4-18 dove il valore del momento in mezzeria positivo è pari a $ql^2/24 < ql^2/18$ che si è assunto come limite positivo.

Si osservi ancora che per edifici bassi (due o tre piani), i pilastri non assumono mai rigidità elevate ed il secondo schema limite non ha ragione di esistere.

4.5.4 - Conclusioni.

Gli schemi limite innanzi indicati racchiudono tutti gli schemi statici ai quali ogni trave puo' essere ricondotta ai vari piani dell'edificio e definiscono quindi la "fascia" flessionale gia' piu' volte menzionata (fig. 4-17'g)).

Si ricorda che tutto cio' e' valido solo per edifici, per i quali siano prevalenti i carichi verticali e siano modesti i valori di eventuali carichi orizzontali, ovvero questi siano affidati ad apposite strutture di controvento di rigidita' molto piu' elevata dell'ossatura nuda (pareti sismiche o di controvento). Le schematizzazioni assunte sono invece insufficienti quando carichi orizzontali elevati devono essere assorbiti dall'insieme delle travi e dei pilastri ("telai"). Lo studio delle travi si riconduce allora a quello di un telaio spaziale, irrigidito ad ogni piano dai solai, che costituiscono diaframmi rigidi (*).

5- PILASTRI.

5.1 - Premessa.

Vale anche qui la ormai solita osservazione che non avrebbe senso un esame statico dei pilastri avul-

(*) Si esaminera' nel quarto volume come e' possibile affrontare il calcolo di questo schema spaziale considerato unitariamente o spezzato in telai piani. Si considerera' anche il caso in cui sono irrigidite alcune maglie dei telai con pannelli pieni oppure con diagonali, il caso cioe' di "pareti rigide" particolarmente adatte ad assorbire forze orizzontali.

si dallo schema complessivo dell'edificio.

Infatti i valori dello sforzo normale, del momento flettente (in due direzioni), del taglio e del momento torcente dovrebbero determinarsi tenendo conto che essi fanno parte di una struttura spaziale. Tuttavia nel seguito, per edifici sottoposti prevalentemente a carichi verticali, si determineranno separatamente, attraverso fasce di opportuna ampiezza, le singole caratteristiche della sollecitazione (*).

3.2 - Considerazioni sull'analisi dei carichi.

Consideriamo innanzitutto lo sforzo normale, che e' indubbiamente la caratteristica fondamentale per i pilastri di usuali edifici, che abbiano un numero limitato di piani (non superiore a 7-8) e che non si trovino in zona sismica o particolarmente ventosa.

Si suppone valida l'ipotesi (limite) che il piano di posa sia (infinitamente) rigido e che quindi gli appoggi restino allo stesso livello negli schemi gia indicati per il calcolo dei solai e delle travi. Potrebbe sembrare, a prima vista, ovvio che lo sforzo assiale nei pilastri debba ottenersi sommando le reazioni di tali appoggi cioe', per gli schemi dei solai

.....
./.. Dal calcolo di telaio spaziale, generalmente suddiviso in tanti piani, si ottiene allora il regime di momenti, tagli e sforzi normali nelle travi e nei pilastri.
.....

(*) Il caso di edifici sottoposti a prevalenti carichi orizzontali (in zona sismica o notevolmente ventosa) sara' trattato nel quarto volume.

e delle travi, i tagli che ad ogni piano trasmettono ai pilastri. Un approfondimento del problema porta invece a conclusioni diverse; infatti, sia sotto l'aspetto della sicurezza, che della convenienza, e' piu' opportuno che l'analisi dei carichi sui pilastri segua un binario indipendente.

Per renderci conto di cio' procediamo innanzitutto ad un esame critico dei vari carichi (verticali) che gravano sui pilastri

a) Il peso proprio dei solai e' in genere sufficientemente definito sia in valore che in distribuzione (praticamente uniforme). Puo' uniformizzarsi anche il peso dovuto ad eventuali travetti di ripartizione e, si puo' invece tener conto separatamente di eventuali fasce piene o semipiene adiacenti alla trave, attribuendone il peso alla trave stessa (*).

(*) Si puo' ad esempio in via approssimata (in genere per difetto) considerare, come indicato in figura, due volte il peso del volume di intersezione del solaio con la trave (ovvero sia nella valutazione del peso del solaio che di quello della trave).

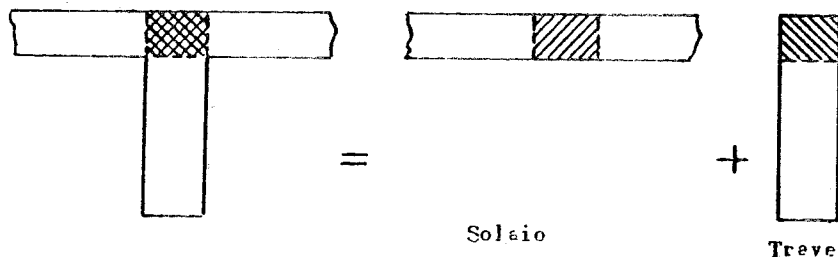


Fig. 5-1

b) I sovraccarichi permanenti corrispondenti al pavimento, all'intonaco e analoghi sono anch'essi praticamente distribuiti uniformemente e facilmente valutabili.

I relativi pesi unitari vanno però effettivamente determinati volta per volta con attenzione, perché possono variare entro limiti molto ampi: ad esempio, il peso di un pavimento oscilla tra un minimo di $50-60 \text{ kgm}^{-2}$ (se di legno o gomma, compreso il sottofondo) ad un massimo di $120-130 \text{ kgm}^{-2}$ (se di marmo, compreso sempre il sottofondo); anche il peso unitario dell'intonaco dipende dalla sua qualità e spessori ($25 \div 50 \text{ kgm}^{-2}$).

c) I carichi corrispondenti ai tramezzi, in un edificio per civili abitazioni, sono invece concentrati secondo linee disposte in modo molto variabile. Il loro contributo, se considerato distribuito convenzionalmente sull'area di solaio che li sostiene, è variabile in limiti molto ampi.

Ad esempio, per un pilastro di angolo raramente esiste un contributo di carico fornito dai tramezzi ed il carico convenzionale corrispondente è quindi nullo. Viceversa, nelle zone dei servizi si hanno addensamenti dei tramezzi che possono equivalere anche ad un carico distribuito di 300 Kg m^{-2} . Il carico convenzionale distribuito, corrispondente ai tramezzi, può cioè variare tra 0 e 300 kgm^{-2} .

Nella normativa italiana si trovano in proposito alcune disposizioni che consigliano, nel caso che i tramezzi non siano ben definiti in pianta, di adottare un valore uniformemente distribuito di 100 kgm^{-2} . Questa disposizione non può però considerarsi vali-

da per l'analisi dei carichi sui pilastri, ma solo per il calcolo dei solai, per i quali ha evidentemente lo scopo di semplificare lo schema di carico. In questo ultimo caso essa e' accettabile anche se l'entita' effettiva del carico dei tramezzi e' localmente maggiore, perche' interviene in compenso il sovraccarico utile che, nel calcolo dei solai, va disposto con il suo massimo valore nelle posizioni piu' sfavorevoli. In definitiva il carico dei tramezzi, valutato in 100 Kg m^{-2} , con il sovraccarico utile ed i pesi propri costituisce per il solaio uno "schema convenzionale" di carico che ha il duplice scopo, da un lato, di rendere il solaio idoneo a sopportare le reali sollecitazioni (corrispondenti cioe' all'effettiva condizione di carico) e, dall'altro lato, di rendere ragionevolmente semplice il procedimento di calcolo.

Per la valutazione del carico assiale sui pilastri occorre, invece, procedere ad una realistica ed effettiva valutazione dei pesi, separati dal sovraccarico utile, con un diverso criterio di associazione. Il peso dei tramezzi va considerato nella sua effettiva entita' mentre l'entita' del sovraccarico utile, intervenendo ai vari piani di una stessa verticale, va invece assunta in base a considerazioni probabilistiche.

d) Il sovraccarico utile accidentale, negli schemi di calcolo del solaio, si assume di $200 \div 250 \text{ kg m}^{-2}$; ma questo valore, in realta', puo' raggiungersi solo occasionalmente ed in limitate zone del solaio e deve essere ridotto quando occorra determinare il carico che effettivamente grava sui pilastri. Sul solaio, occasionalmente e localmente, possono agire anche sovraccarichi maggiori di quello indicato dovuti, ad esem-

pio, ad un particolare arredamento (armadi, cassaforti) oppure a riunioni (Balli, funerali) ed e' giusto che si tenga conto nel calcolo di ogni solaio di un sovraccarico uniforme generale di $200 \div 250 \text{ kgm}^{-2}$ (*). Ma tali eventualita' non possono di certo sussistere contemporaneamente su tutta l'area di ogni singolo piano e contemporaneamente a tutti i piani, proprio in considerazione della accidentalita' temporale e spaziale.

Sono interpreti di tali considerazioni le stesse istruzioni del C.N.R., che suggeriscono progressive riduzioni in verticale per la determinazione del carico sui pilastri e sulle fondazioni. Esse consigliano di assumere per gli ultimi due piani il valore totale del sovraccarico e di apportare progressivamente riduzioni dal 10 al 50% per i cinque piani sottostanti, mantenendo poi costante la riduzione del 50% per tutti gli altri piani inferiori. Per un piccolo numero di piani la riduzione che si ottiene e' piccola, ma, per un elevato numero di piani, il sovraccarico medio si riduce quasi alla meta' del sovraccarico totale.

e) In conclusione, da tutto quanto detto, resta accertato che i carichi adottati in precedenza, per il

(*) Per tener conto delle disuniformita' dei sovraccarichi su descritti e dei tramezzi sono prescritte per il solaio armature di ripartizione trasversale, in grado di "ripartire" punte locali anche molto piu' grandi dei valori uniformi considerati.

Appare cosi' di nuovo evidente che il sovraccarico utile ripartito di $200-250 \text{ kgm}^{-2}$ (oltre 100 di tramezzi) rappresenta solo una ipotesi "convenzionale" di carico atto a conferire al solaio una robustezza adeguata a sopportare le effettive distribuzioni di carico, senza incidere eccessivamente sulla laboriosita' del calcolo.

calcolo delle strutture orizzontali, non corrispondono affatto a quelli effettivi, perche' del tutto convenzionali e validi solo per la loro verifica e che l'approssimazione e' giustificata dalla semplicita' di calcolo che ne deriva e dal fatto che i solai, cosi' calcolati, risultano idonei a sopportare le disparate condizioni di carico che vi gravano effettivamente .

Per l'analisi dei carichi sui sostegni verticali, la probabilita' di presenza dei singoli pesi e sovraccarichi e' del tutto diversa ed occorre tener conto innanzitutto dei pesi propri e dei sovraccarichi fissi, con la migliore approssimazione possibile, mentre, nello stesso spirito, i sovraccarichi utili possono essere progressivamente ridotti.

f) Considerazioni analoghe valgono per gli altri carichi che insistono sulle travi. Ad esempio, il carico dovuto ai muri di compagno, si considera uniformemente distribuito negli schemi utilizzati per il loro calcolo, prescindendo cioe' da riduzioni per vuoti, e da incrementi locali, dovuti, ad esempio, ad irregolarita' della pianta. Cosi' pure si uniformizza, generalmente, il carico corrispondente a balconi di forma variabile capricciosamente in pianta. Talora si incrementano opportunamente carichi concentrati o dissimmetrici, quando si introducono nello schema di calcolo della trave che li porta. In questo stesso spirito carichi agenti solo su alcuni tratti della luce si uniformizzano e si maggiorano con criteri che tengono solo conto della finalita' (dello schema in cui vengono introdotti) di servire alla verifica flessione tagliente della trave. Infatti lo schema, come si e' detto, e' un operatore o meglio uno strumento flessibile nelle mani

del progettista.

In conclusione ancora una volta si riconosce che si tratta di schemi convenzionali di carico spessopiu gravosi, a vantaggio di statica, di quelli effettivi aventi solo lo scopo operativo di determinare un regime di momenti flettenti e tagli, che sia valido per la verifica della trave.

Queste approssimazioni non sono piu' tollerabili quando occorra valutare lo sforzo normale dei pilastri. Ne basterebbe a tale fine rettificare solo le suddette analisi dei carichi, affrontando l'assurdo aggravio di tempo che corrisponderebbe ad adottare schemi di carico rigorosi per il calcolo dei solai e delle travi perche occorrerebbe tener anche separati i carichi fissi dal sovraccarico utile per poter gradualmente ridurre quest ultimo ai piani inferiori.

Quindi, in ogni caso, l'analisi dei carichi delle travi andrebbe rifatta piano per piano e tanto vale affrontare fin dall'inizio i due problemi secondo vie piu congeniali ai fini che si propongono; per i pilastri, cioe' determinare direttamente i carichi che realmente agiscono, indipendentemente dagli schemi convenzionali di carico che si utilizzano per le strutture orizzontali.

g) Una valutazione realistica dei carichi agenti sui pilastri e' del resto indispensabile anche in considerazione della loro rilevante importanza statica. Infatti richiamandosi a concetti gia espressi a proposito dei fori nei solai, esiste una gerarchia portante tra i vari elementi costruttivi, dalla quale consegue che una deficienza che si manifesti in qualche solaio o in una trave (che sono alla base di tale piramide)

seppure spiacevole, e' quasi sempre facilmente riparabile, mentre conseguenze molto piu' gravi, sotto ogni aspetto (economico, della incolumita', ecc.), comporta la deficienza di un pilastro, (specie se dei piani inferiori) che ha il compito di portare il carico di tutti gli elementi costruttivi dell'edificio.

La separazione delle schematizzazioni puo' inoltre comportare notevole vantaggio di semplicita' per il calcolo delle strutture orizzontali; ad esempio, per una zona dell'impalcato di difficile schematizzazione o di particolare delicatezza statica, diventa possibile assumere schemi strutturali e di carico volutamente e sensibilmente piu' gravosi di quello reale, perche' cio non comporta piu', per tale indipendenza, un aggravio di carico sulle strutture verticali (fino alle fondazioni), ingiustificato se le difficolta' e le indeterminazioni non riguardano l'entita' del carico sopportato, ma solo la portanza delle strutture orizzontali.

Non sono trascurabili altri vantaggi sul piano operativo. Tra questi, la possibilita' di eseguire l'analisi dei carichi sui pilastri, in base alla sola definizione morfologica delle carpenterie e delle orditure, prima, cioe, di iniziare effettivamente il calcolo esecutivo delle singole membrature; l'ordine cronologico delle fasi di progettazione concorda cosi' con quello delle fasi di esecuzione.

Inoltre la notevole semplificazione e riduzione delle operazioni numeriche di calcolo, con minore probabilita' di commettere errori. E' anzi consigliabile in ogni ulteriore esplicazione di dettaglio dell'analisi dei carichi sui pilastri, cercare di ottenere, nel modo piu' semplice, valori dei carichi aderenti alla re

alta' adottando ogni accorgimento operativo che consenta di ridurre al minimo il rischio di commettere errori. Pertanto nel seguito, anche a rischio di apparire pedanti su un problema concettualmente elementare, si descrive dettagliatamente una prassi delle singole operazioni giustificata dall'importanza fondamentale che i pilastri hanno per la statica dell'edificio.

5.3 - Dettaglio del procedimento.

Il disegno preliminare della carpenteria del piano tipo rappresenta i pilastri, le travi e le orditure dei solai, in modo da fornire la visione degli schemi strutturali prescelti per il calcolo dei solai e delle travi.

In questa prima fase di impostazione strutturale dell'edificio, pilastri, solai e travi generalmente sono solo organizzati con un dimensionamento di massima, prescindendo dal calcolo dettagliato dei singoli schemi e controllando solo che lo schema complessivo sia congruente con la funzionalità dell'edificio; ad esempio che la posizione dei pilastri, l'allineamento delle travi e le orditure dei solai siano in accordo con la distribuzione funzionale dell'edificio, che si suppone già prefissata. Anche in una progettazione integrata, in cui lo strutturista sia chiamato ad esprimersi fin dall'inizio, questa ipotesi può considerarsi valida in una fase intermedia della progettazione. Infatti nella prima fase lo strutturista partecipa all'opera creativa e quindi la struttura e la distribuzione co-

stituiscono ancora un problema di reciproca armonizzazione, senza precondizionamenti; in questo caso, la carpenteria strutturale nasce attraverso successivi approcci e dimensionamenti di massima, che si concretano, alla fine, in quel disegno preliminare che si è considerato prima come inizio della fase di calcolo della struttura.

Nella carpenteria preliminare i vari elementi (travi e pilastri) non hanno ancora le dimensioni definitive, ma sono già stabiliti ed espressi i vincoli formali ad essi imposti dalle varie esigenze: ad esempio, il vincolo che i pilastri di perimetro siano contenuti nei muri esterni con assegnati "franchi", che altri pilastri abbiano forma rettangolare allungata, che le travi emergenti possano innestarsi ai pilastri, la loro congruenza con i divisorii interni e con le tompagnature perimetrali, i fori per gli impianti (ascensori, infissi esterni e così' via).

A tale scopo conviene munire ogni pilastro di almeno un "punto" di riferimento ("punto fisso") posto opportunamente in evidenza (ad es., annerito come in fig. 5-2), che individui la generatrice (o eventualmente le generatrici) obbligata a mantenersi, ai diversi piani, su una stessa verticale delle suddette esigenze statiche ed architettoniche.

Conviene riferire le quote di posizionamento dei pilastri ai **punti fissi** per renderle indipendenti dalla variabilità delle dimensioni dei pilastri ai vari piani (*); si disegna cioè una carpenteria unica valida per tutti i piani, ovvero la **carpenteria del piano tipo**.

(*) Questa può essere espressa attraverso una tabella separata ("tabella dei pilastri").

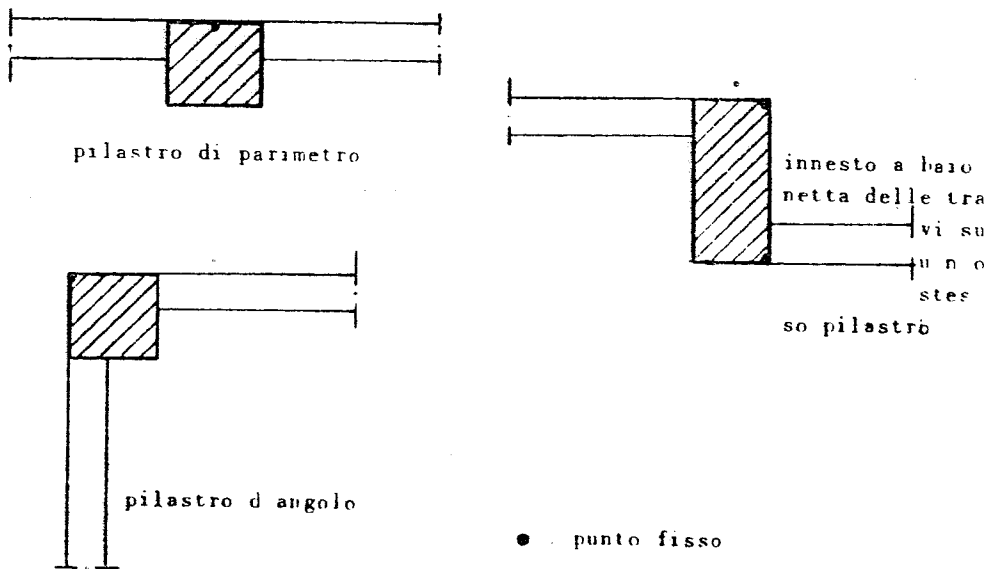


fig 5 2

E' opportuno, in questa organizzazione iniziale, numerare i pilastri, partendo da un vertice della pianta, seguendo poi, in senso orario, tutto il perimetro e, successivamente, proseguendo all'interno con lo stesso criterio. (fig. 5-3).

E', cosi', agevole la individuazione, in pianta dei singoli pilastri e la separazione di essi in due gruppi: pilastri "perimetrali" (da 1 fino a 10 nella fig. 5 3) e "interni" (i successivi con numero d'ordine maggiore di 10). La distinzione e' utile anche per i controlli finali di alcune caratteristiche comuni (ad esempio, la presenza delle voci "balcone" e "tompagni esterni" che sono ammissibili solo per i pilastri "perimetrali").

L'analisi dei carichi si svolge compilando una tabella per il piano tipo secondo lo schema riportato al PAGANO - Teoria degli edifici.

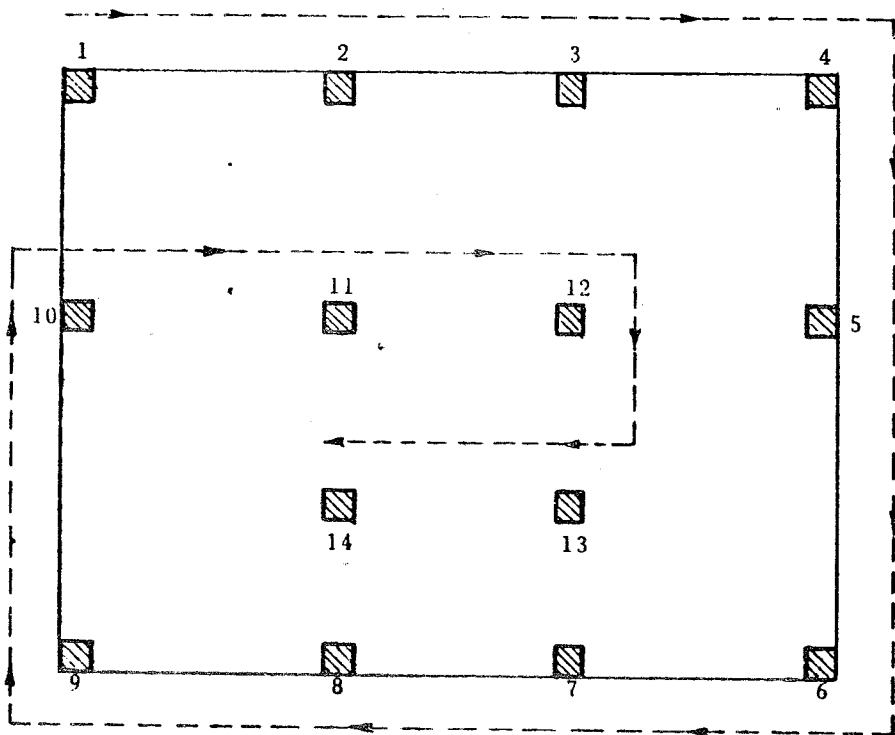


fig. 5.3

nella pagina seguente.

Si riportano, nella prima colonna, i numeri di ordine dei pilastri ed, in quelle ordinatamente successive, i dati relativi alle seguenti voci:

- a) solai
- b) tompagni esterni
- c) balconi
- d) scale
- e) travi
- f) tramezzi
- g) doppi tramezzi

Ogni colonna si suddivide in sottocolonne, in modo da avere per ogni voce:

1 - il dettaglio geometrico dei dati con l'indicazione delle operazioni da farsi;

1) pi n°	2) Solai (carico unitario)	3) temp. ester. (carico unit.)	4) balconi	5) Scale	6) travi	7) tramezzi	8) doppi tramezzi	TOT
	dati per valuta- re la superficie totale d'influenza	lunghezze parziali Superficie tot peso	dati per superficie totale peso	dati per superficie totale peso	lunghezze parziali totale peso	lunghezze parziali totale peso	lunghezze parziali totale peso	
1	$A \times B \times \phi = s$	$A \times B$	$+ C$	$+$	$+$	$+$	$+$	TOT
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								

perimetri

interni

divisioni tra appartamenti
pareti esterne leggere (eventuali)
pareti scale (eventuali)

mancano solo negli angoli dell'edificio

- 2 - i risultati parziali e totali (in m, m² o m³) delle operazioni;
- 3 - il prodotto delle quantità totali del punto 2 per i carichi unitari, ovvero il carico corrispondente a quella voce.

E' utile osservare che mentre i valori delle misure che legano tra loro in pianta le posizioni dei pilastri, per evidenti ragioni di tracciamento devono essere matematicamente esatti fino alla frazione di centimetro, per l'analisi dei carichi sui pilastri possono essere senz'altro arrotondati al decimetro, sempre per eccesso..

Nella tabella, cioè, s'introducono valori approssimati delle misure lette direttamente sul grafico con scalimetro ed arrotondate in eccesso, a vantaggio di statica.

Questo sistema di misura può diventare anzi uno strumento molto efficace e rapido per tener implicitamente conto del modo in cui risegano i pilastri, per "mediare" (con adeguata esuberanza) aree di forma irregolare, per accettare, in caso di incertezze del progetto, anche eventuali sovrapposizioni delle aree d'influenza relative a pilastri contigui.

L'operatore, rilevando le misure, può utilizzare il grado di approssimazione come strumento di calcolo. Anzi, nel riportare le misure relative all'area d'influenza del generico pilastro, egli deve anche introdurre coefficienti correttivi (ϕ , ξ , ecc.) che tengano conto degli incrementi di carico che lo schema statico rappresentato dalla carpenteria, induce su quel pilastro.

Ad esempio, se la struttura e' continua, l'area di

solato che grava su un pilastro intermedio e' maggiore di quella che si ottiene dimezzando i valori delle luci adiacenti al pilastro stesso; i valori di questi coefficienti amplificativi si conoscono dalle teorie(*).

Il risultato finale rappresenta l'"area d'influenza" di ciascun pilastro.

Analogamente per i compagni si tiene conto dello alleggerimento per i vuoti (finestre e balconi) introducendo coefficienti riduttivi variabili (da 0,9 a 0,5) da valutarsi volta per volta per campioni.

Per i tramezzi le misure si effettuano, con adeguata approssimazione, sulla pianta architettonica corrispondente alla carpenteria, addebitandone il peso ai diversi pilastri con criteri analoghi a quelli innanzi illustrati. E' cosi' possibile, se e dove e' necessario, tener conto di una eventuale variabilita' della distribuzione; tuttavia e' facile rendersi conto che per pilastri disposti nelle zone dei servizi, per quelli d'angolo e per quelli di scala, e' quasi sempre invariabile l'entita' del carico dovuto ai tramezzi, in conseguenza della invariabilita' delle posizioni di questi ultimi nelle suddette zone.

5.4) Proposta di un "carico convenzionale tipo".

Abbiamo fin qui svolto un esame critico dei termini che nell'analisi dei carichi sui pilastri, sono costanti a tutti i piani. Restano ora da esaminare il sovraccarico utile ed il peso proprio dei pilastri che

(*) In genere si trascurano eventuali decrementi e si arrotondano i coefficienti maggiorativi (ad es. 1,10; 1,20; 1,30 ecc.)

sono di entita' variabile . ogni piano. Per il primo si puo' far riferimento ad una indicazione del C.N.R. che suggerisce una legge di variabilita' da adottare; per il peso proprio dei pilastri la variabilita' dipende da quella del carico assiale che essi devono sopportare. Questo e' somma di un numero crescente di addendi tra loro eguali, corrispondenti ai pesi propri e sovraccarichi fissi dei piani superiori, di un numero crescente di addendi tra loro diversi corrispondenti ai sovraccarichi utili dei piani superiori e, infine degli addendi costituiti dagli stessi pesi propri (ovviamente tra loro diversi) dei pilastri sovrastanti, compreso quello del piano che si considera.

Orbene, qui si propone di "tipizzare" questi due termini variabili e di pervenire, quindi, ad un "carico convenzionale tipo", costante a tutti i piani, valido solo ai fini del dimensionamento dei pilastri e della fondazione.

Si discutono il grado di approssimazione ed i vantaggi di questo criterio di progettazione.

5.4.1) Sovraccarico utile

Per il sovraccarico utile si propone di assumere, in luogo della variabilita' proposta dal C.N.R., un valore costante che sia la media dei sovraccarichi (variabili) ottenuti con le menzionate riduzioni consentite piano per piano (*).

Ad esempio, per dieci piani, tale valore costante sarebbe:

$$(p + p + 0,9p + 0,8p + 0,7p + 0,6p + 0,5p + 0,5p + 0,5p + 0,5p) / 10 = 0,7p \quad ./.$$

In questo modo, il contributo del sovraccarico allo sforzo assiale risulta, a tutti i piani, escluso il piano terra, minore di quello che corrisponderebbe alla rigorosa applicazione delle citate norme del C.N.H. Tuttavia l'approssimazione, in pratica, e' accettabile, sia perche' ai piani piu' alti (dove la differenza e' percentualmente maggiore e per ragioni tecnologiche e per salvaguardarsi dalla instabilita'), si devono sempre adottare dimensioni dei pilastri molto maggiori di quelle che corrisponderebbero all'area strettamente necessaria ad assorbire lo sforzo normale, sia perche' essa e', almeno in parte, compensata dall'altra approssimazione, che si propone nel successivo paragrafo per uniformizzare, sempre ai fini della valutazione dello sforzo assiale, il peso proprio dei pilastri.

5.4.2) Il peso proprio dei pilastri per edifici multipiani con "piano tipo".

Per conglobare, nel "carico convenzionale tipo" di piano, anche il peso proprio della pilastrata - che ha invece dimensioni logicamente variabili lungo l'al

././. dove p rappresenta il valore del sovraccarico accidentale assunto per il calcolo del solaio tipo.

Per semplicita', spesso, nell'analisi dei carichi anche il solaio di copertura e del piano terra si assimilano in questa analisi a quello "tipo", salvo a tener conto separatamente delle differenze quando l'incidenza dei sovraccarichi utili e' particolarmente elevata (carico utile $> 600 \text{ kgm}^{-2}$). In questo caso conviene tener conto a parte dei carichi che eccedono quello del piano tipo.

tezza si propone di assumere ad ogni piano il peso (costante) che corrisponderebbe ad una pilastrata di sezione costante lungo tutta l'altezza dell'edificio, equipesante, a quella che deriverebbe da un'analisi differenziata ad ogni piano.

Con questa trasformazione si trasferisce, quindi, una parte del carico verso l'alto, con effetto opposto a quello provocato dalla uniformizzazione del sovraccarico utile, come e' illustrato qualitativamente dalla fig. 5-4. Il criterio comporta una doppia approssi-

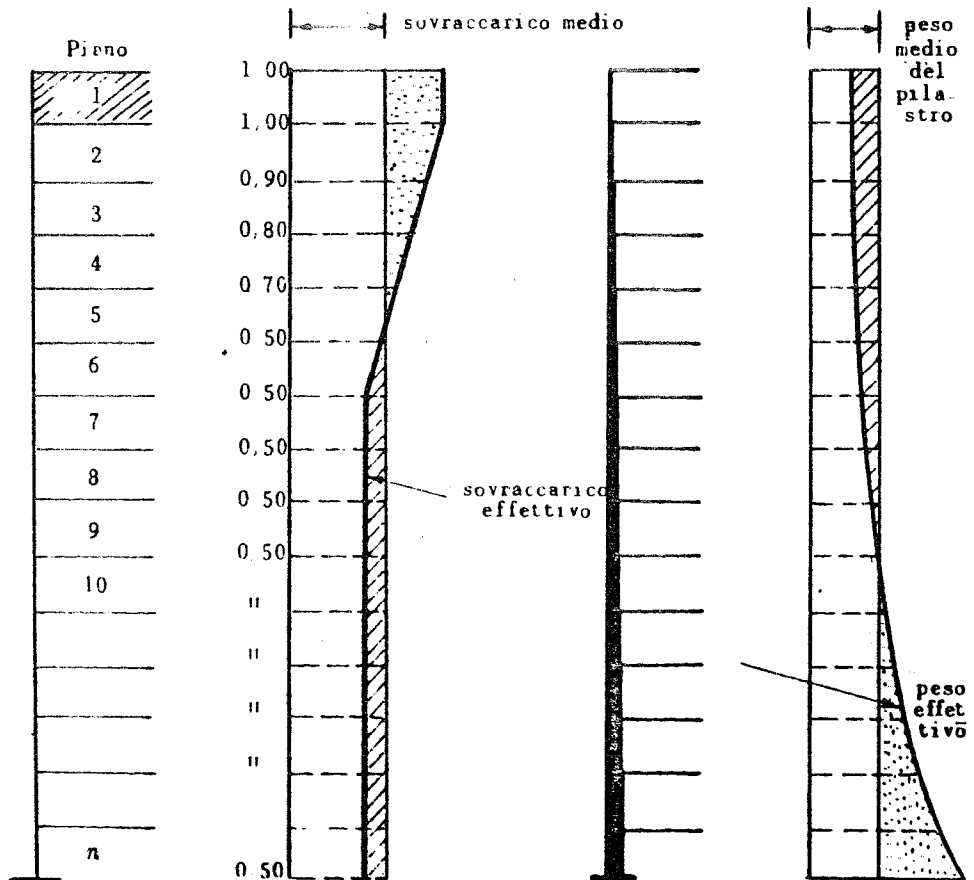


Fig. 5.4

mazione: la prima insita nel fatto stesso di uniformizzare carichi variabili, la seconda derivante dal fatto che i pesi propri assunti si riferiscono alla variabilità effettivamente necessaria e non a quella che si ottiene dimensionando i pilastri in base ai carichi così determinati.

5.4.2.1) Primo criterio per la valutazione del peso proprio.

Stabilito concettualmente il criterio di uniformizzazione e i suoi limiti di approssimazione, occorre ora determinare il contributo, ad ogni piano, della pilastrata equipesante a quella staticamente necessaria.

Se tale contributo è costante può introdursi come incremento percentuale del peso portato P , anch'esso costante ad ogni piano.

Supponiamo che l'edificio sia costituito da n piani tipo, contati a partire dall'alto; in testa al primo pilastro il carico P rappresenta anche lo sforzo normale al piede e' somma di P e del peso proprio G_1 del pilastro stesso. Esso inizialmente non è noto ma può essere determinato facilmente, in modo diretto, dalla relazione:

$$G_1 = (P + G_1) \frac{\gamma h}{\sigma_c} = K (P + G_1)$$

essendo γ il peso specifico del materiale, h l'altezza dell'interpiano e σ_c la sollecitazione am

missibile nel conglomerato.

Si ottiene:

$$G_1 = \frac{K}{1-K} P \quad \text{ed} \quad N_1 = P + G_1 = \frac{1}{1-K} P = \chi P$$

Allo stesso risultato si perviene anche in modo iterativo (*).

(*) Nella prima approssimazione si suppone che lo sforzo assiale sia P , e si suppone cioè, nullo il peso incognito del pilastro. L'area della sezione, necessaria perché il pilastro sostenga lo sforzo normale P vale $A_p^I = P / \sigma_c$.

All'area A_p^I corrisponde un peso del pilastro pari a

$$G_1^I = \frac{P}{\sigma_c} \cdot \gamma \cdot b = K P$$

L'area A_p^I e quindi G_1^I sono chiaramente minori dei valori effettivamente necessari, perché sono stati determinati senza tener conto, nel computo dello sforzo assiale, del peso proprio del pilastro.

Nella seconda approssimazione, alla base del pilastro si considera aggiunto allo sforzo P il peso G_1^I ottenuto, nella prima approssimazione; a questo primo incremento, di sforzo assiale deve allora corrispondere un incremento della sezione del pilastro, tale da sopportare G_1^I . Ripetendo per G_1^I lo stesso ragionamento già svolto per P si deduce che tale incremento vale $A^II = G_1^I / \sigma_c$ a cui corrisponde un incremento di peso del pilastro

$$G_1^{II} = \frac{G_1^I}{\sigma_c} \gamma b = K G_1^I = K^2 P,$$

del quale non si è ancora tenuto conto nella valutazione dello sforzo assiale.

Iterando infinite volte e sommando si ottiene lo sforzo normale effettivo al piede del primo pilastro, corrispondente cioè al piano più alto dell'edificio e si ottiene

$$N_1 = P + KP + K^2 P + \dots = \sum_{n=0}^{\infty} K^n P = \frac{1}{1-K} P = \chi P$$

./.

Il coefficiente χ (maggiore di 1) e' un fattore correttivo che incrementa il carico P del valore corrispondente al peso proprio del pilastro.

In testa al pilastro del piano sottostante (secondo a partire dalla sommita') il primo pilastro trasmette la forza χP , il secondo la forza P ; in totale in testa, si ha uno sforzo assiale che vale $P + \chi P$ (invece di P che agiva in testa al pilastro del primo piano). Pertanto, ragionando analogamente, si ottiene uno sforzo normale totale, al piede del pilastro del secondo piano, pari a

$$N_2 = \chi (P + \chi P) = \chi P + \chi^2 P$$

e per il piano n^{mo} (sempre contato a partire dall'alto)

$$N_n = \chi P + \chi^2 P + \dots + \chi^n P = \sum_{i=1}^n \chi^i P.$$

Poiche' χ e' un numero maggiore di 1 si ha:

$$\begin{aligned} N_n &= \sum_{i=1}^n P \cdot \chi^i = \chi P (1 + \chi + \dots + \chi^{n-1}) = \chi P \frac{\chi^n - 1}{\chi - 1} = \\ &= \beta_n P \end{aligned}$$

essendo

$$\beta_n = \frac{\chi^n - 1}{\chi - 1} \chi$$

.....

./.

avendo supposto $K < 1$ ed essendo

$$\chi = \frac{1}{1-K}$$

dal quale si ricava il peso totale della pilastrata

$$\sum_{i=1}^n G_i = \beta_n P - n P = P(\beta_n - n)$$

ed il coefficiente d'incremento, per il peso del piano tipo, pari a

$$\psi = \frac{\sum_{i=1}^n G_i}{n P} = \frac{\beta_n}{n} - 1 =$$

$$= \frac{\chi^{n+1} - (n+1)\chi - n}{n\chi - n}.$$

Il ragionamento innanzi illustrato comporta le approssimazioni alle quali si e' gia' accennato: infatti, dimensionando i pilastri in base agli sforzi normali che si ottengono moltiplicando P per il coefficiente ψ , si ricavano aree, e quindi pesi propri, maggiori di quelli che sono intervenuti nel ragionamento che si e' utilizzato per determinare lo stesso ψ ; solo alla base dell'edificio il valore dello sforzo e' esatto. Quindi anche lo sforzo assiale effettivo nella struttura risulta ovunque maggiore per l'aumento del peso proprio in tutti i pilastri rispetto a quello minimo strettamente necessario. Il proporzionamento e' quindi fatto con vantaggio di statica.

Per i primi tre o quattro piani in sommita', puo' avvenire invece, come si e' gia' detto che lo sforzo normale teorico sia minore di quello effettivo, perche' le dimensioni dei pilastri non possono andare al di sotto di un minimo tecnologico per il materiale. Per evitare cio', la sollecitazione σ_c che compare in K , dovrebbe assumersi minore, anche di parecchio, di quella che e' valida per i piani inferiori dell'edificio.

Per edifici di pochi piani questo effetto può essere importante; per edifici molto alti esso può essere trascurato.

E' facile verificare che, nel caso del cemento armato la percentuale d'incremento, per il peso proprio dei pilastri, risulta dell'ordine di grandezza $d_n/100$ (ad es. per 10 piani del 10%). Per pochi piani, tenuto conto delle considerazioni innanzi illustrate e per maggiore comodità, può convenire introdurre, nel pilastro convenzionale equipesante anche il peso del pilastro di fondazione ed, inoltre, arrotondare il risultato per tener conto, oltre che dei citati incrementi, di una certa percentuale per errori di valutazione (*).

Ad esempio, per un edificio di otto piani, si arriva così ad assumere percentuali di incremento del $12 \div 15\%$ (in luogo dell'8%) con il vantaggio di realizzare una maggiore sicurezza nel proporzionamento dei pilastri e di avere alla base direttamente lo scarico sul piano di posa.

Al lume di queste considerazioni risulta anche chiaro che, per pochi piani (fino a 20) sarebbe, sufficiente e vantaggiosa una determinazione di ψ teoricamente meno perfetta, ma ottenibile attraverso una espressione di più facile applicazione numerica. Nel paragrafo successivo si ricava tale espressione.

(*) La percentuale dovuta ad errori di valutazione e' fissata discrezionalmente dal progettista.

5.4.2.2) Procedimento approssimato.

Si considera, a tal fine, solo il peso di pilastro che corrisponde (all'incirca) alle prime due approssimazioni del ragionamento iterativo. (cfr. nota a pag. 170).

Il procedimento è schematizzato nel prospetto che segue.

Nella prima colonna è riportato lo schema dell'edificio con la stessa ipotesi del precedente paragrafo che i carichi P trasmessi dai singoli piani tipo siano eguali tra loro.

I pesi $G_1, G_2, G_3, \dots, G_n$ dei pilastri, indicati nella colonna (0), ai vari piani sono incogniti e si assumono inizialmente nulli.

Nella seconda colonna sono allora trascritti solo i carichi P eguali come si è detto, a tutti i piani.

La terza colonna contiene le somme parziali della colonna precedente e fornisce quindi, alla base dell'edificio di n piani, lo sforzo normale totale pari ad nP , valido se i pilastri hanno peso nullo.

Nella quarta colonna ad ogni piano è riportato il peso che avrebbe il pilastro di quel piano se lo sforzo assiale fosse quello determinato nella colonna (3).

Nella quinta colonna ad ogni piano è riportata la somma dei pesi contenuti nella colonna (4) relativi a tutti i pilastri superiori compreso quello del piano stesso. I valori della colonna (5) rappresentano quindi il primo incremento dello sforzo normale corrispondente ai valori dei pesi propri dei pilastri contenuti nella colonna (4).

Nella stessa colonna si determinano ad ogni piano (così come si è fatto nella colonna (4)) gli incre

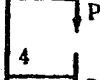
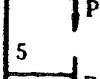
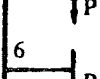
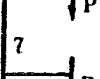
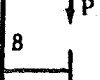
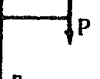
(1)	(1')	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
		Par- zia- li	N_i^I tota- li	G_i^I Par- zia- li	N_i^{II} totali	G_i^{II} parziali	N_i^{II}
G_1		P	P	KP	KP	K^2P	K^2P
G_2		P	2P	2KP	3KP	$3K^2P$	$4K^2P$
G_3		P	3P	3KP	6KP	$6K^2P$	$10K^2P$
G_4		P	4P	4KP	10KP	$10K^2P$	$20K^2P$
G_5		P	5P	5KP			
G_6		P	6P	6KP			
G_7		P	7P	7KP			
G_8		P	8P	8KP			
G_n		P	nP	nKP	$\frac{n(n+1)}{2} KP$	$\frac{n(n+1)}{2} K^2P$	$\frac{n(n+1)(n+2)}{6} K^2P (*)$

Fig. 5.5

(*) Per la colonna (6) si ottiene:

$$\frac{\sum n(n+1)}{2} K^2P - \frac{\sum n^2 + n}{2} K^2P - \frac{K^2P}{2} (\sum n^2 + \sum n) = \frac{K^2P}{2} \left(\frac{n(n+1)(2n+1)}{6} + \frac{n(n+1)}{2} \right)$$

$$\frac{K^2P}{12} [n(n+1)(2n+1) + 3n(n+1)] - \frac{K^2P}{12} (n(n+1)(2n+1) + 3) = \frac{K^2P}{6} n(n+1)(n+2)$$

menti di peso dei pilastri di ogni piano necessari per che sopportino l'incremento di carico assiale determinato nella colonna (5).

Nella settima colonna si sommano di nuovo ad ogni piano tutti i pesi che nella colonna (5) sono compresi tra il piano in esame e la sommità e si ottengono così i nuovi incrementi di sforzo assiale dovuti agli incrementi di peso determinati nella colonna (5).

Il procedimento chiaramente ricorrente, tende a determinare i carichi assiali, ad ogni piano, per successive approssimazioni; con le iterazioni effettuate nella tabella si tratta di sommare ad ogni piano i valori delle colonne (3)-(5)-(7).

Si ottiene così lo sforzo assiale, al piano n^{mo} , come somma di tre termini:

$$\begin{aligned} N_n &= nP + \frac{n(n+1)}{2} KP + \frac{n(n+1)(n+2)}{6} K^2 P = \\ &= nP \left(1 + \frac{n+1}{2} K + \frac{(n+1)(n+2)}{6} K^2 \right). \end{aligned}$$

Essendo K in genere molto minore di 1, il terzo termine tra parentesi contenente K^2 , ha importanza solo se il numero n dei piani è molto elevato. In questo caso si può porre con sufficiente approssimazione $n=n+1=n+2$ e quindi l'espressione di N_n può semplificarsi

$$N_n = nP \left(1 + \frac{nk}{2} + \frac{n^2 k^2}{6} \right).$$

A titolo di esempio si considerino i seguenti valori dei parametri validi per un normale conglome

rato:

$$\gamma = 2500 \text{ kgm}^{-3} \quad \sigma_c = 40 \text{ kgcm}^{-2} (*) \quad , \quad h = 3 \text{ m} .$$

Risulta

$$k \approx \frac{1}{50}$$

e quindi

$$N_n = nP \left(1 + \frac{n}{100} + \frac{n^2}{15000} \right) .$$

L'espressione e' sufficientemente approssimata per pochi piani.

Infatti per 10 piani

$$\begin{aligned} N_{10} &= 10P \left(1 + \frac{10}{100} + \frac{100}{15000} \right) = 10 P (1+0,10+0,01) = \\ &= 10 P \times 1,11 ; \end{aligned}$$

dal valore del terzo termine risulta che l'approssimazione raggiunta e' soddisfacente (**).

Invece per 100 piani risulta

$$N_{100} = 100 P \left(1 + \frac{100}{100} + \frac{10000}{15000} \right) = 100 P (1+1+0,6)$$

L'approssimazione risulta chiaramente insufficiente ed, inoltre, il peso del pilastro gia' sulla base dei valori ottenuti sarebbe 1,6 volte del peso portato

(*) Occorre ricordare che per la sollecitazione conviene assumere un valore convenientemente minore del massimo ammissibile.

(**) Per pochi piani puo' trascurarsi il termine in n^2 e quindi il peso della pilastrata risulta l' n% del peso portato nP

Il peso della pilastrata eguaglierebbe il peso portato per circa 70 piani, che e' l'ordine di grandezza del numero dei piani delle piu' alte realizzazioni in cemento armato.

In caso di acciaio invece

$$\gamma = 7800 \text{ kgm}^{-3} \quad \sigma_f = 1600 \text{ hgcm}^{-2} \quad h = 3 \text{ m}$$

risulta

$$K = \frac{7 \cdot 800 \times 3,00}{1600 \times 10 \cdot 000} = \frac{1}{700}$$

si ha

$$P_n = nP \left(1 + \frac{n}{700 \times 2} + \frac{n^2}{700^2 \times 6} \right) = nP \left(1 + \frac{n}{1400} + \frac{n^2}{3 \times 10^8} \right).$$

Il termine tra parentesi diventerebbe eguale a 2 all'incirca per $n = 900$, ma l'approssimazione e' anche in questo caso inaccettabile e deve essere usata la prima teoria.

5.5) La flessione nei pilastri.

Nelle lezioni precedenti si e' discusso il problema della determinazione dello sforzo assiale. Ma, come si e' detto all'inizio, i pilastri sopportano anche momenti flettenti (in piu' direzioni), oltre che taglio e torsione, che si trascurano in normali edifici.

Per tener conto della flessione si puo', nel dimensionamento dei pilastri e specialmente ai piani piu'

alti, assumere una sollecitazione ammissibile, convenientemente inferiore al valore massimo, che corrisponderebbe ad un carico perfettamente centrato, con condizione che puo' ritenersi verificata solo ai piani inferiori, in assenza di azioni orizzontali agenti sull'edificio. Fissate cosi' le dimensioni dei pilastri, e' possibile, attraverso i procedimenti suggeriti dalla bibliografia (ad esempio il calcolo a telaio), determinare le flessioni iperstatiche e quindi eseguire le verifiche di resistenza a pressoflessione.

I momenti flettenti dovrebbero essere, a rigore, determinati risolvendo lo schema spaziale dello scheletro dell'edificio; ma tale valutazione e' generalmente troppo laboriosa e si affronta con l'ausilio di programmi gia' predisposti per elaboratori elettronici, quando la struttura e' sottoposta ad elevate forze orizzontali. Nella normalita' dei casi, quando sono prevalenti i carichi verticali, si assumono schemi meno complessi, scelti di volta in volta in funzione delle azioni esterne che si considerano. Per semplicita' si considereranno solo quattro azioni esterne, che sono pero' tra le piu' frequenti e significative. La loro trattazione seguira' l'ordine che pone per ultime quelle che piu' frequentemente si considerano effettivamente per le verifiche di stabilita':

- 1) variazioni termiche e ritiro
- 2) eccentricita' di forma;
- 3) carichi verticali;
- 4) carichi orizzontali.

5.5.1) Le variazioni termiche disuniformi ed il ritardo inducono flessioni nei pilastri perche' comportano riduzioni (o incrementi) delle dimensioni degli impalcati orizzontali, diverse ai vari piani.

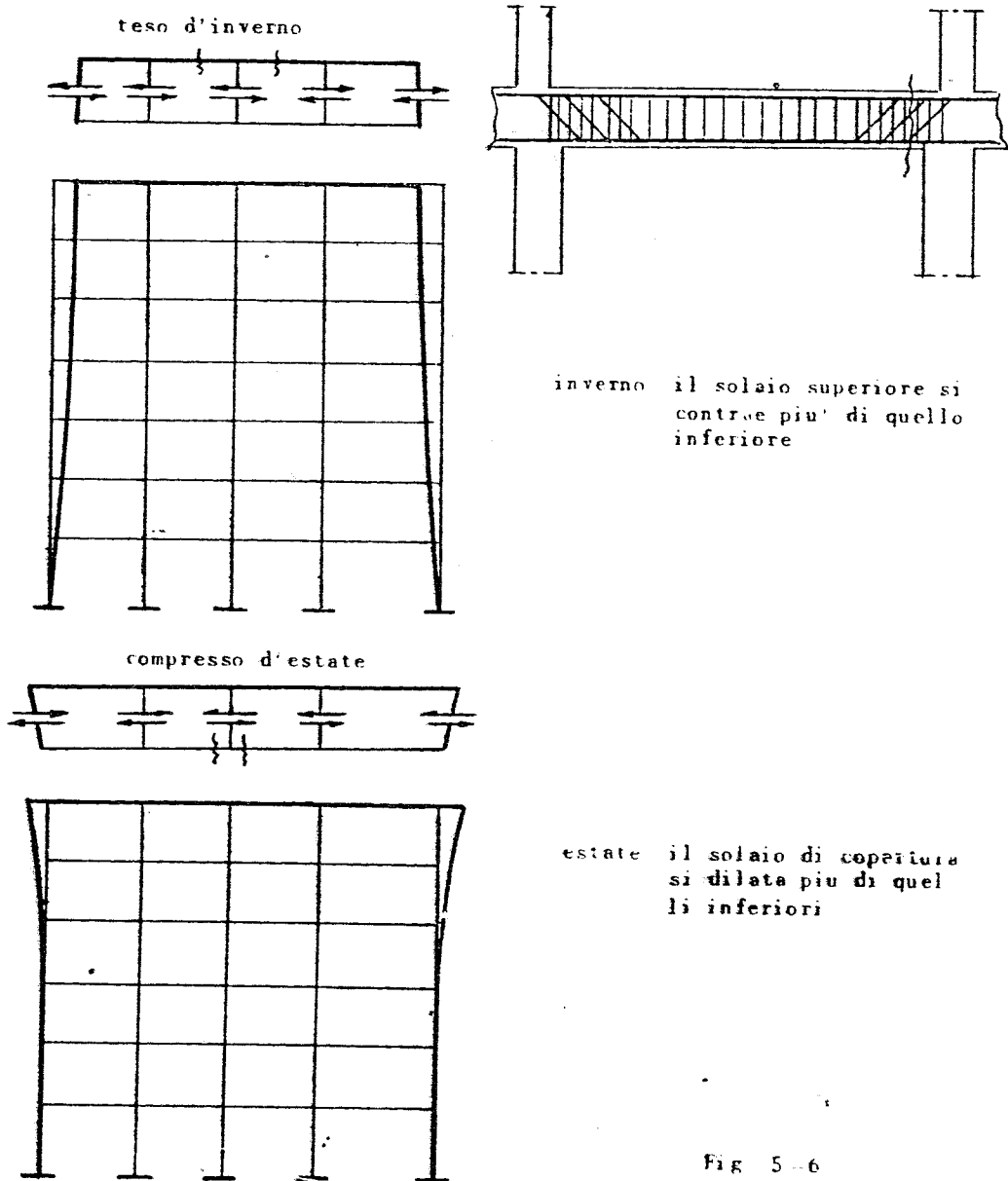
Un edificio, perfettamente concepito dal punto di vista termico, 'dovrebbe essere protetto da un involucro termoisolante, galleggiante (cioe' non collegato alla struttura), capace di rendere uniforme la variazione termica della struttura ed al limite, eguale a quella del suolo (*).

Mancando una siffatta protezione, l'edificio risponde alle variazioni termiche interne ed esterne con dilatazioni e contrazioni disuniformi, i cui effetti sono piu' cospicui nella parte superiore dell'edificio; a causa del maggiore irraggiamento solare e del piu' esteso contatto con l'ambiente (pioggia, vento, neve) e nella parte inferiore dell'edificio a contatto con il suolo che, per la sua inerzia termica notevolmente piu' elevata di quella dell'edificio, presenta un ritardo dei livelli di temperatura.

Il solaio di copertura subisce quindi le massime escursioni di temperatura: d'estate si dilata, e d'inverno si contrae, in misura maggiore del solaio immediatamente inferiore. Quindi tutti i pilastri dell'ultimo piano subiscono spostamenti normali relativi e conseguenti flessioni cosi' come e' indicato qualitativamente dalle figure 5-6.

I pilastri, inflettendosi, tendono ad opporsi a que

(*) E' questa una condizione praticamente irraggiungibile per le moderne strutture, il cui volano termico si va progressivamente riducendo.



sta deformazione e quindi nell'impalcato di copertura si destano sforzi di trazione d'inverno e di compressione di estate. A questo schema naturale di variazioni termiche si sovrappone l'effetto delle sor-

genti di caldo e di freddo, sempre piu' diffuse negli edifici moderni. Tutti questi effetti statici si sovrappongono poi, al regime flesso-tagliante dipendente dai carichi esterni che, per le travi e per i solai, è stato già considerato. L'effetto termico si scinde in due aliquote: la prima, di semplice dilatazione uniforme, e la seconda, con andamento a farfalla lungo l'altezza delle travi e dei solai, che determina rotazioni e flessioni iperstatiche.

Da questo insieme di fatti molto spesso dipendono i fenomeni fessurativi, che si localizzano preferenzialmente nelle travi di copertura degli edifici.

Alla base dell'edificio, invece, sono piu' sentiti gli effetti del ritiro, perche' i pilastri del primo ordine, in seguito alla contrazione del primo solaio, subiscono un avvicinamento delle teste, mentre al piede restano ancorati alla fondazione, vincolata al suolo. Ai piani superiori il ritiro induce spostamenti relativi di minore entita', perche' dovuti solo allo sfasamento cronologico delle date di realizzazione e quindi al fatto che il fenomeno di ritiro, per ogni solaio, ha inizio quando una parte di quello relativo al solaio inferiore è già esaurita. In caso di eccesso d'acqua nei getti di conglomerato, gli effetti del ritiro sono ovviamente maggiori. Naturalmente gli sforzi di trazione, che insorgono nelle travi e nei solai, crescono con la rigidità dei pilastri che si oppongono agli spostamenti dei propri estremi; quindi l'effetto del ritiro va crescendo verso la base dell'edificio, traducendosi in sforzi di trazione nelle travi e nei solai. Essi possono produrre lesioni, caratterizzate da bordi tra loro quasi paralleli, localizzate nel

la parte centrale dell'edificio (fig. 5.), e nelle sezioni meno armate (*) nei solai esse si manifestano parallelamente ai travetti e nelle travi subito dopo la zona di rialzamento dei sagomati, dove l'armatura inferiore subisce bruscamente una notevole riduzione(**)

Questa prima causa di flessione dei pilastri normalmente non viene considerata esplicitamente nei calcoli statici degli edifici, sebbene il vigente regolamento ne faccia espresso obbligo, quando si assumono sollecitazioni ammissibili superiori ad un certo limite. E' peraltro da osservare che le sollecitazioni, che teoricamente ad essa corrisponderebbero nella struttura, sono elevatissime e, per di piu', di segno variabile in concomitanza con i cicli termici stagionali, il che, come e' noto, riduce la capacita' di resistenza della struttura. Tuttavia e' anche vero che le fessurazioni che ne conseguono riducono automaticamente la entita' delle sollecitazioni stesse. (fig. 5-7).

E' opportuno tener presenti, almeno qualitativamente, queste considerazioni in sede esecutiva (cercando ad esempio di ridurre in valore assoluto il ritiro, riducendo al minimo l'eccesso di acqua dei getti) e, in sede di progetto (prevedendo, ad esempio, rivestimenti galleggianti di materiali termoisolanti a prote

(*) Giova qui evidenziare il vantaggio derivante dalla disposizione nelle travi di armature con ferri dritti, che fronteggiano meglio dei sagomati gli sforzi di trazione che si destano negl'impalcati per effetto del ritiro; giova ancora richiamare la opportunita' di disporre armature e travetti di ripartizione nei solai a nervature parallele.

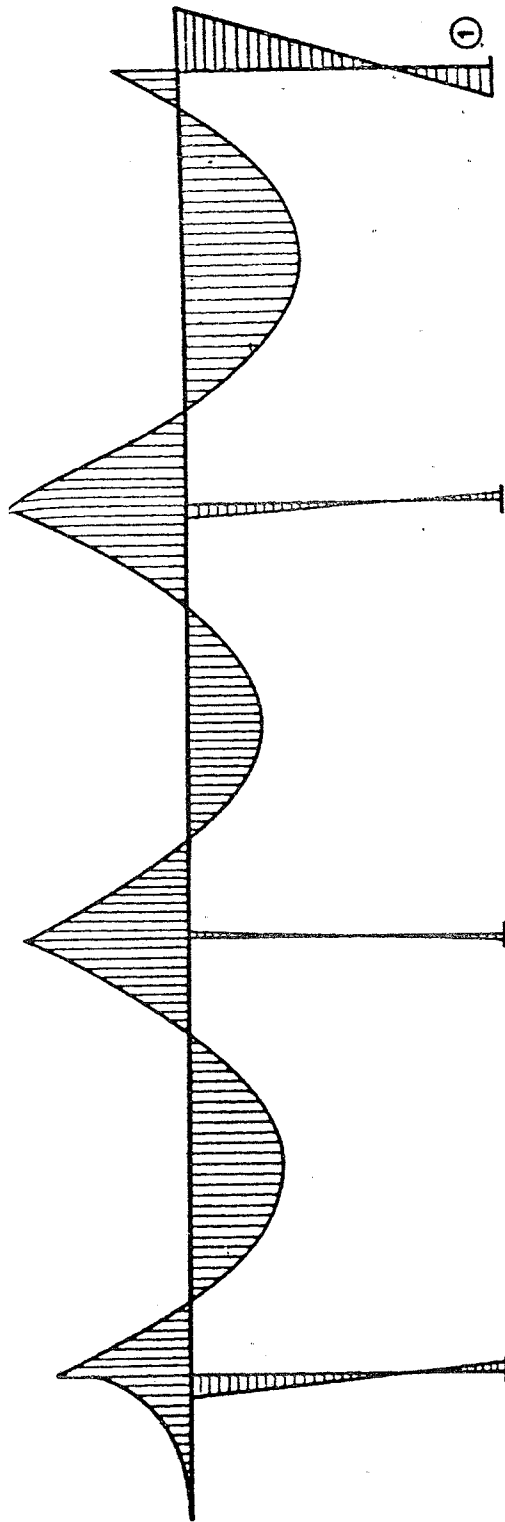
(**) Se le lesioni si verificano quando l'edificio non e' ancora completo la successiva messa in opera dei rivestimenti in genere maschera queste lesioni, che successivamente si riproducono in forma ridotta.

zione delle strutture, che sono a contatto con l'esterno, come i solai di copertura dell'edificio, di copertura di cantinati non riscaldati, ecc.). In sede patologica, infine, occorre tener presente questo fenomeno tra le possibili cause di manifestazioni fessurative.

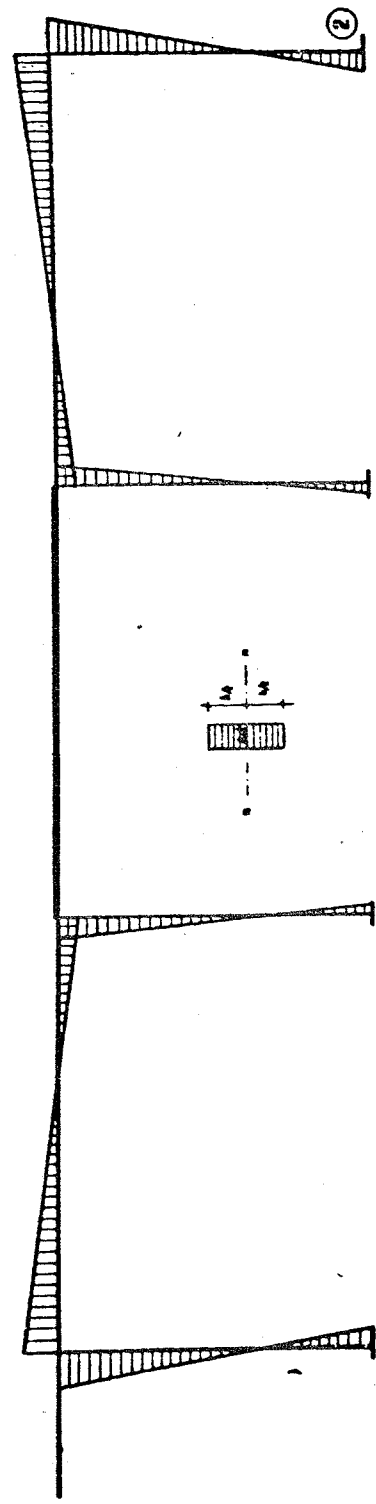
Si e' gia' detto all'inizio che si puo' spesso attribuire una buona aliquota del degrado delle strutture nel tempo ("vetusta'") proprio all'alternarsi di sollecitazioni termiche e che la presenza stessa delle lesioni riduce notevolmente gli effetti statici che le hanno provocate. La struttura, cioe', si presenta, in seguito alle lesioni, come snodata e, al limite, dilatabile liberamente; in queste condizioni, peraltro, si riduce la protezione delle armature dalla aggressione degli agenti atmosferici ed aumenta il conseguente degrado per sollecitazione chimica.

Il problema e' tuttora aperto alla discussione.

5.5.2) Con l'effetto "ferma" indicheremo la circostanza che i pilastri hanno dimensioni che generalmente variano, riducendosi lungo l'altezza dell'edificio, senza mantenere gli assi su una stessa verticale. Ad esempio, per i pilastri di perimetro, le facce, corrispondenti alle pareti esterne dell'edificio, devono mantenersi negli stessi piani verticali e le riseghe sono solo all'interno; per i pilastri interni le esigenze architettoniche spesso impongono che essi non siano visibili negli ambienti piu' impor



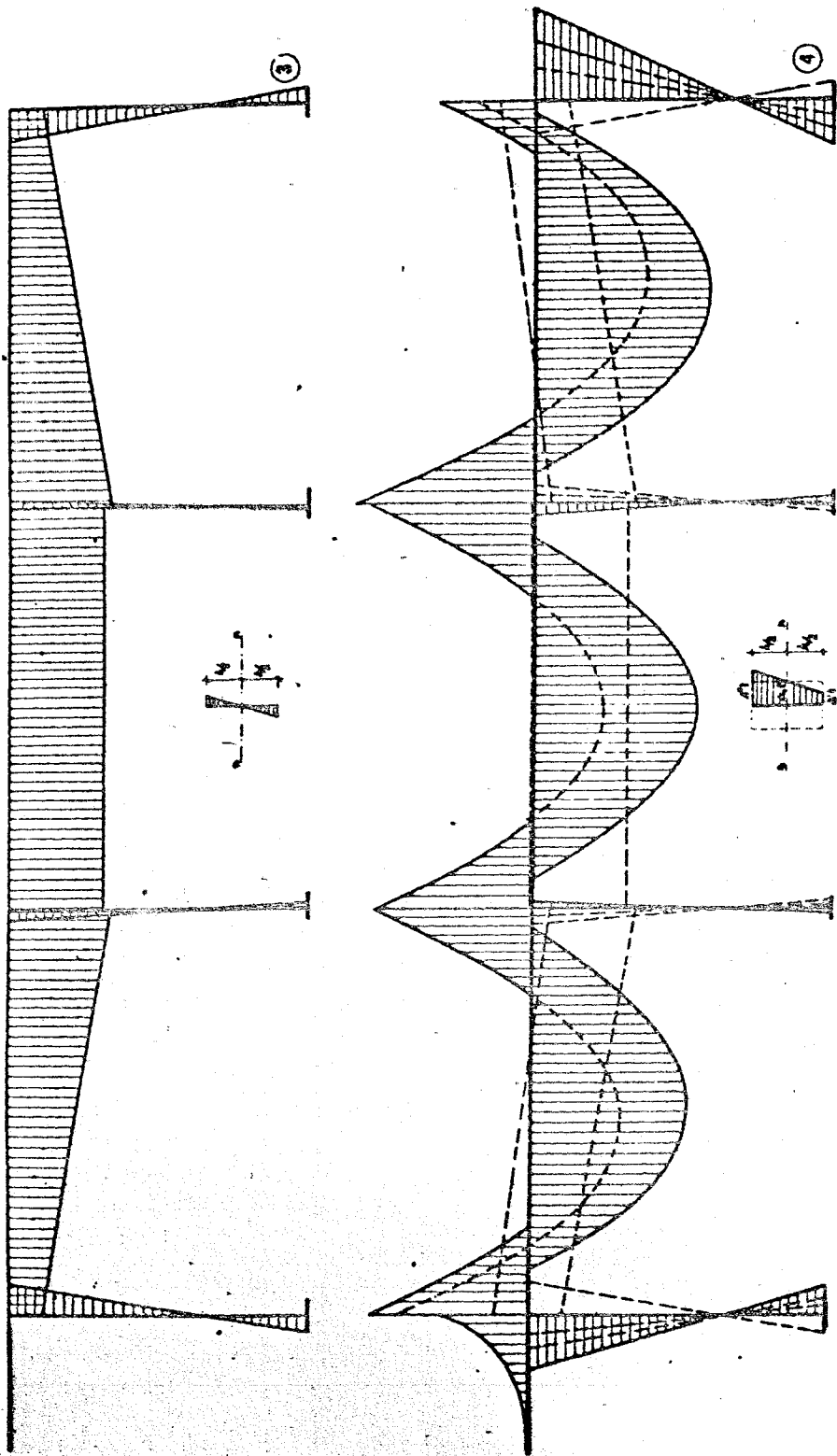
①



②

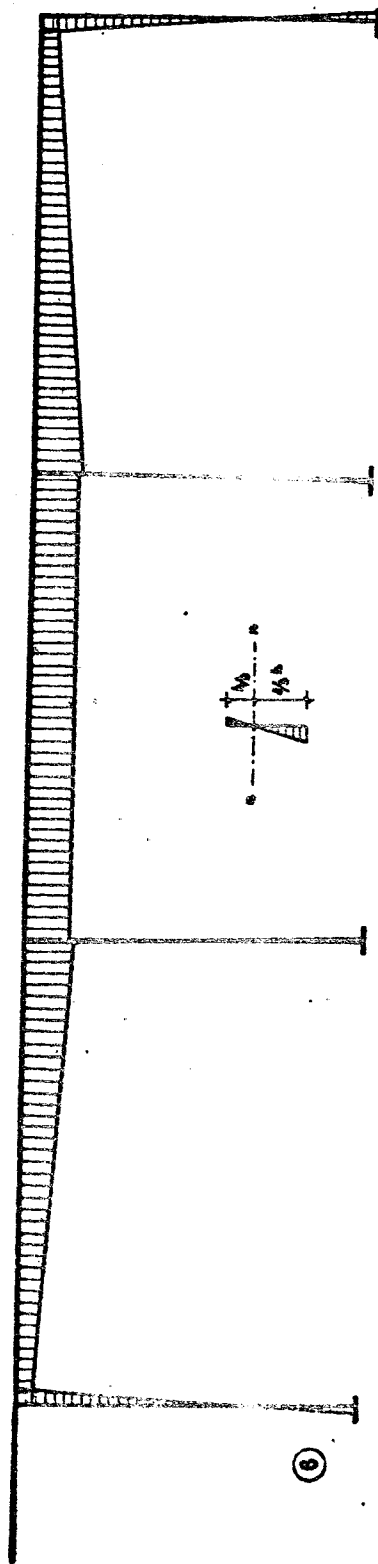
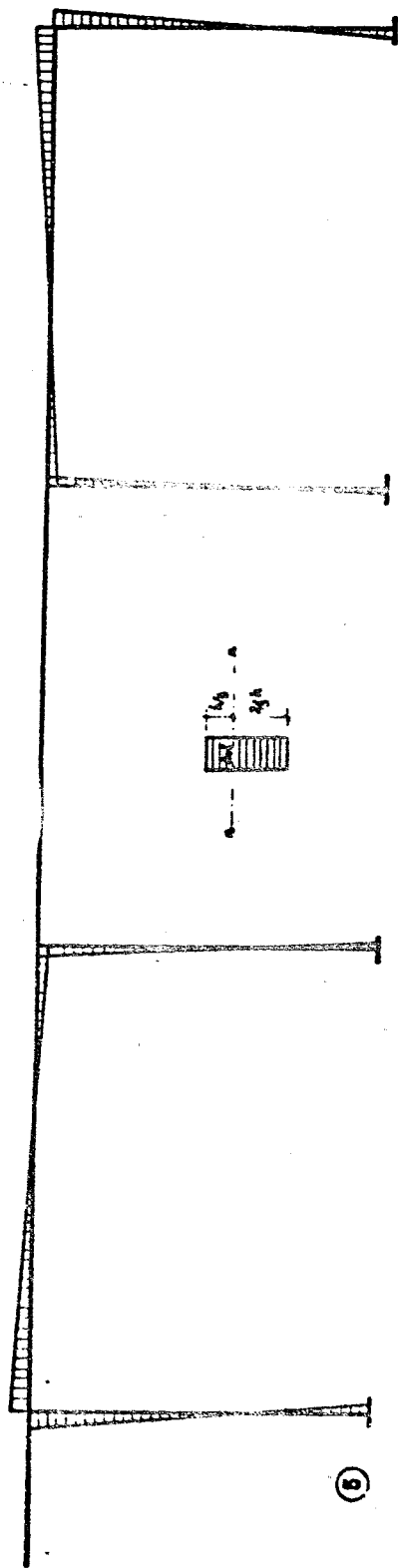


- ① Diagramma dei momenti flettenti dovuti ai carichi permanenti ed accidentali
- ② Diagramma dei momenti per q 20 uniforme nel travaso supportato omogeneo



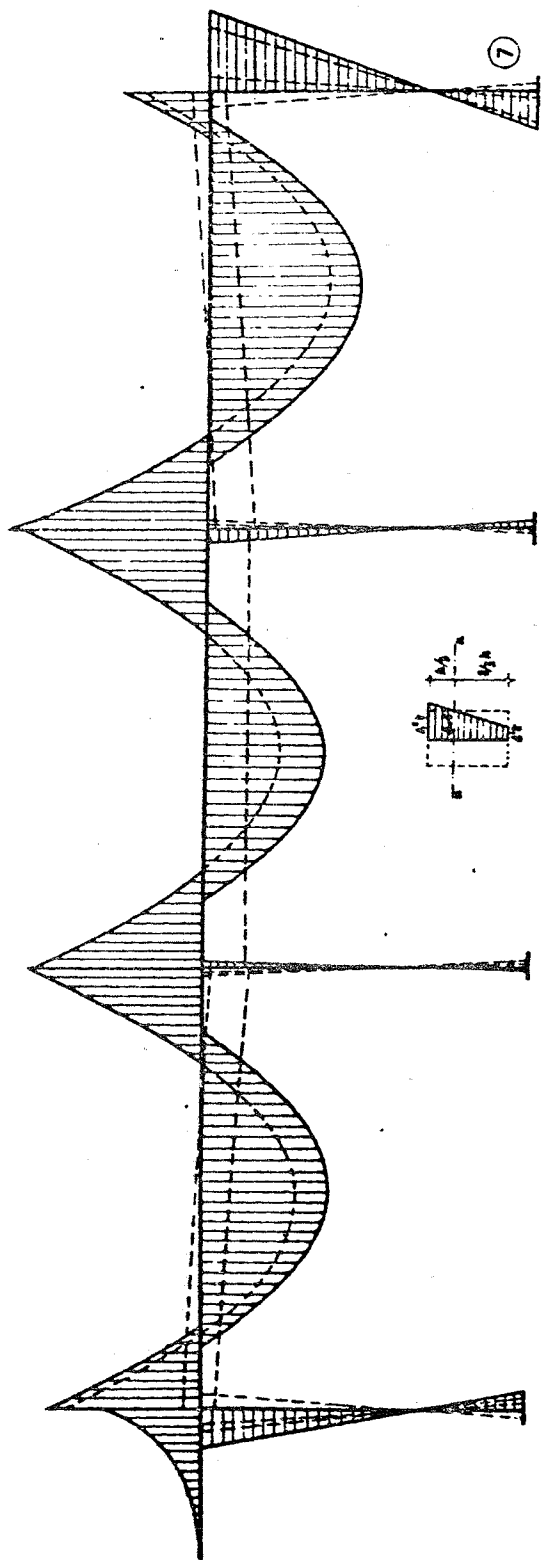
③ Diagramma dei momenti per $\Delta t = \pm 10''$ a farfalla nel traverse supposto omogeneo (non parzializzato)

④ Massimi e minimi momenti ottenuti per sovrapposizione dei precedenti tre diagrammi



⑤ Diagramma dei momenti per effetto termico eguale a ② ma con traverso avente sezioni parziali: 2 zate (il momento d'inerzia si è considerato convenientemente ridotto);

⑥ Diagramma analogo al ③ con traverso parzialmente



- ⑦ Sovrapposizione di ⑤ e ⑥ e facile osservare dal confronto con ④ che la eventuale parzializzazione conseguente ai momenti ④ conduce ad una riduzione dei momenti flettenti.

tanti e che la forma degli ambienti (e non la posizione degli assi dei pilastri) risulti invariabile da piano a piano, per una migliore "tipizzazione" della distribuzione interna.

In definitiva, per molti pilastri, le dimensioni trasversali si riducono senza mantenere fissa la verticale baricentrica, ma un altro punto della sezione (*) (ad esempio il punto di mezzo di un lato della sezione trasversale oppure un vertice, oppure, ancora due vertici consecutivi). In ogni caso ne deriva una eccentricita' di forma e conseguenti flessioni, nei pilastri, che si valutano quantitativamente considerando applicati ai nodi del telaio, al quale i ritti appartengono, i momenti dovuti agli sforzi assiali di piano moltiplicati per la eccentricita' di forma che esiste allo stesso piano.

Nel calcolo del telaio questi momenti flettenti si ripartiscono fra le aste (travi e pilastri) concorrenti nei nodi e quindi il momento flettente, in ciascun pilastro, e' dell'ordine di grandezza della meta' del momento applicato al nodo. Una ripartizione del momento a "nodi fissi" e' rigorosa solo nella ipotesi che l'intera ossatura sia dotata di due assi di simmetria, tra loro ortogonali, oppure che le eccentricita' diano luogo, nel complesso, ad azioni orizzontali di taglio tra loro equilibrate.

In pratica anche questo secondo effetto di flessioni nei pilastri raramente si considera esplicitamente, nelle verifiche dei pilastri degli edifici, perche' per normali valori delle riseghe (< 5 cm) risulta

(*) Si tratta dei "punti fissi" già menzionati al paragrafo 5.3.

trascurabile. E' opportuno, peraltro, tenerlo presente nel disegno della pilastrata evitando valori eccessivi delle "riseghe". Nei casi in cui, per particolari ragioni, esse dovessero essere di notevole entita' (magiori ad esempio di 10-15 cm) i conseguenti effetti si valuterebbero nel modo che si e' indicato.

5.5.3) Flessioni dei pilastri derivanti dai carichi verticali.

I momenti flettenti, nei pilastri, dipendenti dai carichi verticali agenti sulle strutture orizzontali dell'impalcato, sono di entita' rilevante la' dove, rifacendosi al principio di equivalenza, lo schema dei momenti equivalenti d'incastro perfetto, presenta notevoli squilibri e nella struttura si verificano rotazioni cioe':

- a) lungo tutto il perimetro della pianta, nel caso che manchino sbalzi capaci di equilibrare i momenti di incastro perfetto del solaio o della trave.
- b) all'interno della pianta, quando esistano notevoli dissimmetrie di luce o di carichi tra travi e solai adiacenti ad uno stesso pilastro

Abbiamo gia' discusso in precedenza gli schemi limite da adottare per le travi. Abbiamo detto che uno di essi (valido anche per i solai) e' quello di "trave continua su appoggi semplici", in cui cioe' i pilastri sono considerati di rigidezza nulla e l'altro e di "campate separate" perfettamente incastrate agli estremi (confronta il capitolo sulle travi)

Per la verifica dei pilastri occorre invece considerare lo schema limite (indicato solo per i solai(*)) in cui il solaio (o la trave in questo caso) e' elasticamente solidale con il pilastro e valutare l'aliquota di momento che esso assorbe, che risulta proporzionale al rapporto tra rigidezza del pilastro e rigidezza del nodo.

I momenti, nei pilastri, sono maggiori nel caso di travi deformabili (a spessore di solaio) e sono, comparativamente, minori nel caso di travi rigide (emergenti); lungo il perimetro essi sono notevoli quando il solaio e' sottile(**) e di grande luce(***), la trave di bordo e' torsionalmente rigida e mancano sbalzi equilibranti.

5.5.4) Flessioni nei pilastri dovute a forze orizzontali.

La quarta causa, che provoca flessioni nei pilastri, e' costituita dalle forze orizzontali agenti sull'edificio. Tali forze, dovute al vento o a scosse sismiche, come si e' gia' detto piu' volte in precedenza, si fanno assorbire dallo scheletro, calcolato come struttura spaziale o come insieme di telai, oppure da un sistema di pareti verticali ed orizzontali di rigidezza notevolmente maggiore di tutti i pilastri. Solo in questo ultimo caso le flessioni nei pilastri diventano trascurabili. Questo argomento sara' trattato nel quarto volume relativo alle strutture sottoposte a forze orizzontali.

(*) Confronta pag. 44.

(**) L'attuale regolamento indica, per lo spessore dei solai, un limite per il rapporto tra spessore e luce ($S > \frac{l}{30}$).

(***) Luci maggiori di 7 m

6) SCALE

6.1) Generalità .

La scala, in un edificio per civili abitazioni, ha rilevante importanza sia dal punto di vista architettonico che statico.

Infatti essa non solo ha il compito (funzionale) di collegare tra loro i vari piani dell'edificio, ma ha anche rilevanti compiti statici che sono oggetto di questo capitolo. Si prescinde qui naturalmente dallo studio funzionale della scala, che compete ai corsi specifici di architettura che si occupano del disegno d'insieme, del rapporto alzata-pedata, dello sfalsamento delle pedate, dell'armonico sviluppo dei rampanti, ecc.; ma si ricorda che tale aspetto è quasi sempre predominante su quello statico. Le strutture della scala cioè, si controllano, dal punto di vista statico solo dopo essere state definite, fin nei dettagli, dal punto di vista morfologico in modo che soddisfino innanzitutto a requisiti funzionali ed estetici.

Tra i molti schemi statici che si adottano per le scale se ne considereranno solo due più frequenti negli

edifici in cemento armato. lo schema con " gradini a sbalzo" sorretti da travi a ginocchio e quello di "soletta rampante" sostenuta agli estremi. Ambo gli schemi possono essere realizzati completamente in opera oppure prefabbricati.

Frequenti sono anche le scale parzialmente prefabbricate, con gradini costruiti fuor d'opera ed incastrati nelle strutture perimetrali della cassa di scale (eseguite in opera).

Ha un certo peso, nella scelta dello schema, oltre che il fattore estetico, anche l'organizzazione del "cantiere". Basta qui solo osservare che, nel susseguirsi delle fasi di costruzione di un edificio, la scala, proprio per la sua funzione di collegamento verticale, fuoriesce dal livello delle altre strutture di piano e rappresenta, in questo senso, un ostacolo ad uno svolgimento ritmico della costruzione. La soluzione di questo problema puo' orientare la scelta verso quel tipo strutturale, che consenta di ottimizzare la produttività del cantiere.

6.2) Gradini a sbalzo eseguiti in opera.

Nello schema di gradini a sbalzo eseguiti in opera (fig. 6-1), il rampante e' costituito da una soletta a spessore variabile, scindibile idealmente in una parte inferiore, uniforme dello spessore di 3-5 cm e in sovrastanti elementi di forma triangolare le cui di-

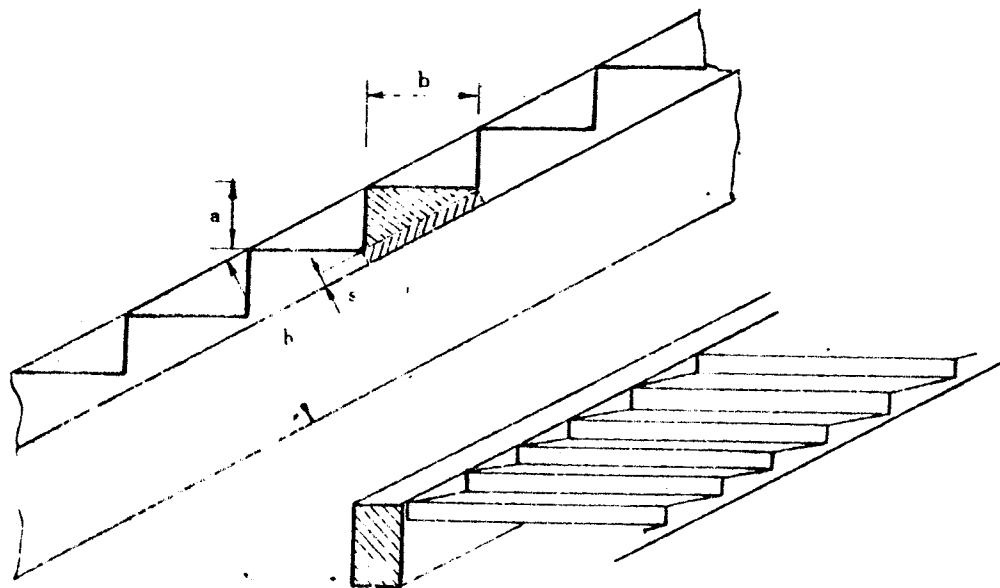


Fig 6.1

dimensioni dipendono ovviamente da quelle dello scalino finito.

Il singolo scalino, separato idealmente da quelli adiacenti ha sezione di forma pentagonale, sovrapposizione di un rettangolo e di un triangolo.

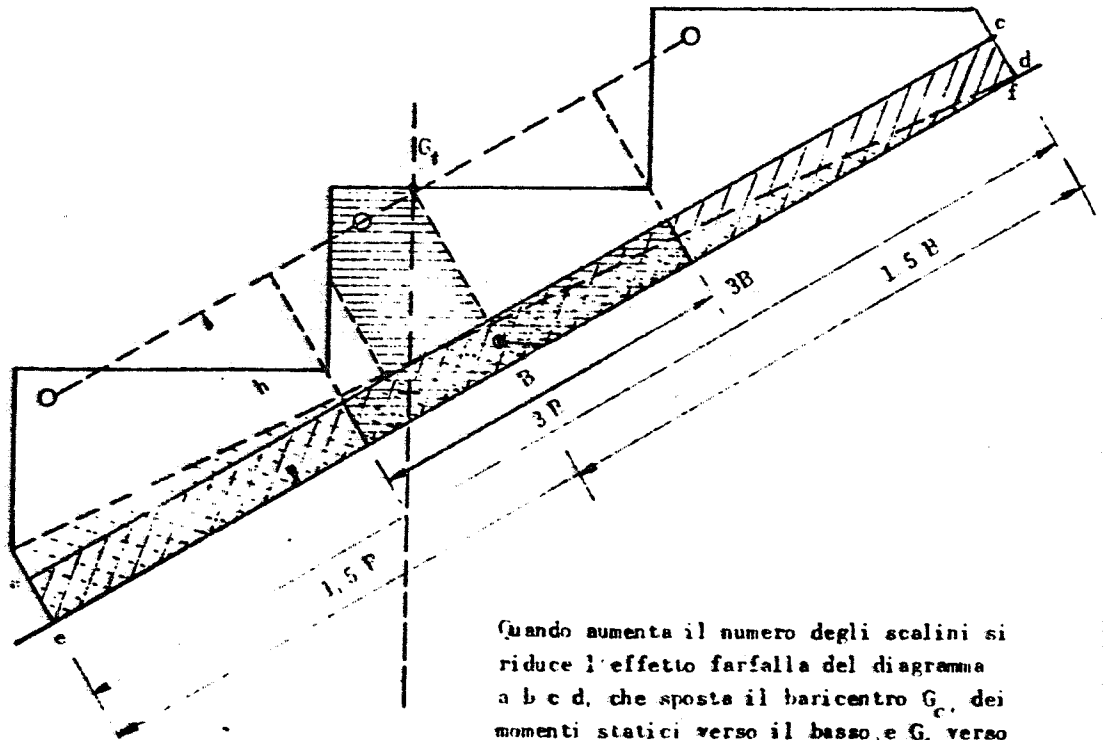
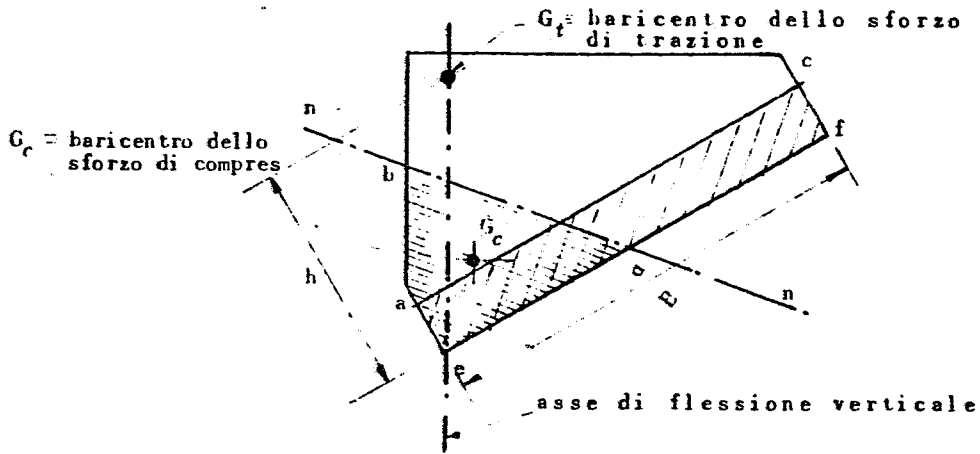
Il calcolo di verifica di questo elemento strutturale, se supposto separato dagli scalini adiacenti, dovrebbe eseguirsi a flessione deviata, taglio e torsione. Infatti i carichi accidentali, che potrebbero essere disposti comunque nella larghezza trasversale della pedata, introdurrebbero torsione oltre che taglio.

Un calcolo rigoroso sarebbe, inoltre, alquanto complesso perché, trattandosi di struttura in cemento armato, le caratteristiche geometriche e meccaniche varierebbero con la parzializzazione della sezione trasversale, il che si rifletterebbe anche sull'entità stessa della caratteristica torcente.

Per semplicità ci si potrebbe uniformare alla normale prassi (che si adotta normalmente per strutture inflesse asimmetriche in cemento armato) di determinare le caratteristiche esterne della sollecitazione in base alle caratteristiche geometriche corrispondenti alla sezione omogenea (in cui si prescinda cioè dalla fessurazione) e verificare poi a rottura, nella ipotesi di incapacità del conglomerato ad assorbire sforzi di trazione oltre i limiti di $4 \div 6 \text{ Kgcm}^{-2}$.

Solo prove di carico, statisticamente valide, potrebbero, allo stato attuale delle conoscenze, fornire una valutazione sufficientemente approssimata delle effettive capacità di resistenza di un gradino isolato.

In realtà, però i gradini eseguiti in opera non si realizzano isolati, ma tutti collegati, tra loro e con i pianerottoli di riposo e di caposcala, attraverso la soletta inferiore. A causa di tale collegamento gli spostamenti avvengono in direzione normale alla rampa e basta collegare tra loro tre o quattro gradini, perché la soletta inferiore acquisti nel suo piano una rigidità flessionale tanto elevata da impedire ogni spostamento parallelo al suo piano. Si può controllare (fig. 6-2), attraverso il calcolo di verifica della sezione complessiva, che l'asse neutro, al crescere del numero di gradini, tende a disporsi parallelamente all'inclinazione della rampa e quindi la zona compressa inferiore tende ad assumere forma rettangolare, mentre la parte triangolare del gradino risulta tutta virtualmente parzializzata. Allora il calcolo si semplifica notevolmente perché tende a coincidere con quello di una sezione rettangolare avente per base la dimensione inferiore B dei gradini e per altezza (u



Quando aumenta il numero degli scalini si riduce l'effetto farfalla del diagramma a b c d, che sposta il baricentro G_c dei momenti statici verso il basso, e G_t verso l'alto per rendere verticale l'asse di flessione. Ma per tre scalini si può ritenere che il comportamento possa riporsi a quello di una sezione a T rovescio ovvero rettangolare ideale di base $1.5B$ ed altezza utile h .

tile) la distanza (h) tra l'area metallica disposta in prossimità dei vertici superiori del triangolo e lo intradosso del rampante.

Sono quindi applicabili le ben note formule di progetto e verifica valide per le sezioni rettangolari.

E' sufficientemente approssimato tener conto, in tale verifica della sola componente dei carichi agente nel piano normale alla rampa potendosi senz'altro ammettere che la componente parallela alla rampa sia assorbita dalla soletta inferiore di collegamento tra i gradini. La torsione, nel singolo gradino, si traduce in una distribuzione di flessioni, nella soletta, di entità trascurabile ed anche le sollecitazioni tangenziali sono normalmente contenute nei limiti sopportabili dal solo conglomerato.

In definitiva le verifiche si svolgono solo per il regime flessionale innanzi descritto.

Nella normale prassi esecutiva le armature di ogni gradino sono costituite da due barre metalliche, delle quali una e' piegata "a molla" ed arma anche il bordo inferiore, l'altra e' sagomata all'incirca a meta luce (fig. 6-3). Le due barre di acciaio si ancorano nella trave di sostegno perimetrale, ripiegandosi a squadra nell'anima. Questo problema e' stato già discusso per lo schema del balcone a "sbalzo laterale" ancorato alle travi perimetrali del solaio.

Si dispongono, inoltre, staffe di forma triangolare (fig. 6-3), con un lato prolungato nel gradino superiore. Ferri filanti disposti nella soletta inferiore parallelamente alla rampa, collegano tra loro tutti i gradini ed i pianerottoli.

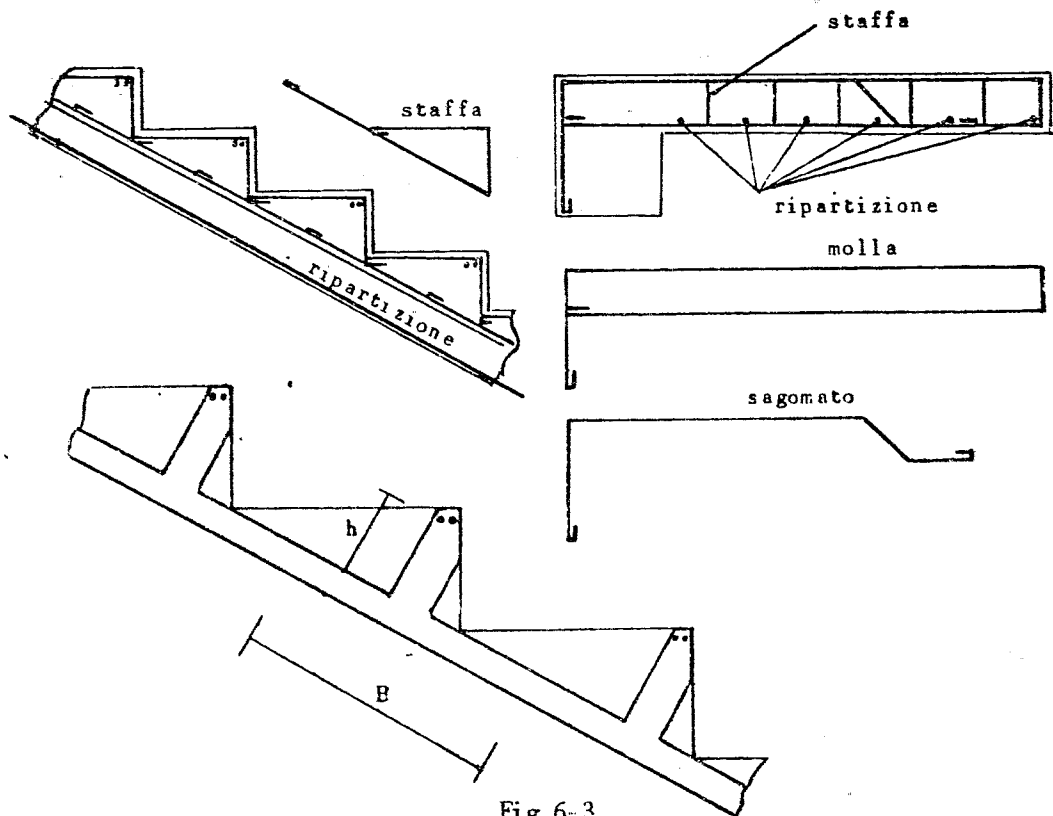


Fig 6-3

Lo spessore della soletta inferiore, come si e' gia' detto, non puo' essere minore di tre centimetri, perche', tecnologicamente, queste armature possano essere avvolte da conglomerato di accettabile composizione granulometrica con un sufficiente copriferro.

6.3.- Gradini prefabbricati a sbalzo.

I gradini prefabbricati sono prodotti in serie con cassaforme metalliche e con adeguati sistemi industriali di esecuzione (vibrazione, maturazione a vapore, ecc.). L'incidenza del costo della cassaforma, nel caso di numerosi elementi eguali, diventa trascurabile e quindi si adottano forme alleggerite della sezione

trasversale perche' l'onere corrispondente alla quantita' di materiale impiegato ed il peso che ne consegue, diventa economicamente determinante.

L'analisi teorica di siffatti elementi strutturali (fig. 6-4) si svolge secondo le considerazioni esposte in precedenza per il gradino isolato.

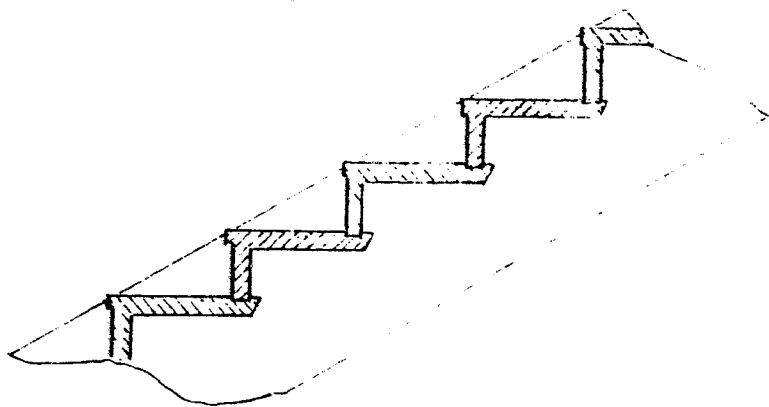


fig. 6-4

Sull'elemento così dimensionato solo un rigoroso controllo sperimentale, con prove spinte fino a rottura, può dare valide indicazioni sull'effettivo comportamento statico e sul grado di sicurezza. Sarebbe anzi preferibile, per grandi serie, utilizzare un ciclo sperimentale, a resistenze crescenti, secondo i più avanzati criteri di progettazione di elementi unificati.

6.4. Soletta rampante.

Lo studio statico di una soletta rampante non presenta difficoltà particolari rispetto ad una norma

le solette in cemento armato. Si adottano gli stessi schemi limite validi per i solai. Nella ipotesi (limite) di appoggi scorrevoli e privi di resistenza angolare, per la determinazione dei momenti flettenti e dei tagli, e' sufficientemente approssimato rettificare l'asse proiettandolo in orizzontale.

Merita una cura particolare il disegno della zona in cui la soletta si piega per seguire l'andamento della rampa: le armature non devono ivi abbracciare angoli concavi, così come e' chiaramente illustrato dalla fig. 6-5; naturalmente si richiede una corrispondente precisione al montaggio.

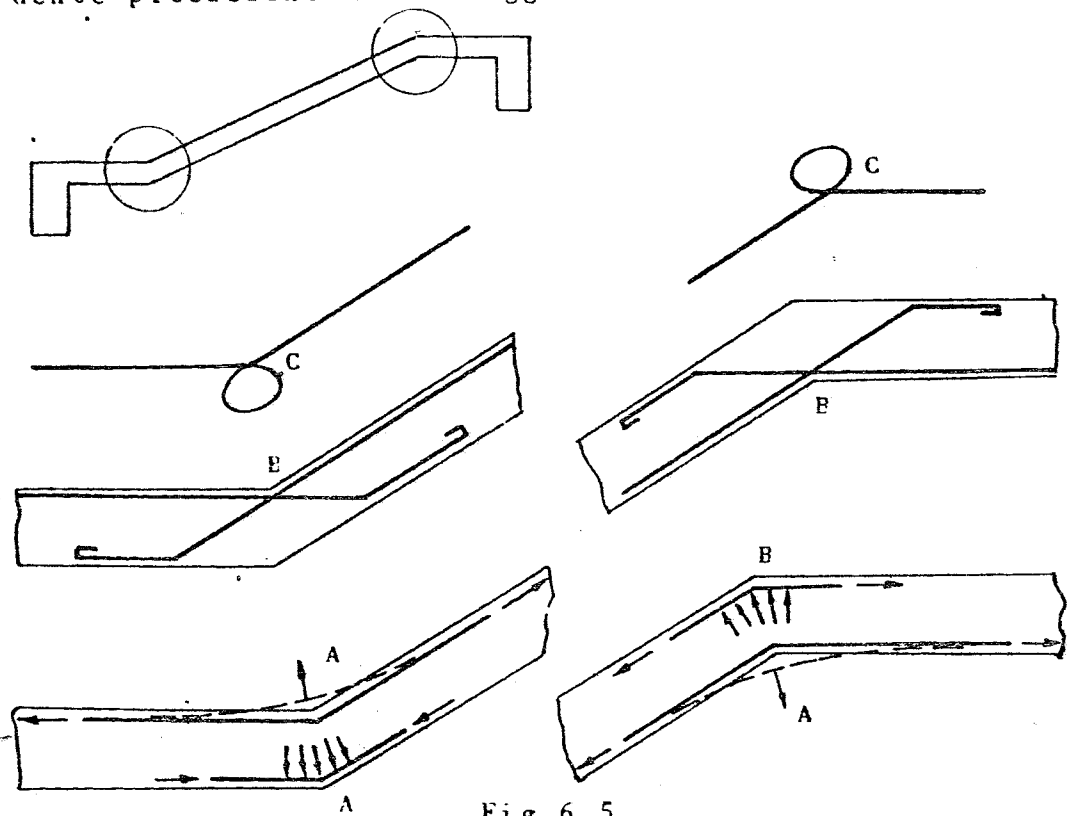


Fig 6 5

A - disposizione errata

B - disposizione corretta

C - disposizione corretta ma di laboriosa esecuzione ("cappio")

6.5- Travi a ginocchio.

I gradini a sbalzo sono spesso sostenuti da travi perimetrali che, per seguire l'andamento della rampa, hanno l'asse spezzato in uno o due ginocchi. Tali travi sono sottoposte ai carichi verticali corrispondenti al peso del rampante, dell'eventuale compagno della scala ed al peso proprio, nonché ai momenti trasversali trasmessi dalla rampa a sbalzo e dai pianerottoli. Lo schema strutturale è analogo a quello della soletta rampante innanzi considerata. Peraltro la determinazione dello stato flettente e torsionale è molto laboriosa se eseguita in rigore (nel completo rispetto dell'equilibrio e della congruenza). Infatti, non solo lo schema presenta in realtà una geometria molto complessa come si evince dalla fig. 6-7, ma presenta anche una elevata iperstaticità di comportamento trasversale nei piani inclinati ed orizzontali, di sviluppo dei rampanti. Si ricorre quindi anche in questo caso al criterio di "fascia" ampliandone i limiti in modo da semplificare il problema, tanto più che in un edificio è opportuno che la scala sia sempre dimensionata con esube-

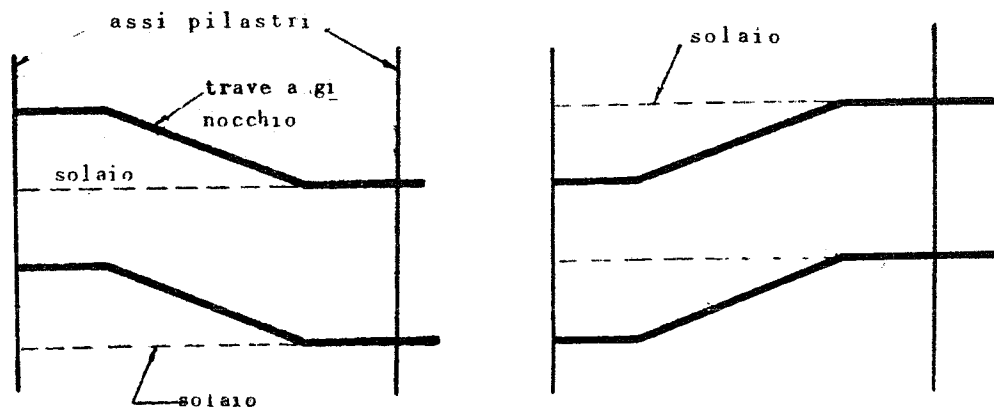


Fig 6-7

ranza perche' possa assorbire anche le sollecitazioni che le derivano dalla sua inevitabile partecipazione alla resistenza dell'ossatura dell'edificio, quando e' sottoposta a carichi orizzontali.

Ci si riferisce, anche in questo caso, ad uno schema rettilineizzato (ottenuto proiettando l'asse spezzato sulla orizzontale) per il quale occorre determinare i momenti flettenti, agenti agli estremi, dovuti alla solidarieta' con i ritti (fig. 6-8).

Ai piani superiori, dove i ritti rappresentano vincoli angolarmente deboli, il limite della fascia considera semplici appoggi; questo limite si considera valido anche ai piani inferiori, in corso di costruzione, per le stesse ragioni gia' esposte per le "travi" di piano. In definitiva, a tutti i piani, agl'incastri ed in mezzeria, il primo schema limite considera i momenti corrispondenti alla trave continua su appoggi semplici (*).

Alla base dell'edificio si ha di contro, in sede di servizio, il massimo grado d'incastro offerto dai pilastri. Di qui si ottiene il secondo limite della fascia, che considera la trave separata dalla struttura e perfettamente incastrata nella sezione a filo con i pilastri. E' cosi' risolta la parte del problema relativa ai momenti flettenti e ai tagli.

(*) Nel caso che la trave a ginocchio non sia continua con altre travi, questo primo schema si riduce ad una sola campata semplicemente appoggiata agli estremi.

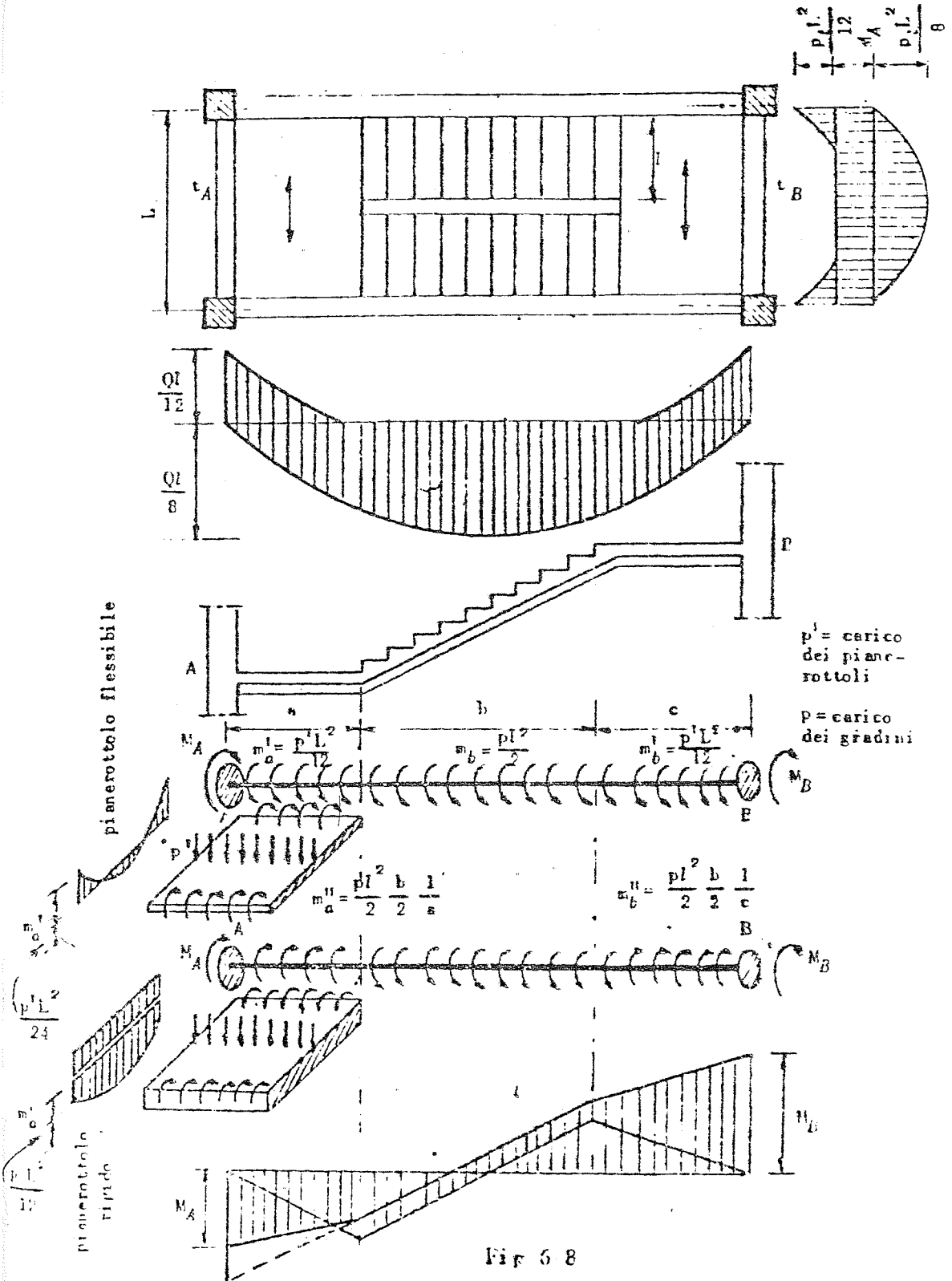


Fig 6 8

Anche i diagrammi del momento torcente nella trave a ginocchio si ottengono con lo stesso criterio di "fascia". Si proietta sempre lo schema geometrico sul piano orizzontale. Sulla trave i momenti trasversali sono esercitati dal rampante a sbalzo e dai due pianerottoli.

A vantaggio di stabilit , si considera l'insieme dei gradini staccato superiormente ed inferiormente dai due pianerottoli (di riposo e di caposcala), trascurando cioe' il collegamento di questi con la soletta inferiore del rampante, assicurato dalle armature di ripartizione. I gradini trasmettono allora alla trave momenti isostaticamente determinati. Invece il pianerottolo, essendo vincolato a due travi a ginocchio consecutive della scala, trasmette ad esse momenti che derivano dal rispetto della congruenza tra la rotazione della generica sezione trasversale della trave e quella della fibra corrispondente del pianerottolo. Tali momenti logicamente, dipendono dal rapporto tra la rigidit  flessionale del pianerottolo e la rigidit  torsionale della trave.

A questo punto si configurano due ipotesi limite che corrispondono rispettivamente ad un valore infinito molto elevato e, rispettivamente, molto piccolo di tale rapporto. Nella prima ipotesi, di trave molto rigida e pianerottolo flessibile, si perviene, al limite, al valore infinito del rapporto e quindi alla condizione di incastro perfetto per le fibre del pianerottolo. I momenti iperstatici valgono allora $\left(\frac{M^2}{12}, \frac{p l^2}{12}\right)$, essendo p il carico distribuito sul pianerottolo ed l la sua luce.

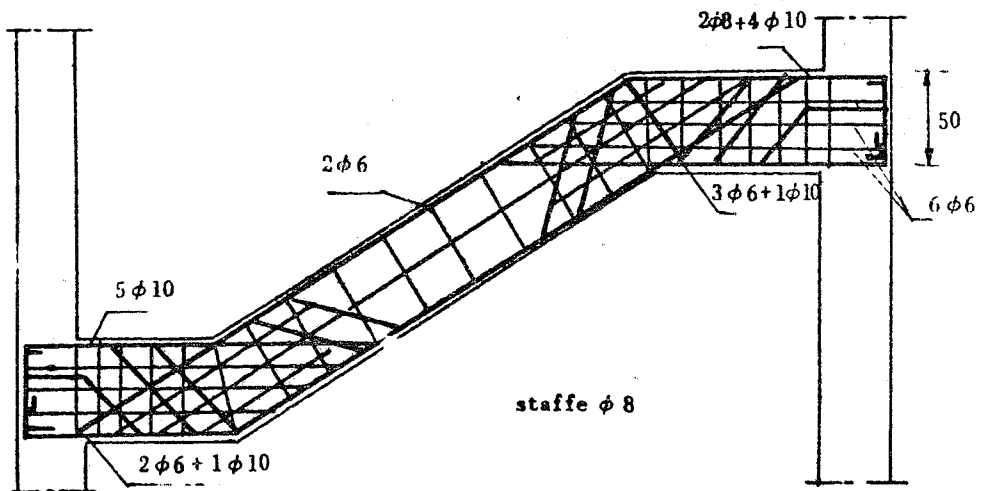
Nella seconda ipotesi di pianerottolo molto rigido e trave torcibile al limite si perviene al valore

nullo dello stesso rapporto; il pianerottolo impedisce allora ogni rotazione trasversale della trave a ginocchio rappresentando, per essa, un vincolo perfetto a torsione. Esso esercita sulla trave un momento torcente che equilibra quello applicato dai gradini a sbalzo.

In definitiva, la trave a ginocchio trova nei pianerottoli, invece che nei nodi terminali di attacco ai pilastri, i suoi vincoli torsionali di estremità'.

Si e' così' ottenuta la fascia racchiusa dai due diagrammi, rappresentati in fig. 6-8, nei quali si e' supposta lineare la distribuzione dei momenti iperstatici nel tratto corrispondente al pianerottolo.

Una volta noto il campo (fascia), entro il quale sono comprese le effettive caratteristiche flettenti, taglianti e torcenti, il proporzionamento della sezione trasversale della trave a ginocchio si esegue, sempre



stralciato da un progetto esecutivo

Fig 6-9

con una certa larghezza (per le ragioni che s'indicheranno anche al par. 6.7) secondo le indicazioni derivanti dalla teoria statica del cemento armato.

6.6.- Travi di testata.

Nella ipotesi di pianerottoli flessibili, i momenti torcenti (M_A ed M_B) vincolari, agenti alle estremità, sono esercitati sulla trave dai nodi terminali. Come sempre, interviene il criterio di fascia: poiché a gli ultimi piani i pilastri sono molto sottili ed hanno scarsa capacità di resistenza flessionale, conviene, al limite, prescindere del tutto dal contributo dei pilastri e disporre, al perimetro della scala, due travi (indicate con t_A e t_B in fig. 6-8), ortogonali a quelle a ginocchio, capaci di assorbire dette reazioni torcenti terminali. I momenti torcenti, per esse, diventano flettenti ed anche per dette travi esiste la fascia limite, costituita dalle corrispondenti ipotesi (limite) di rigidità nulla e, rispettivamente, infinita dei pilastri, collegate entrambe alla ipotesi di rigidità nulla dei pianerottoli (l'ipotesi di rigidità infinita dei pianerottoli elimina ogni effetto dei momenti torcenti sulle travi t_A e t_B e quindi riconduce la trave in esame nella fascia valida per una qualsiasi trave di piano). Nel primo caso limite, di rigidità nulla dei pilastri e dei pianerottoli, le travi di testata realizzano, insieme alle due travi a ginocchio, un nastro continuo di travi perimetrali, interagenti ortogonalmente agli estremi comuni, che si svolge a spirale salendo lungo tutta la scala. Ai piani inferiori

(pilastri molto rigidi) e' piu' vicino al secondo limite perche' i pilastri, in condizioni di servizio, sono molto robusti e le singole campate del nastro risultano separate ed incastrate perfettamente agli estremi.

Accettando la soluzione di scala tipo che sia staticamente valida a tutti i piani, le travi di perimetro della scala si proporzionano in base alla fascia definita dalle dette due ipotesi limite, come gia' e' gia' piu' volte indicato.

6.7.- Pianerottoli.

I pianerottoli di riposo e di caposcala hanno forma rettangolare e si realizzano con solette, piene o alleggerite, vincolate lungo i due lati minori alle travi a ginocchio (*).

Occorre tener presenti i due casi limite di cui si e' gia' detto in precedenza per le travi a ginocchio. Nel caso di pianerottolo rigido e travi torcibili i momenti trasversali agenti sulle travi a ginocchio inducono nella soletta reazioni vincolari che costituiscono per essa flessioni positive additive rispetto a quelle provocate dai carichi esterni direttamente applicati alla soletta stessa.

Agiscono infatti ai due estremi del pianerottolo momenti che ne tendono le fibre inferiori. La soletta-----

(*) Nel caso di scala sviluppantesi nell'interpiano con tre rampe, i due pianerottoli di riposo assumono, invece, forma pressochè quadrata e sono costituiti da solette sorrette a sbalzo su due lati consecutivi.

ta si considera pertanto semplicemente appoggiata agli estremi e sottoposta oltre che al carico uniforme direttamente agente a due momenti positivi pari alle reazioni torcenti dei rampanti applicati alle due estremità' (fig. 6-10).

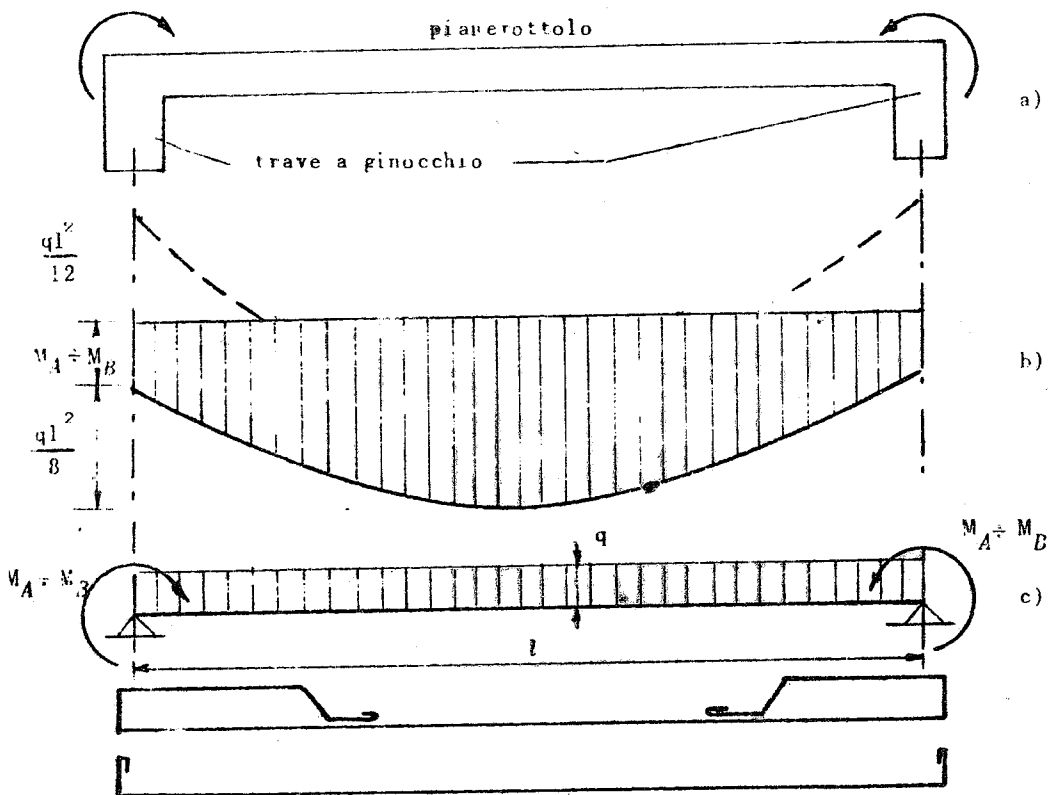


Fig 6-10

L'altra ipotesi limite (pianerottolo flessibile e trave rigida) comporta per il pianerottolo, incastri perfetti agli estremi. Il pianerottolo si arma con barre inferiori prolungate fino alle estremità' dove il momento flettente positivo non è nullo, così come illustrato in fig. 6-10. Agli incastri il momento flettente negativo relativo alla seconda ipotesi limite richiede corrispondenti armature.

6.8.- La scala come irrigidimento dell'ossatura dello edificio.

La struttura della scala svolge un ruolo notevole anche nel quadro, piu' generale, del comportamento statico della intera ossatura dell'edificio.

Si consideri, ad esempio, il caso, molto comune, di edificio a pianta rettangolare allungata, nel quale le travi di piano siano disposte parallelamente al lato piu' lungo e solo i solai, con le due travi di testata, siano disposti in senso trasversale. In questo caso la scala, disposta quasi sempre nella zona centrale della pianta, puo', anzi spesso deve, assumere la ulteriore funzione di irrigidimento trasversale dell'edificio. Si e' gia' accennato all'opportunita', in mancanza di un apposito calcolo, di conferire alla scala doti di esuberanza statica, che valgano a renderla capace di adempiere anche a questa funzione, che puo' essere vitale per l'edificio. Negli edifici molto alti questa necessita' di irrigidimento trasversale s'impone esplicitamente ed un apposito calcolo puo' indicare l'opportunita' di realizzare pareti piene, (almeno ai piani inferiori) che potrebbero coincidere con le pareti della scala, per diaframmare ed irrigidire trasversalmente tutta l'ossatura. A tali pareti, e ad altre se necessarie, si assegna il compito di assorbire le azioni dovute al vento o, eventualmente, ad effetti sismici.

Quando la distribuzione architettonica prevede che la cassa di scala sia al di fuori dell'edificio e mancando il suo contributo di irrigidimento e' opportuna, anche per edifici di pochi piani, la verifica dell'ossatura rispetto alle condizioni di instabilita' globale argomento che non e' trattato in questo volume.

7 - FONDAZIONI.

7.1.- Generalità.- Fondazioni dirette ed indirette.

La verifica di stabilità delle fondazioni di un edificio richiede l'accertamento della compatibilità statica tra gli strati geologici interessati e la struttura dell'intero edificio, con particolare riguardo a quella parte, che si trova più vicina al suolo, che si chiama normalmente struttura di fondazione o, ancor più brevemente, "fondazione".

La fondazione si dice "diretta" se il suo sistema di realizzazione permette di operare a contatto diretto con il "piano di posa", e cioè indipendentemente dalla profondità.

Si considera invece "indiretta" se il sistema di costruzione non consente all'operatore di portarsi direttamente a contatto con il piano di posa, ma solo indirettamente attraverso l'impiego di appositi mezzi d'opera. Normalmente le fondazioni indirette si adottano per ragioni tecnico-economiche quando gli strati superficiali non danno affidamento e l'incidenza dell'onere dello scavo diventa eccessiva, attesa la profondità degli strati geologici che risultano staticamente idonei in rapporto alle caratteristiche della struttura portata. In genere quindi esse sono più profonde di quelle dirette anche se questa

circostanza non ne costituisce una caratteristica essenziale.

La profondità' del piano di posa e degli strati geologici da interessare deve essere scelta con cautela, indipendentemente da ragioni strettamente tecniche. Infatti, a meno che il suolo non sia costituito da roccia affiorante particolarmente compatta, non e' mai opportuno realizzare una fondazione diretta troppo superficiale; essa sarebbe infatti vulnerabile, perche' soggetta a tutte le perturbazioni, che necessariamente colpiscono gli strati superficiali del terreno, dovute ad agenti naturali ed artificiali. Basta pensare alle varie installazioni e servizi che si rendono necessari all'interno dell'area dell'edificio o nella fascia perimetrale circostante, quali ad esempio, fognature, canalizzazioni, serbatoi interrati, impianti di lavaggio, piantagioni, ecc., che interessano gli strati superficiali di terreno per alcuni metri al di sotto del piano campagna e che sono soggette nel tempo ad inevitabili disservizi, sia pure nell'ambito di una normale manutenzione (*).

La scelta del piano di posa e', cioe', dettata oltre che da un corretto esame statico anche da altre esigenze di funzionalita' e funzionamento della costruzione. Con la profondita', a parita' di ogni altro fattore, in genere aumenta la capacita' di resistenza del piano di posa; esistono tuttavia casi in cui la capacita' di resistenza si riduce con la profondita'.

Il costo della fondazione aumenta certamente con

(*) E' doveroso che del progetto della fondazione si tenga conto nel progetto delle infrastrutture dell'edificio e viceversa.

essa e, oltre un certo valore, diventa proibitiva la realizzazione di una fondazione diretta; nei casi in cui essa sia comunque indispensabile, si rendono necessari mezzi speciali per contenere la spinta delle terre e talora in presenza di acqua, palancole, cassoni autoaffondati, cassoni ad aria compressa, ecc..

Normalmente si rinuncia al diretto contatto dell'operatore e si utilizzano "pali" realizzati con apposite attrezzature meccaniche. Anche in questo caso, con particolari dispositivi, si prelevano campioni di terreno per valutarne la capacita' portante.

Peraltro, essa puo' determinarsi anche con apposite indagini (ad es. profili penetrometrici, prove di carico su pali campione, ecc.).

Sia le fondazioni dirette che quelle indirette si classificano in base alle caratteristiche tecniche di realizzazione, del materiale impiegato e cosi' via.

Tutta la struttura dell'edificio partecipa alla statica della "fondazione"; un esame separato si giustifica solo per lo scopo di semplificare il compito della progettazione, ma richiede la preventiva definizione delle condizioni e delle ipotesi che si formulano per tale esame separato.

La determinazione delle caratteristiche meccaniche del piano di posa e le verifiche corrispondenti fanno parte di altra disciplina; si suppone nel seguito che siano definibili e note le caratteristiche di resistenza e di deformabilita' del piano di posa; si suppone, in particolare, di conoscere il legame tra resistenza meccanica convenzionale (espressa ad esempio in kg.cm^{-2}) e corrispondente deformazione e che tale legame sia lineare ed indipendente dalla forma e dall'estensione dell'area di contatto tra strut

tura di fondazione e suolo (*). Si suppone ancora che i cedimenti si mantengano 'piccoli' (**) entro il valore limite delle sollecitazioni assegnato per il piano di posa.

7.2.- Plinti isolati.

Le strutture che si utilizzano per le fondazioni dirette assumono forme e schemi dipendenti generalmente dal valore della sollecitazione massima ammissibile per il piano di posa e dall'entità del carico trasmesso dall'edificio.

Si consideri inizialmente il caso che il pilastro trasmetta un carico verticale centrato. Il rapporto tra detto carico e la sollecitazione ammissibile del piano di posa fornisce l'area della base necessaria nella ipotesi di ripartizione uniforme. Se le dimensioni della base, così determinate, sono piccole rispetto all'interasse tra i pilastri, la fondazione si può realizzare con "plinti isolati" (figura 7-1).

Effettuato lo scavo si ricopre il fondo, che costituisce il piano di posa, con uno strato di congl

(*) Tale legame in realtà non è mai lineare, raramente offre garanzie di perfetta elasticità e dipende dalla forma e dall'estensione del piano di contatto.

(**) Per l'ossatura di un edificio il cedimento relativo si considera ammissibile se comporta rotazioni delle travi non superiori a 0,002.

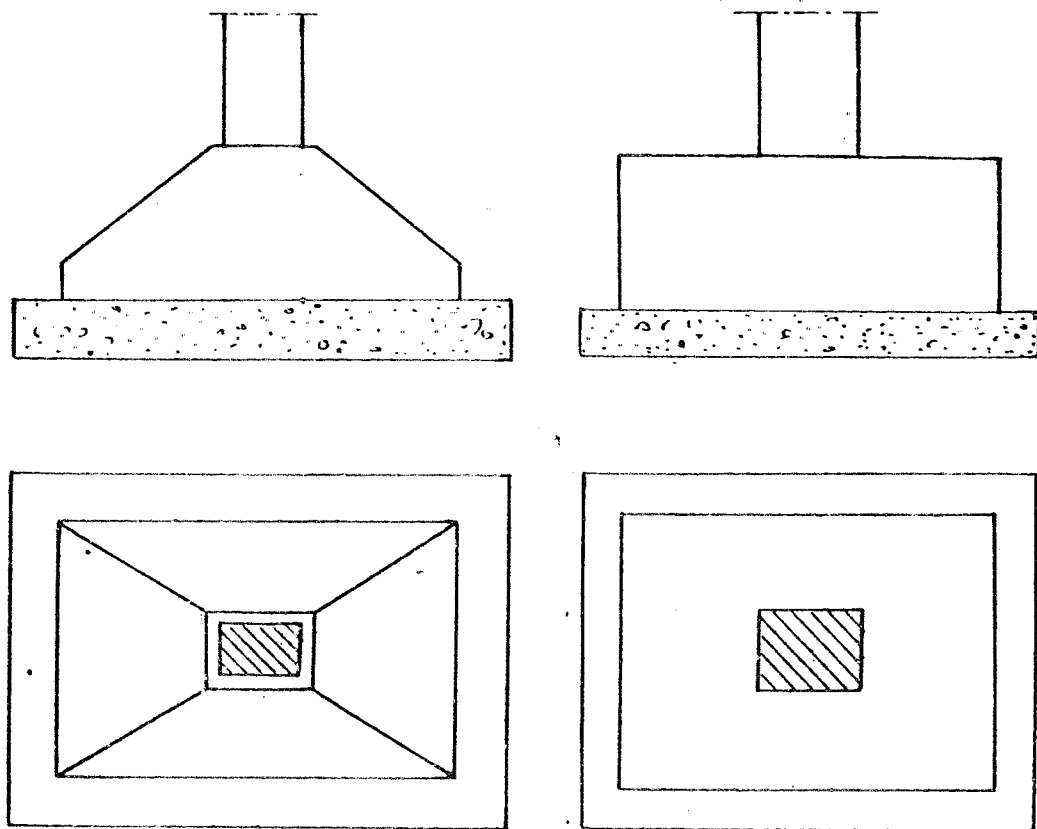


Fig.7-1 - Due forme usuali per plinti isolati di

merato non armato ("sottoplinto") avente lo scopo di evitare che la successiva esecuzione della struttura in cemento armato del plinto avvenga in presenza di polvere o fango.

Nel sottoplinto e' opportuno predisporre ferri verticali di attesa per una migliore appresatura con il sovrastante plinto.

Al plinto si conferisce la forma di semplice parallelepipedo, quando le dimensioni della base sono piccole e la forma di tronco di piramide quando la base e' tanto ampia che l'economia di materiale che così si realizza compensa il maggiore onere di magistero.

Il comportamento statico del plinto rappresenta un problema indiscutibilmente aperto della bibliografia tecnica, trattandosi di un solido volutamente tozzo, di forma molto variabile, non affrontabile con la teoria delle travi o delle piastre sottili. Non si dispone allo stato attuale di una schematizzazione rigorosa di calcolo.

D'altra parte, trattandosi di opere la cui stabilità coinvolge quella di tutto l'edificio, sono lecite, anzi opportune, schematizzazioni (*) che siano a vantaggio di statica; tutto ciò in attesa che la ricerca scientifica ne approfondisca meglio il comportamento statico, con un adeguato modello teorico.

A tal fine, volendo operare su modelli sperimentali, occorrerebbe eseguire prove a rottura, che però escludano a priori il contributo offerto dalla resistenza a trazione del conglomerato (**) e dall'attrito con il suolo al fine di assicurare la resistenza nel tempo, anche in assenza di effetti che potrebbero venire a mancare.

Allo stato attuale delle conoscenze si consiglia di assumere per modello teorico la struttura del plinto suddivisa in pianta in quattro elementi trapezoidali, con altrettanti tagli (ideali) verticali effettuati secondo le congiungenti i vertici del quadrato di base con i corrispondenti vertici del pilastro (fig 7-2a).

(*) Lo schema ancora una volta si presenta come un operatore finalizzato a realizzare opportuni effetti statici adeguata sicurezza e rigidità.

(**) Su tale resistenza non si può far sicuro affidamento e si potrebbe determinare in una prima prova di carico un valore corrispondente alla fessurazione prossima se non addirittura superiore, a quello di rottura.

Si ottengono cosi' quattro mensole, ciascuna incastrata con la base di minore larghezza al pilastro.

Questo schema rende immediata la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione se si assumono valide le seguenti ipotesi: (*)

- a) che le deformazioni del plinto siano molto piu' piccole di quelle del piano di posa e che quindi la distribuzione delle pressioni sia uniforme (questa ipotesi, anche se non rispondente al vero, e' tuttavia a vantaggio di statica);
- b) che sia nullo l'attrito tra plinto e piano di posa e che siano cioe' consentite liberamente le deformazioni della superficie inferiore del plinto.

Tenendo conto del grado di approssimazione di tutto il procedimento e' giustificato valutare il momento flettente a filo del pilastro con la seguente espressione approssimata (fig. 7-2a))

$$M=N \left(\frac{A}{12} - \frac{a}{8} \right) \quad . \quad (**)$$

(*) Anche queste ipotesi rientrano nello schema che comprende le condizioni di vincolo e di carico.

(**) Essa si ottiene supponendo che i piani ideali di taglio coincidano in proiezione orizzontale con le diagonali del rettangolo di base e che la risultante delle pressioni del terreno sia applicata nel baricentro di ciascuno dei quattro triangoli cosi' definiti, anziche' dei trapezi proiezioni orizzontali delle quattro mensole. Il momento e' infatti il prodotto della risultante ($N/4$) per la sua distanza ($A/3 - a/2$) dalla faccia del pilastro (fig. 7-2a). Il risultato e' tanto piu' approssimato quanto piu' la forma del pilastro e' affine a quella della base del plinto e quanto minore e' il rapporto tra area del pilastro e base del plinto.

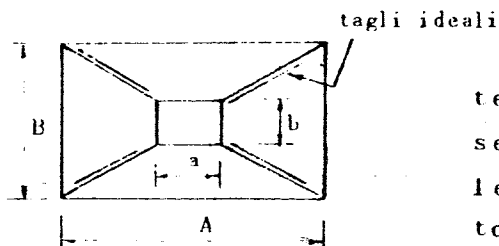


Fig 7-2 a)

Noto il momento flettente, sono applicabili per la sezione d'incastro le formule di verifica e di progetto, valide per la sezione rettangolare. Nel dimensionamento occorre rendere effec-

tiva l'ipotesi di rigidità del plinto, assunta nel calcolo, e rispettare le usuali esigenze di esecuzione, al fine di realizzare una struttura poco vulnerabile da parte degli agenti chimico-fisici eventualmente presenti nel sottosuolo. Trattandosi di struttura tozza particolare attenzione richiede la verifica a taglio.

Per la valutazione delle tensioni tangenziali la teoria fornisce l'espressione

$$\tau = \frac{I}{0,9 L \cdot h} - \frac{M \cdot \gamma}{0,9 L h^2}$$

che tiene conto, nelle stesse ipotesi, della variabilità della sezione si possono così determinare sui presumibili piani inclinati di fessurazione, gli sforzi da assorbire con i sagomati, così come è ben noto dalla statica del cemento armato.

Giova qui sottolineare che, per l'importanza che rivestono le fondazioni e la notevole entità, in valore assoluto, dello sforzo di taglio, è consigliabile disporre sempre armature capaci di assorbire tutto l'effetto tangenziale, anche quando il valore della tensione tangenziale assume valori modesti che secondo le norme potrebbero essere affidati solo al conglomerato. In ogni caso è sempre opportuno sagomare le barre di acciaio che non siano più necessarie a flessione ed aggiungere cavalli sotto il pilastro per crea-

re una diffusione piu' uniforme dell'armatura nella massa di conglomerato e del flusso di sollecitazioni provenienti dal pilastro verso il piano di posa. Per esempi di armatura vedi fig. 7-2b e 7-2c.

Anzi, a vantaggio di stabilita', talora si trascura anche la riduzione della tensione tangenziale derivante dalla variabilita' della sezione. Di contro, quando l'inclinazione e' molto elevata, il vantaggio si accentua al punto da rendere inapplicabile il modello di quattro mensole e da orientare invece verso un comportamento di pilastro a sezione variabile, allargato verso il basso. (fig. 7-3).

Il carico verticale proveniente dall'alto si diffonde spontaneamente secondo canali inclinati per trasmettersi al piano di posa (*).

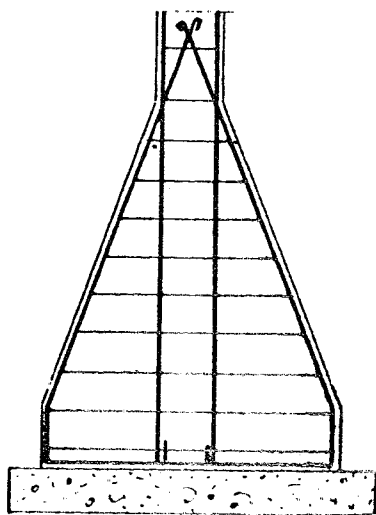


Fig 7-3

(*) Questa diversita' di schema si evidenzia anche attraverso il fatto che la su riportata espressione della sollecitazione tangenziale al crescere di $\tan \alpha$ diventa negativa. L'evidente assurdo dipende dalla inammissibilita' dello schema di mensola che e' lecito solo per piccoli valori di α .

Il plinto in questo caso puo' schematizzarsi come un insieme di bielle inclinate (ciascuna a sezione variabile) colleganti il suolo con il pilastro a sezione costante. Staffe e ferri longitudinali vanno pertanto disposti nella stessa misura prescritta per i pilastri ed inferiormente, in corrispondenza cioe' della base, va disposta una rete capace di assorbire le componenti orizzontali di tali sforzi nella ipotesi che il piano sia assolutamente incapace di assorbire pressioni inclinate (*).

La possibilita' di realizzare plinti del tutto privi di armatura va comunque scartata, a meno che non si adottino criteri di dimensionamento analoghi a quelli validi per strutture in "muratura", ovvero per materiali teoricamente incapaci del tutto di resistere a sforzi di trazione. Nelle strutture in muratura si devono ridurre gli effetti tangenziali e le conseguenti trazioni a livelli tanto modesti da rendere inutile l'affidamento di esse ad armature metalliche. Nel caso invece di strutture in cemento armato le armature sono in ogni caso indispensabili, a prescindere anche dall'effetto di azioni esterne, per conferire al materiale le necessarie garanzie nei confronti di difetti di esecuzione, autotensioni, lesioni da ritiro, ecc., premessa indispensabile per classificare il materiale come conglomerato armato.

(*) Se il terreno di fondazione ha caratteristiche meccaniche molto buone, secondo alcuni autori, si puo' tener conto dell'attrito tra plinto e suolo. In tal caso basterebbe disporre solo le armature verticali e le staffe cerchianti orizzontali; la rete inferiore non avrebbe piu' ragione di essere (fig. 7-3) dal punto di vista statico e potrebbe conservarsi solo in misura ridotta per ragioni tecnologiche.

7.3 Plinti sollecitati da sforzo normale eccentrico

Nel caso che il pilastro trasmetta al plinto anche un momento flettente ed uno sforzo orizzontale in corrispondenza del piano di posa la retta di azione della risultante non passa per il baricentro della base del plinto (nella ipotesi s'intende che questo si trovi sulla stessa verticale del baricentro della sezione del pilastro). La distribuzione delle sollecitazioni sul suolo è allora disuniforme ed è determinabile in funzione della eccentricità del punto di applicazione della risultante (centro di pressione) rispetto al baricentro (fig. 7-4).

La componente orizzontale deve essere assorbita per attrito fra suolo e plinto, e deve quindi essere verificata la condizione che sia minore (con un congruo margine di sicurezza) del prodotto della componente verticale per il coefficiente di attrito tra plinto e suolo. Il piano di contatto plinto-suolo è tutto compreso se il centro di pressione è all'interno del nocciolo della figura di base (nel "terzo medio" nel caso di forma rettangolare e di asse di flessione coincidente con una delle mediane). Se il centro di pressione è fuori dal nocciolo, una parte della superficie di base diventa inerte essendo il suolo incapace di assorbire sforzi di trazione.

La determinazione della posizione dell'asse neutro si esegue in generale attraverso la condizione che esso sia antipolare del centro di pressione rispetto all'ellisse centrale di inerzia della parte reagente. Nel caso di base di forma qualsiasi e di centro di pressione applicato in un punto generico della base il capitolo della pressoflessione ci indica la possibilità

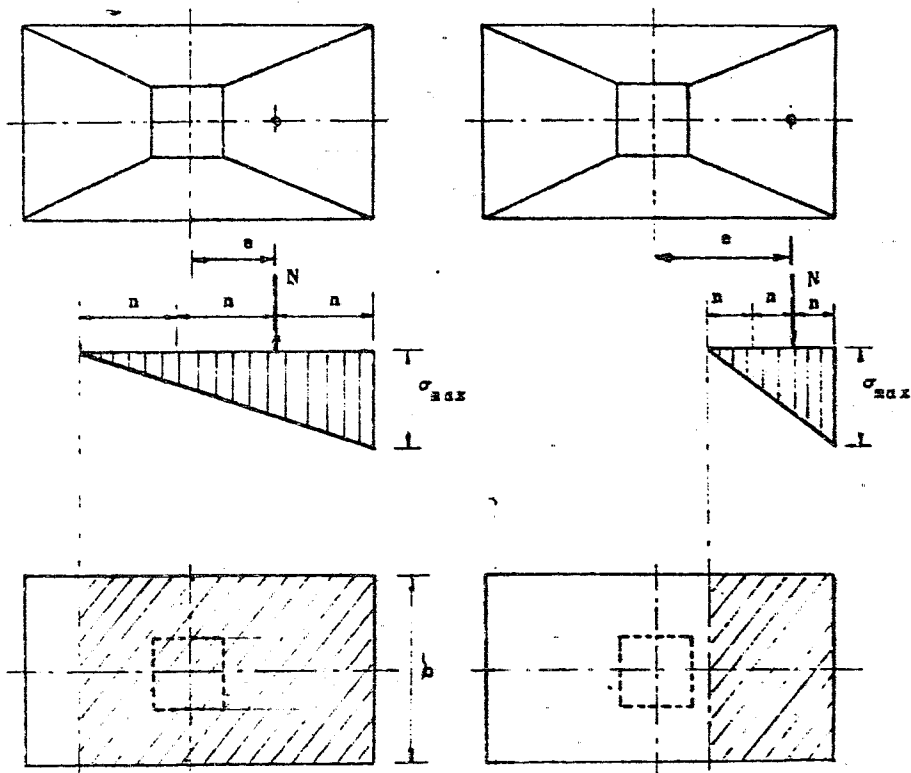


Fig. 7-4.

di risolvere graficamente con uno o piu' tentativi il problema della ricerca dell'asse neutro e del diagramma delle pressioni.

Nel caso, piu' semplice, di base rettangolare e centro di pressione agente lungo una mediana la posizione dell'asse neutro e della sollecitazione massima e' facilmente determinabile (fig. 7-4).

Il pillo e' ovviamente sollecitato dalle stesse

pressioni del terreno di segno opposto alle precedenti. Si determinano le caratteristiche di flessione e taglio nel plinto secondo schemi semplificati che di volta in volta si scelgono nel modo più opportuno; generalmente i massimi effetti si hanno all'attacco del plinto con il pilastro.

Alla casistica molto vasta si provvede adottando, con opportuni tagli ideali, modelli analoghi a quelli già indicati per il plinto simmetricamente caricato.

7.4. Plinti zoppi

Un caso particolare che è opportuno trattare con maggiore attenzione è costituito dai "plinti zoppi" che talora, inopportunamente, vengono adottati in prossimità del perimetro per non invadere il suolo adiacente di proprietà aliena.

È bene dire subito che si tratta di una struttura irrazionale dal punto di vista statico; infatti, nella ipotesi che il carico agisca secondo la verticale eccentrica del pilastro, la distribuzione delle sollecitazioni sulla base sarebbe quella indicata in figura 7-5 e gran parte della base sarebbe inerte.

Come si vede anche dalla fig. 7-6, sempre nella ipotesi che il carico agisca secondo l'asse del pilastro sarebbe inutile assumere larghezze del plinto maggiori di 1,5 volte la larghezza del pilastro; anzi si vede che riducendo la larghezza trasversale del plinto al di sotto di tale valore la sollecitazione massima diminuisce e presenta un minimo quando il plinto ha la stessa larghezza del pilastro: il tratto compreso

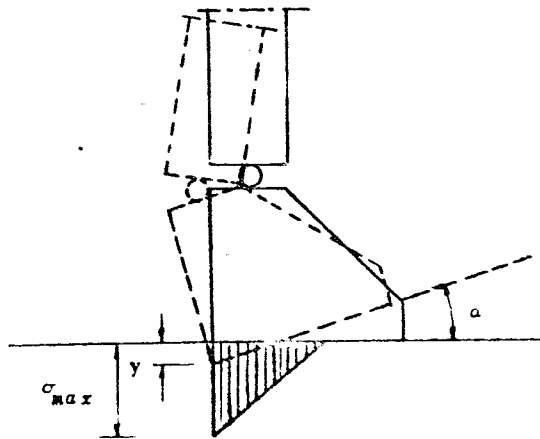


Fig 7-5

tra A' e A corrispondente ad una larghezza minore del pilastro, non ha significato pratico.

Se allo sforzo normale si accompagnano momenti flettenti e sforzi di taglio agenti al piede del pilastro la distribuzione delle pressioni si modifica.

Infatti solo se il carico trasmesso dal pilastro e' verticale ed e' applicato a mezzo di una cerniera all'attacco con il plinto, il diagramma e' quello indicato in fig. 7-5; in tal caso il plinto presenterebbe la deformazione illustrata dalla stessa fig. 7-5, in cui la rotazione α dipenderebbe dalla costante c di sottofondo, attraverso la relazione:

$$\alpha = \frac{2N}{9 b u^2 c} \quad (c = \frac{\sigma}{y})$$

espressa come rapporto tra il cedimento massimo ($y = \frac{\sigma}{c}$) che si verifica in corrispondenza dello spigolo esterno del plinto e la larghezza ($3u$) dell'area reagente.

Se, come avviene in realta', non esiste alcuna cer

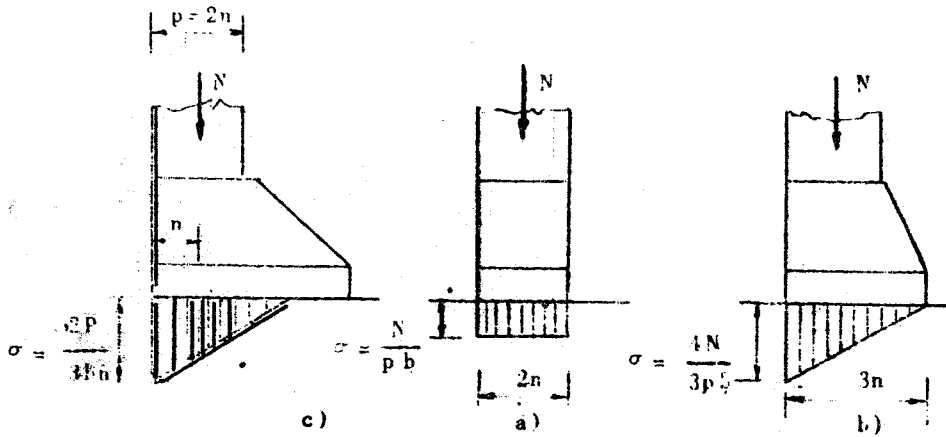
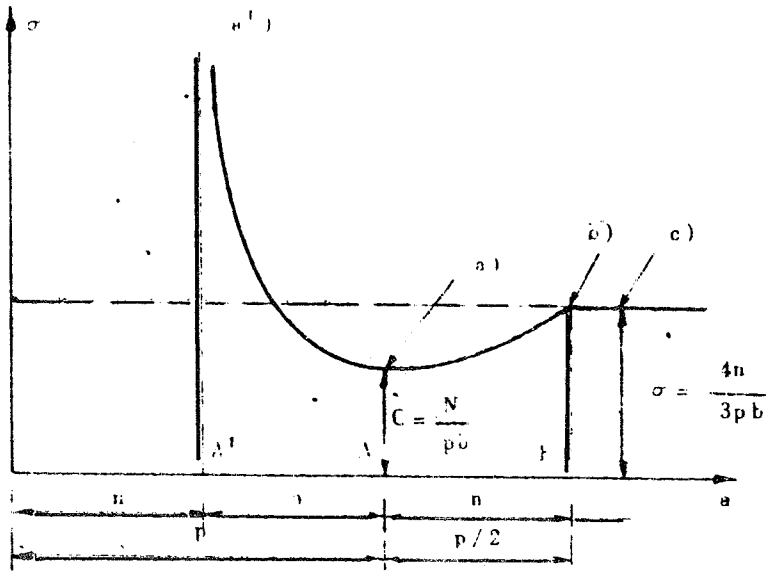
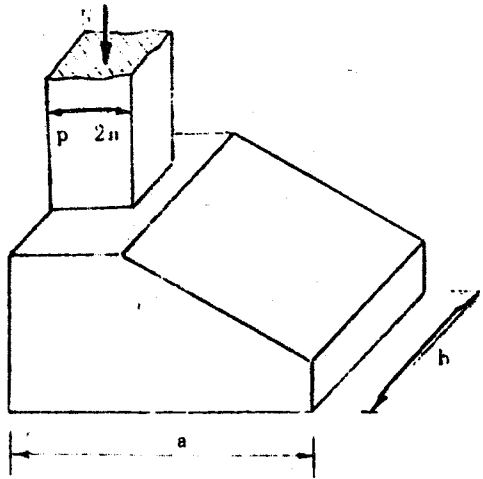


Fig 7.6

niera nella sezione di attacco tra plinto e pilastro, si destano ivi momenti e tagli atti ad imporre il rispetto della congruenza (fig. 7-7).

La soluzione del problema presenta, dal punto di vista quantitativo, difficoltà rilevanti connesse principalmente al valore da assegnare alla costante di sottofondo (c); dal punto di vista qualitativo invece e' chiaro che il momento ed il taglio che si destano

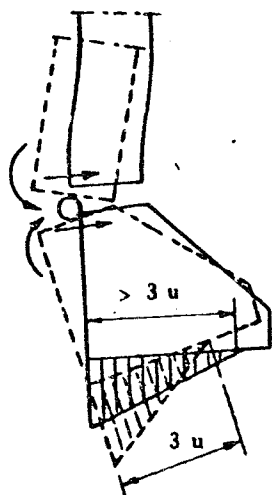


Fig. 7-7

tendono a centrare la risultante del carico rispetto alla base del plinto ovvero a spostare il suo punto di applicazione verso l'interno dell'edificio. Le condizioni di lavoro del piano di posa migliorano ma, contemporaneamente, si aggravano le condizioni di lavoro del pilastro, che e' sollecitato a pressoflessione invece che a pressione semplice: nasce quindi la necessita' di controllare che nel pilastro la sollecitazione che si desta non sia eccessiva e, al limite, determini una rottura al piede.

In definitiva in sede di progetto conviene indubbiamente evitare plinti zoppi, arretrando, ad esempio, il

pilastro all'interno dell'area dell'edificio e ricorrendo in elevazione a strutture a stalzo verso il confine (fig. 7-8).

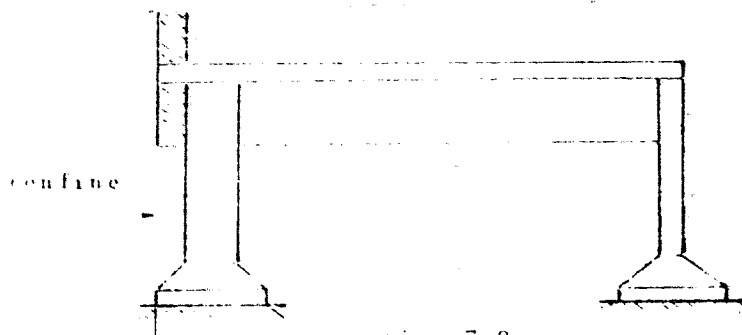


fig. 7-8

Nel caso invece che, in sede di verifica di una struttura già eseguita, le sollecitazioni del piano di posa o del pilastro risultino inammissibili, si può adottare il provvedimento (fig. 7-9) di rafforzare il

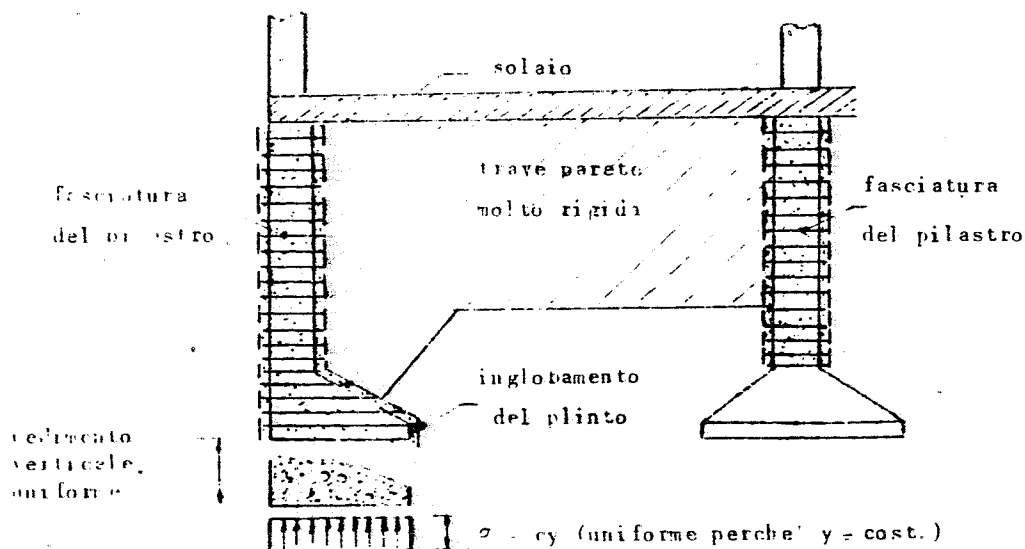


fig. 7-9

pilastro rendendolo capace di assorbire un momento flettente di entità tale da centrare il carico sulla fondazione; ciò avviene effettivamente se il rafforzamento conferisce al pilastro una rigidità tanto elevata da impedire al plinto ogni rotazione. Si ha così un netto miglioramento delle condizioni di lavoro del piano di posa sollecitato, al limite, dalla pressione uniformizzata su tutto il piano di $(\sigma = \frac{N}{A_{st}})$ appoggio del plinto.

7.5.-Collegamenti tra i plinti isolati.

La fondazione di un edificio, costituita da plinti isolati, deve poter assorbire anche le spinte orizzontali, eventualmente trasmesse dall'edificio stesso; inoltre non possono escludersi difetti costruttivi nel singolo plinto o in un gruppo di essi (quali fuori-piombo dei pilastri, disuniformità nelle caratteristiche del suolo, alterazioni nel tempo delle caratteristiche meccaniche del piano di posa per cause esterne accidentali) il cui verificarsi, sia pure nel ciclo di normale manutenzione di un edificio, come si è detto, è un evento possibile e quindi prevedibile.

La probabilità di perturbazioni è molto ridotta se il piano di posa è profondo, oppure se è costituito da rocce compatte (tufacee, conglomerati stabili), oppure ancora da sabbie immerse permanentemente in acqua, mentre è molto maggiore se il piano di posa è superficiale ed è costituito da terreni sciolti. In questi ultimi casi come si è già detto allo

inizio, occorre approfondire convenientemente il piano di posa o ricorrere a fondazioni indirette. Tutto questo complesso di eventuali perturbazioni deve essere fronteggiato in limiti commisurati alla probabilita' che si verifichi l'evento. Tra i provvedimenti opportuni per conferire maggiore stabilita' alle fondazioni isolate e dirette si annoverano, innanzitutto i collegamenti orizzontali tra i plinti. Sul perimetro esterno, essi, spesso, si dispongono indipendentemente da tali considerazioni perche' hanno lo scopo di portare i muri di chiusura del piano terra(*). Il perimetro, del resto, e' certamente il piu' esposto a perturbazioni provenienti dall'esterno (fogne, condotte, traffico, ecc.). Una rete completa di travi, capace di realizzare vincoli mutui al piede dei pilastri e di contrastarne una eventuale tendenza a divaricamenti, diventa indispensabile in terreni molto sensibili a turbative, specie se dipendenti da infiltrazioni di liquido (fig. 7-10).

Infatti, in caso di dissesto del piano di posa, il pericolo maggiore e' rappresentato dalla possibilita' che il piede, oltre a cedere, si sposti trasversalmente e si verifichino rotture dei pilastri per pressoflessione. Infatti sarebbero molto elevati i valori del momento flettente nei pilastri per spostamenti relativi tra gli estremi, determinati dal fatto che in testa essi sono collegati tra loro dal primo solaio, mentre al piede, in mancanza di travi di collegamento, gli spostamenti potrebbero essere diversi in re-

(*) Le murature perimetrali di chiusura, se fondate direttamente a quota piu' alta del piano di posa dei plinti, presenterebbero inevitabilmente cospicue lesioni di assestamento.

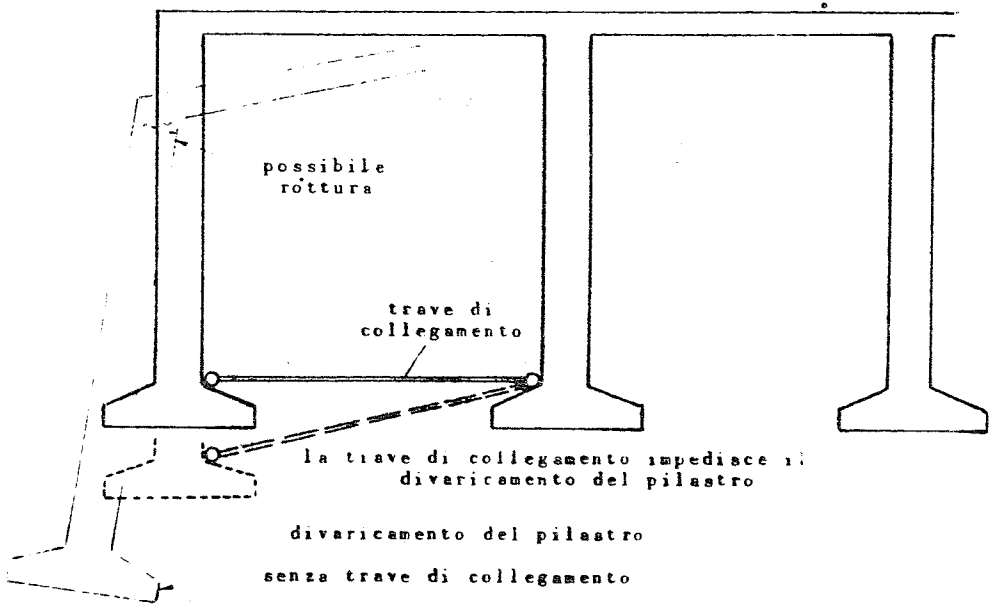


Fig. 7-10

relazione allo stato di dissesto del piano di posa.

Ovviamente non si possono però evitare, con travi di collegamento di normali dimensioni, disuniformità dei cedimenti verticali; se questi sono prevedibili con molta probabilità, si dovrebbero adottare travi molto rigide (pareti) disposte in più direzioni e quindi, estendendo tale criterio a tutti i pilastri, una struttura scatolata di travi "parete" poggiate su plinti isolati. Questo schema può presentare notevoli vantaggi anche rispetto a quello di fondazione continua su travi rovesce, che si considera nel successivo paragrafo.

7.6 - Fondazioni dirette continue.

7.6.1. - Generalita'.

Quando diminuisce la resistenza meccanica del terreno, oppure quando i carichi aumentano (e edifici alti), le dimensioni delle basi di appoggio dei plinti diventano piu' grandi, fino ad interferire tra loro.

Si passa cosi', logicamente, da fondazioni discontinue a fondazioni continue.

Il primo schema, che s'incontra in questo processo logico, rende continua, per una o piu' file di pilastri, solo la sottobase di conglomerato non armato.

Su questa, i plinti sono ancora discontinui mhanno, preferibilmente, forma rettangolare, allungata nella direzione della fila dei pilastri, per una migliore ripartizione dei carichi sulla sottobase. Questo schema e' particolarmente vantaggioso, perche' consente l'impiego di mezzi meccanici per lo scavo delle trincee di fondazione.

Nel successivo passo logico diventano continue anche le sovrastanti strutture in cemento armato; si passa, cosi', dai plinti alla trave di fondazione, che collega tra loro una o piu' file di pilastri. Lo schema di "trave rovescia" e' stato, ed e' tuttora, di largo impiego, specie in zona sismica, ma e' molto oneroso dal punto di vista economico, specie se considerato in rapporto alle prestazioni che e' in grado di fornire (*).

(*) La trave esplica essenzialmente due funzioni; quella di trasmettere i carichi dai pilastri al suolo e quella di collegare e di irrigidire l'intera struttura. Infatti le dimensioni, ./.

Il passo successivo vede le travi disposte in più direzioni, per formare "reticoli di travi", ed, infine, anche gli specchi rettangolari, che esse determinano, completati con "solette rovesce" in modo che la fondazione assume infine lo schema di "solaio rovescio" o "platea generale".

7.6.2.- Lo schema di trave rovescia infinitamente rigida..

Le schematizzazioni, che la teoria propone per la trave rovescia, derivano dal rapporto di rigidità tra trave e suolo.

Lo schema di "trave rovescia infinitamente rigida" può essere considerato valido solo quando è molto elevato il rapporto tra la rigidità della trave e quella del suolo (*). La trave, in tal caso, presenta deformazioni tanto piccole, in rapporto a quelle del suolo, da potersi considerare rettilinea la sua deformata. Il procedimento di calcolo è concettualmente molto semplice, perché così è superato il problema iperstatico del rispetto della congruenza tra trave e suolo.

./.. che in genere assume, sono molto maggiori di quelle delle sovrastanti travi dell'edificio. Se si scindono le due funzioni, si ricade nello schema di plinti isolati con rete di travi di collegamento, che possono, come si è già detto, assumere la forma di "pareti" per ottenere un valido irrigidimento flessionale oltre che estensionale.

(*) Si consideri ad esempio, una riga di acciaio premuta in coltello su un cuscino soffice di gomma piuma. Questo schema è quindi valido per travi pareti che insistano su suoli molto deformabili.

Nota la risultante esterna dei carichi verticali, si ottengono subito: la distribuzione delle pressioni trasmesse al suolo e, successivamente, le caratteristiche flettenti e taglianti nella trave.

E' da osservare pero' che questo procedimento comporta sviluppi numerici molto lunghi e che, per travi rovesce di normali dimensioni (per le quali non e' accettabile l'ipotesi di infinita rigidita'), fornisce risultati fisicamente assurdi.

7.6.3.- La trave elastica su suolo elastico.

Convien quindi in pratica assumere lo schema di *trave elastica su suolo elastico* che e' senz'altro preferibile, oltre che per la semplicita' di applicazione, per una valutazione corretta del comportamento fisico della struttura.

E' noto da corsi precedenti che questa schematizzazione e' retta dall'equazione differenziale: (figura(7-11))

$$y^{IV} + \frac{cb}{EJ} y = \frac{P}{EJ}$$

y = abbassamento

c = costante di sottofondo

b = larghezza della trave

P = carico ripartito

E = modulo di elasticita'

J = momento d'inerzia.

e dalla omogenea associata che assume la forma:

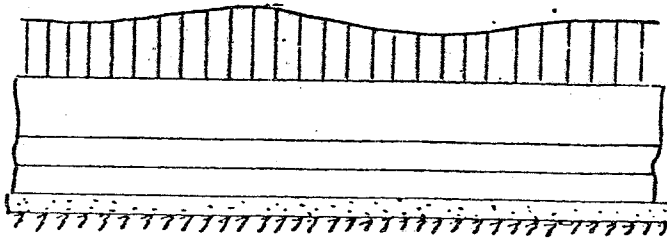


Fig. 7-11

$$y^{IV} + 4 \lambda^4 y = 0 (*)$$

dove

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c \cdot b}{4 \cdot EJ}}$$

Tra i vari casi di carico si utilizzano piu' frequentemente quelli riportati in figura 7-12 e 7-13 con una forza concentrata (**) ed un momento concentrato.

(*) La soluzione generale della omogenea associata e' fornita dalla relazione.

$$y = e^{-\lambda x} (C_1 \sin \lambda x + C_2 \cos \lambda x) + e^{\lambda x} (C_3 \sin \lambda x + C_4 \cos \lambda x)$$

Nelle pratiche applicazioni si utilizza lo schema di trave di lunghezza infinita o seminfinita caricata nella origine (\$x=0\$). Le costanti \$C_3\$ e \$C_4\$ sono nulle perche', per \$x = \infty\$, deve essere \$y=0\$ e la espressione dell'abbassamento si riduce alla seguente espressione:

$$y = e^{-\lambda x} (C_1 \sin \lambda x + C_2 \cos \lambda x) = e^{-\lambda x} (C_1 s + C_2 c).$$

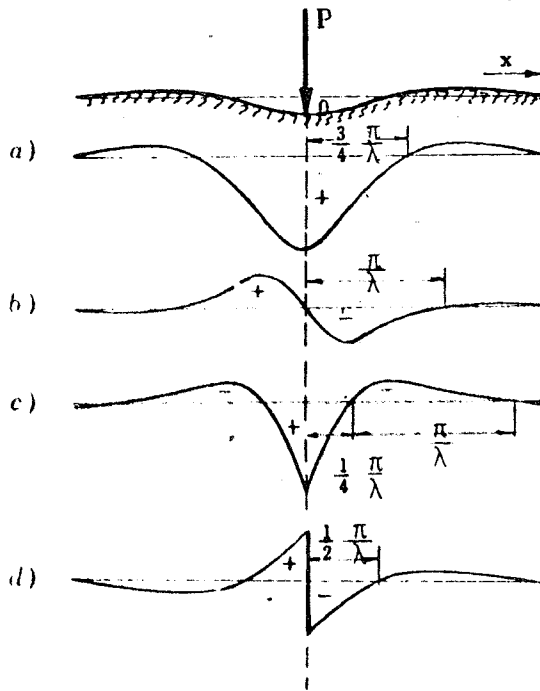
$$(s = \sin \lambda x; c = \cos \lambda x)$$

dove le due costanti \$C_1\$ e \$C_2\$ si determinano volta per volta in base alle condizioni ai limiti.

(**) Sempre nel caso di trave di lunghezza infinita e di una sola forza concentrata in \$x=0\$ la \$y\$ si particolarizza

$$y = \frac{P \cdot \lambda}{2 \cdot c \cdot b} e^{-\lambda x} (\sin \lambda x + \cos \lambda x).$$

Infatti le due condizioni che consentono di determinare \$C_1\$ e \$C_2\$ sono quelle che esprimono la orizzontalita' della tangente alla linea elastica nella sezione di applicazione del carico con

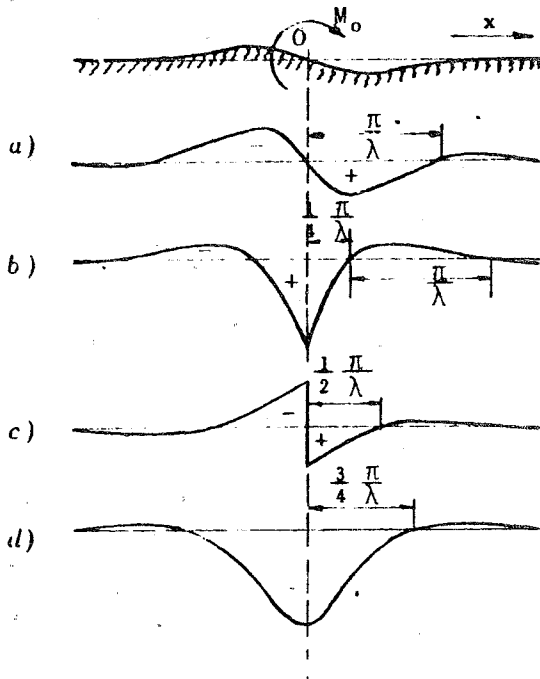


$$y = \frac{P\lambda}{2bc} A_{\lambda x}$$

$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{bc} B_{\lambda x}$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} C_{\lambda x}$$

$$Q = -\frac{P}{2} D_{\lambda x}$$



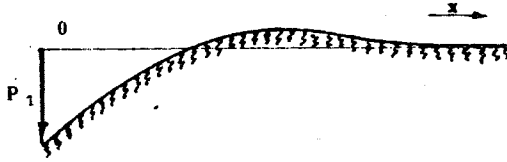
$$y = \frac{M_o\lambda^2}{bc} B_{\lambda x}$$

$$\theta = \frac{M_o\lambda^3}{bc} C_{\lambda x}$$

$$M = \frac{M_o}{2} D_{\lambda x}$$

$$Q = -\frac{M_o\lambda}{2} A_{\lambda x}$$

Fig. 7-12

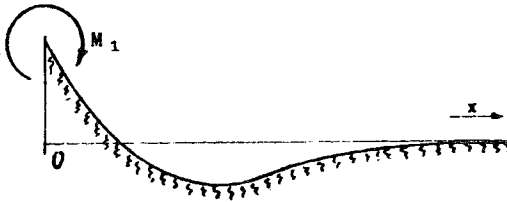


$$y = \frac{2P_1\lambda}{bc} B_{\lambda x}$$

$$\theta = -\frac{2P_1\lambda^2}{bc} A_{\lambda x}$$

$$M = -\frac{P_1}{\lambda} B_{\lambda x}$$

$$Q = -P_1 C_{\lambda x}$$



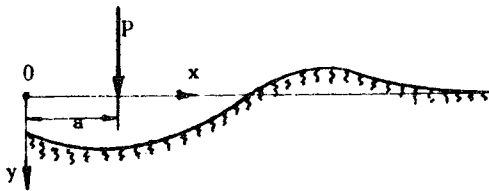
$$y = -\frac{2M_1\lambda^2}{bc} C_{\lambda x}$$

$$\theta = \frac{4M_1\lambda^3}{bc} L_{\lambda x}$$

$$M = M_1 A_{\lambda x}$$

$$Q = -2M_1\lambda B_{\lambda x}$$

Fig. 7-13



$$y = -\frac{P\lambda}{2bc} [(C_{\lambda a} + 2L_{\lambda a}) A_{\lambda x} - 2(C_{\lambda a} + D_{\lambda a}) B_{\lambda x} + A_{\lambda |a-x|}]$$

$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{bc} (aB_{\lambda x} + \epsilon C_{\lambda x} \pm B_{\lambda |a-x|})$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} (aC_{\lambda x} - 2\epsilon D_{\lambda x} + C_{\lambda |a-x|})$$

$$Q = -\frac{P}{2} (aD_{\lambda x} - \epsilon A_{\lambda x} \pm D_{\lambda |a-x|})$$

E' interessante porre in evidenza le seguenti funzioni A, B, C, D di λx :

$$A_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\sin \lambda x + \cos \lambda x) ; B_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \cdot \sin \lambda x$$

$$C_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\sin \lambda x - \cos \lambda x); D_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \cdot \cos \lambda x$$

che intervengono nella soluzione di tutti i casi rappresentati in figura; esse, a meno di costanti, sono,

./.. centrato

$$\left(\frac{dy}{dx} \right) = 0 \quad (\text{per } x = 0)$$

e l'uguaglianza tra la discontinuità del diagramma del taglio ed il carico applicato

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{P}{2} \quad (\text{per } x = 0)$$

Dalla prima condizione si ottiene successivamente:

$$\frac{dy}{dx} = -\lambda e^{-\lambda x}(C_1 \cdot s + C_2 \cdot c) + \lambda e^{-\lambda x}(C_1 \cdot c - C_2 \cdot s)$$

da cui, per $x=0$, essendo $s=0$; $c=1$; $\frac{dy}{dx}=0$; $e^{-\lambda x}=1$, si ha

$$C_1 - C_2 = 0$$

e quindi:

$$C_1 = C_2 = C$$

Dalla seconda condizione, sostituendo l'unico simbolo C nell'espressione di y e derivando tre volte, si ha successivamente:

$$y = C e^{-\lambda x}(s+c);$$

$$\frac{dy}{dx} = -\lambda C e^{-\lambda x}(s+c) + \lambda C e^{-\lambda x}(c-s) = C e^{-\lambda x}(-s-c+c-s) = -2\lambda C e^{-\lambda x}s$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = +2\lambda^2 C e^{-\lambda x} - 2\lambda^2 C e^{-\lambda x}c = 2\lambda^2 C e^{-\lambda x}(s-c)$$

$$\begin{aligned} \frac{d^3 y}{dx^3} &= -2\lambda^3 C e^{-\lambda x}(s-c) + 2\lambda^3 C e^{-\lambda x}(c+s) = 2\lambda^3 C e^{-\lambda x}(-s+c+c+s) = \\ &= 4\lambda^3 C e^{-\lambda x}c \end{aligned}$$

Sostituendo l'ultima espressione in

ciascuna, la derivata della precedente (*).

La soluzione del problema si ottiene utilizzando lo schema di trave di lunghezza infinita e seminfinita, nel quale tutti gli enti di sollecitazione e deformazione sono esprimibili attraverso le suddette quattro funzioni (A,B,C,D), che sono armoniche smorzate con lunghezza di onda pari a $\frac{2\pi}{\lambda}$.

./.

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{P}{2} \quad (\text{per } x=0)$$

si ha

$$EJ4\lambda^3 C = \frac{P}{2} ;$$

da cui

$$C = \frac{P \lambda}{2EJ4 \lambda^4} = \frac{P \lambda EJ 4}{8 EJcb} = \frac{P \lambda}{2cb}$$

Derivando ancora si ha

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -4C\lambda^4 e^{-\lambda x} c - 4\lambda^4 C e^{-\lambda x} s = -4\lambda^4 C e^{-\lambda x} (s+c) = -4\lambda^4 y$$

da cui si vede che e' soddisfatta l'equazione differenziale di partenza che regge il problema.

(*) E' anche interessante notare che, rappresentate su un cerchio trigonometrico, sono sfalsate di $\pi/4$ (fig. 7-14); infatti:

A=0 quando $\sin \lambda x + \cos \lambda x = 0$ cioè,

$$\text{per } \lambda x = \frac{3}{4} ; \text{ quindi } x = \frac{3}{4} \frac{\pi}{\lambda}$$

B=0 quando $\sin \lambda x = 0$ cioè,

$$\text{per } \lambda x = 0, \quad x = \frac{\pi}{\lambda}$$

C=0 quando $\sin \lambda x - \cos \lambda x = 0$ cioè,

$$\text{per } \lambda x = \frac{\pi}{4} ; \quad \frac{5}{4} \pi$$

Esclusa la funzione B, esse sono tutte eguali ad 1 in corrispondenza della origine e si annullano in punti intervallati di $\frac{\pi}{\lambda} = L$ (che si chiama "lunghezza caratteristica").

Gli schemi riportati nelle figg. 7-12 e 7-13 consentono di conseguire la soluzione (numerica) di una trave di lunghezza finita con notevole agilità, utilizzando le tabelle che forniscono A, B, C, D in funzione di x .

Il procedimento di calcolo è noto dai corsi precedenti; giova qui approfondire alcune considerazioni. In primo luogo si ricorda che si assume per schema delle travi di fondazione di edifici quello di "trave di lunghezza finita" caricata con forze concentrate (*); in zona sismica, si aggiungono forze orizzontali e momenti determinati nella ipotesi che lo edificio trovi nella fondazione un vincolo rigido. Questa ultima ipotesi è in contrasto logico con l'e

./.

$D=0$ quando $\cos \lambda x = 0$

$$\lambda x = \frac{\pi}{2}$$

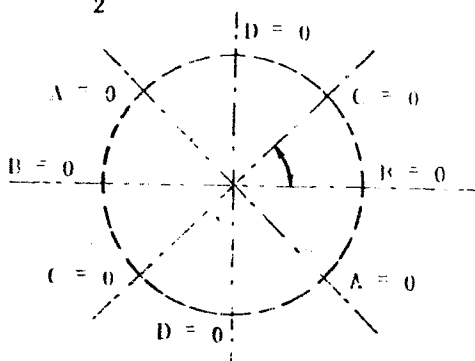


Fig 7-14

(*) I valori di dette forze sono gli scarichi dei pilastri determinati nel paragrafo 5.

lasticita' ipotizzata per la fondazione, ma e' giustificata nel caso di elevato rapporto tra rigidita' della struttura "fondazione" e rigidita' di quella in "elevazione". Comunque essa interviene solo nella valutazione delle azioni agenti sulla fondazione ed, in generale, fornisce valori maggiori di quelli effettivi per quanto riguarda i momenti applicati; per le forze concentrate, che globalmente sono di entita' invariabile, al termine del procedimento, e' peraltro possibile valutare qualitativamente il grado di approssimazione dall'esame dei risultati (*).

La separazione, tra struttura in elevazione e struttura in fondazione, e' indubbiamente molto vantaggiosa dal punto di vista operativo. Inoltre, l'utilizzazione dello schema di trave di lunghezza infinita e' di grande vantaggio, perche' consente di considerare separatamente gli effetti delle singole azioni esterne (forze e momenti) operando sempre nell'origine di uno stesso schema, avente le stesse caratteristiche, geometriche ed elastiche, della trave reale, di modo che tutte le soluzioni coincidono, a meno di un coefficiente di affinita'; di qui la grande semplicita' del procedimento (**).

(*) Le forze verticali sono quelle indicate nella nota precedente, se gli abbassamenti dei punti di applicazione sono tra loro eguali.

(**) Sovrapponendo poi gli effetti, si ottengono le distribuzioni complessive del momento e del taglio per la trave di lunghezza infinita e si determinano, in particolare, i valori di tali caratteristiche in corrispondenza delle sezioni che corrispondono a quelle terminali della trave di lunghezza finita. Esse possono intendersi come azioni esterne, esercitate dalle due porzioni di travi di lunghezza seminfinita, che in realta' non esistono, sul tratto di lunghezza finita pari a quello della trave reale.

Occorre pero' discutere ancora i criteri per assegnare i valori delle costanti che compaiono nell'espressione di λ : la costante di sottofondo (c), la larghezza della trave (b), il modulo elastico del materiale (E) ed il momento di inerzia (I) della sezione trasversale della trave. Esaminiamo separatamente tali enti.

a) La costante di sottofondo (c) e' per definizione la pressione capace di provocare un cedimento elastico unitario del suolo. Basta pensare alla vasta gamma di terreni disponibile per dedurre che, ammessa l'ipotesi di comportamento elastico, il valore di tale costante e' compreso in un intervallo certamente molto ampio (*).

Nel singolo caso e' tuttavia possibile, in pratica individuare un intervallo in cui il valore di c si puo' ritenere certamente compreso (**) ed in grado di in-

./.. Di queste azioni esterne non si tiene conto se il loro valore e' modesto; altrimenti si applicano, con il segno cambiato, a due schemi di travi di lunghezza seminfinita per i quali rispettivamente, la sezione di applicazione si assume come origine. Il procedimento si svolge secondo quanto gia' illustrato altrove in corsi precedenti.

(*) Su una argilla molto tenera, una pressione, pari a quella del piede di un uomo, puo' provocare cedimenti maggiori di 1 cm ed il valore della costante di sottofondo assume quindi valori inferiori ad 1.

Su una roccia compatta, chiaramente l'orma del piede umano non si forma affatto ed il cedimento del suolo e' piccolissimo; il valore della costante di sottofondo sale allora a valori elevati ($200 \div 300 \text{ kg/cm}^3$). Esistono, peraltro serie difficoltà per la determinazione sperimentale di questo valore, sicche' la sua precisione con estremo rigore appare una pressocche' insormontabile difficoltà.

(**) Ad esempio per un terreno di fondazione costituito da rocce sciolte, aventi resistenza convenzionale ammissibile di circa 10 kg/cm^2 , la costante di sottofondo puo' considerarsi compresa nell'intervallo $10 \div 50 \text{ kg/cm}^3$.

interpretare l'effettivo comportamento. Questa possibilità e' già un risultato molto utile perche', anche se l'intervallo che racchiude il valore effettivo di c e' di notevole ampiezza, molto minore e' l'intervallo in cui e' compreso il corrispondente valore di λ , che dipende dalla radice quarta di c .

A parità di valori di tutti gli altri parametri, al valore limite massimo di c corrisponde il massimo valore della pressione sul terreno (c_y) e al minimo valore di c il massimo valore del momento riflettente (M).

Il valore minimo di c si utilizza per il proporzionamento o la verifica della trave, ed il massimo per la verifica della resistenza del piano di posa. Poiche' gli altri parametri sono anch'essi variabili, il ragionamento non puo' farsi solo con riferimento ai limiti di c ma ai limiti in cui puo' variare λ in funzione anche di b , E ed J .

b) La larghezza b a contatto con il suolo.

Nel problema della verifica la larghezza b , di contatto della trave con il suolo, e' un dato geometrico già definito; in sede di progetto e' una grandezza da determinare. Anche in sede di verifica puo' tuttavia osservarsi che, in realta', la larghezza di suolo interessata dalle pressioni, a differenza di quanto suppone la teoria di Winkler (*), non e' strettamente limitata alla larghezza della trave, ma si estende ad una fascia latistante che presenta abbassamenti decrescen-

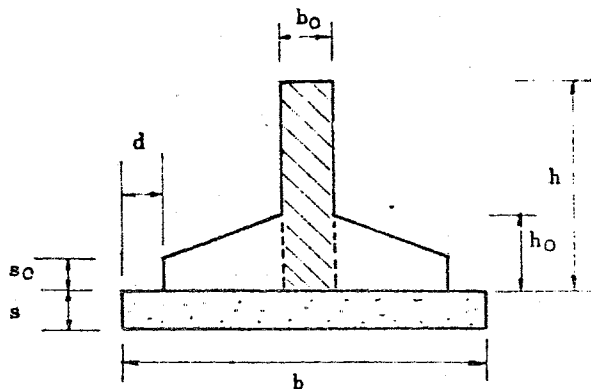
(*) Lo schema di suolo, che si sta considerando (suolo di Winkler) e' costituito da un tessuto elastico composto da infinite molle verticali, indipendenti tra loro; trascura cioe' ogni effetto trasversale ammettendo una rottura del suolo lungo i bordi laterali della base della trave, le parti latistanti restano infatti indeformate.

ti a distanza dalla trave; si potrebbe, in via approssimata, aumentare il valore di b , mediando, ad esempio, il diagramma degli abbassamenti trasversali; la maggiorazione, che dipenderebbe ovviamente dalla coesione del terreno, si potrebbe determinare sperimentalmente o teoricamente.

In sede di progetto, occorre dimensionare b in modo che le sollecitazioni sul terreno siano compatibili con la sua resistenza convenzionale; la facilità, con la quale il procedimento di calcolo determina il valore massimo della sollecitazione sul terreno, consiglia di procedere per successivi tentativi. Si fissa inizialmente un primo valore di b , dividendo il carico del generico pilastro per l'interasse medio e per un valore della sollecitazione un po' minore di quello ammissibile; definite tutte le altre caratteristiche geometriche ed elastiche della trave, e' facile, attraverso il procedimento, determinare il valore massimo dell'abbassamento (y), controllare la ammissibilità della corrispondente sollecitazione (cy) con la resistenza del terreno ed, eventualmente, modificare b ; due iterazioni sono generalmente sufficienti.

c) Il momento d'inerzia I .

Anche le altre caratteristiche geometriche della trave, tutte necessarie per determinare I , si ottengono iterando le verifiche a taglio ed a flessione. La verifica a taglio e' la piu' rapida e consente di determinare subito un limite (inferiore) del valore dell'area (A_a) dell'anima della trave. La conoscenza di b e A_a consente gia' un primo disegno della sezione trasversale, perche' ne seguono praticamente anche i valori di s , s_o ed h_o (fig. 7-15). Inoltre per fissa



re h , poichè il prodotto $b_0 \times h$ non deve essere inferiore ad A_c , conviene assumere per b_0 il minimo valore tecnologico in modo da assumere per l'altezza (h) il massimo valore corrispondente ed ottenere così (a parità di A_c) la forma della sezione trasversale più rigida e più resistente possibile.

Noti tutti i parametri che intervengono in λ , si applica il procedimento di calcolo, si determina il regime flesso-tagliante e si verifica la sezione ed il suolo, si modificano eventualmente il momento d'inerzia (I) e la larghezza (b) fin quando il risultato delle verifiche non sia soddisfacente.

Per quanto riguarda il valore del momento di inerzia (I) da assumere nel calcolo occorre osservare che la trave di fondazione è collegata attraverso i pilastri a tutta la struttura in elevazione e che quindi le sue deformazioni impegnano l'intero edificio.

Come si è già visto per tutti gli altri "elementi" costituenti l'edificio, anche qui si ritrova, come era logico attendersi, un collegamento tra il comportamento del singolo elemento (struttura di fondazione) e quello di tutta la struttura (ossatura in e-

elevazione) (*).

Nella ipotesi (limite) di una completa collaborazione, si potrebbe allora assumere, come momento d'inerzia della struttura che distribuisce i carichi sul suolo, la somma del momento d'inerzia della trave di fondazione e di quelli di tutte le altre travi sovrastanti schematizzabili in un unico telaio piano (**).

Questo comportamento si verificherebbe effettivamente solo se esistessero collegamenti inestensibili, disposti a cortina continua, che costringessero le travi in elevazione ad assumere in ogni punto la stessa deformata della trave di fondazione (***).

Comunque si considera in questo volume, il valore del momento d'inerzia pari a detta somma come limite superiore da assegnare a questa grandezza.

Se, invece, il collegamento tra fondazione ed elevazione e' discontinuo, perche' affidato solo ai pilastri che trasmettono i carichi, e se, inoltre, i punti di applicazione di detti carichi subiscono lo stes

(*) Del resto e' ben noto che un cedimento in fondazione ha effetti statici su tutta la struttura; anzi esso si diagnostica proprio attraverso i rivestimenti che si manifestano in elevazione nelle strutture e sovrastrutture. Ma se queste risentono, fino a lesionarsi, del cedimento della fondazione, e' chiaro che collaborano con essa anche in regime normale di servizio intervenendo nella capacita' di distribuzione dei carichi ed in ogni altra funzione dell'a trave di fondazione.

(**) Si tratta concettualmente di una rinuncia allo schema complesso di tutta l'ossatura considerata nel suo insieme.

(***) Le murature di tamponamento e tramezzatura disposte nei riquadri della sovrastante intelaiatura potrebbero meglio configurare detta cortina; esse pero', in ben altro modo collaborano alla statica della intera ossatura come si vedra' nel IV volume.

so cedimento verticale, le travi in elevazione e i riquadri in muratura non presentano spostamenti relativi e, quindi, non si desta in esse alcun regime di flessione e taglio (oltre quello dei carichi loro direttamente applicati) che possa collaborare con quello della trave di fondazione. Mancando ogni contributo dell'ossatura in elevazione il momento d'inerzia (I) da assumere in questo caso e' solo quello della trave di fondazione che costituisce quindi il limite inferiore di questa grandezza.

La definizione dei limiti di questa "fascia" per I suggerisce un ulteriore criterio di dimensionamento della trave di fondazione. Infatti il limite superiore e' molto discosto da quello inferiore, solo se il momento d'inerzia della trave di fondazione ha lo stesso ordine di grandezza di quello delle travi in elevazione; se invece esso e' molto maggiore, la trave di fondazione e' molto piu' rigida di quella in elevazione ed i due limiti, poco diversi tra loro, racchiudono una fascia molto stretta.

Se, al limite, la trave di fondazione fosse infinitamente rigida (molto piu' rigida di quelle in elevazione), il rapporto

$$\varphi = \frac{I+n \cdot i}{I}$$

(n essendo il numero delle travi sovrastanti ed i il loro momento d'inerzia)

tra i due limiti della fascia sarebbe pari ad uno. E' opportuno che il rapporto φ , assunto quale indice di rigidita' della fondazione, non superi il valore di 1,25. L'opportunita' universalmente riconosciuta, di una fondazione rigida deriva dal fatto che lievi perturbaz

zioni del piano di posa dell'edificio, sono così assorbite solo dalla struttura in fondazione e risparmiano il sovrastante edificio. Inoltre molte ipotesi formulate per il calcolo delle strutture in elevazione non sarebbero più valide: infatti solo se la fondazione è molto più rigida delle strutture in elevazione è lecito, nel calcolo delle travi e dei solai, assumere schemi di trave continua con appoggi non cedevoli (*).

e) Il modulo E

Per un'analisi del valore da assegnare ad E si rinvia ai corsi di tecnologia dei materiali ed alle disposizioni regolamentari. Si ricorda che, nel caso limite di collaborazione dell'intero edificio, la variabilità di E, dovuta alla maturazione, differita nel tempo, interviene esaltando la rigidità della "fondazione" rispetto a quella delle strutture in elevazione.

(*) Nella ipotesi di fondazioni poco rigide occorre procedere in elevazione in modo molto diverso da quello indicato nelle precedenti lezioni. Occorre comunque sempre cercare di realizzare una fondazione che consente solo piccoli cedimenti relativi tra i pilastri. Ciò si consegue riducendo, quando è possibile (buon terreno di fondazione), l'entità del cedimento assoluto corrispondente ai carichi in modo che anche il cedimento relativo (dovuto alle inevitabili disuniformità di suolo e di carico), sia in conseguenza piccolo. Nel caso che non sia possibile garantire un piccolo cedimento assoluto, si provvede, come si è detto, ad irrigidire al massimo le strutture di fondazione in modo da ridurre il cedimento relativo. La piccolezza del cedimento va commisurata volta per volta al tipo di struttura sovrastante. Esso non dovrebbe comunque superare $1/1000$ della luce della trave per non creare danni.

f) Criteri di verifica e di progetto.

In definitiva, dall'esame separato dei quattro parametri (c, b, I ed E), si sono già desunti criteri parziali di verifica e di progetto, che s'inquadrano, tutti, nel solito criterio di "fascia" illustrato fin dall'inizio.

E' necessario a questo punto fare una sintesi per evitare conclusioni parziali, che sono indispensabili per orientare la progettazione, ma sono valide, solo, se si considerano fissi ed invariabili tutti i parametri tranne quello che di volta in volta si esamina.

Il parametro che tiene conto contemporaneamente dei quattro indicati e' la lunghezza caratteristica $L = \frac{\pi}{\lambda}$, pari alla distanza tra due punti successivi di nullo dell'armonica smorzata che rappresenta tutti gli enti (y, θ, T, M) che caratterizzano lo stato di deformazione e sollecitazione della trave.

Un incremento della lunghezza caratteristica si ottiene quindi incrementando E ed I oppure riducendo c e b ; poichè c e b dipendono dalle caratteristiche del suolo in sede di progettazione e' possibile agire efficacemente solo su E ed I ; un ridotto valore di E ed I conducono a lunghezze caratteristiche piccole (*).

(*) Per fissare fisicamente questi concetti si può correlare la "lunghezza caratteristica" alla lunghezza sulla quale la trave e' capace di distribuire un carico concentrato; ad esempio facendo riferimento ad una riga metallica (E molto elevato) poggiata di coltello (I molto elevato) su una striscia di gomma piuma (c e b molto bassi) risulta che L e' elevatissimo e quindi un carico concentrato si ripartisce tutta la lunghezza della riga che affonda nella gomma, senza flessi della sua linea elastica. (se la riga fosse infinitamente rigida e lunga i punti di flesso posti a distanza $3/4 L$ dal punto di applicazione del carico tenderebbero all'infinito). Viceversa una riga di gomma poggiata di piatto su un piano metallico non riesce a ripartire un carico concentrato (L e' molto piccolo).

Una volta definita la forma della trave e la natura del suolo anche L risulta definito nell'intervallo tra L_{max} , che corrisponde ai limiti superiori di F ed I ed a quelli inferiori di c e b , ed L_{min} , che corrisponde ai limiti opposti.

Questo criterio unitario, in sede di progetto, consente di raggiungere l'obiettivo di una solida e rigida fondazione; in sede di verifica, di controllare la flessione la trave, assumendo $L=L_{max}$, e di controllare la resistenza del suolo, assumendo $L=L_{min}$.

Infatti nel primo caso (L_{max}) la trave (piu' rigida) ripartisce il carico su un tratto piu' lungo, diminuisce la sollecitazione sul suolo ed aumenta il momento flettente massimo.

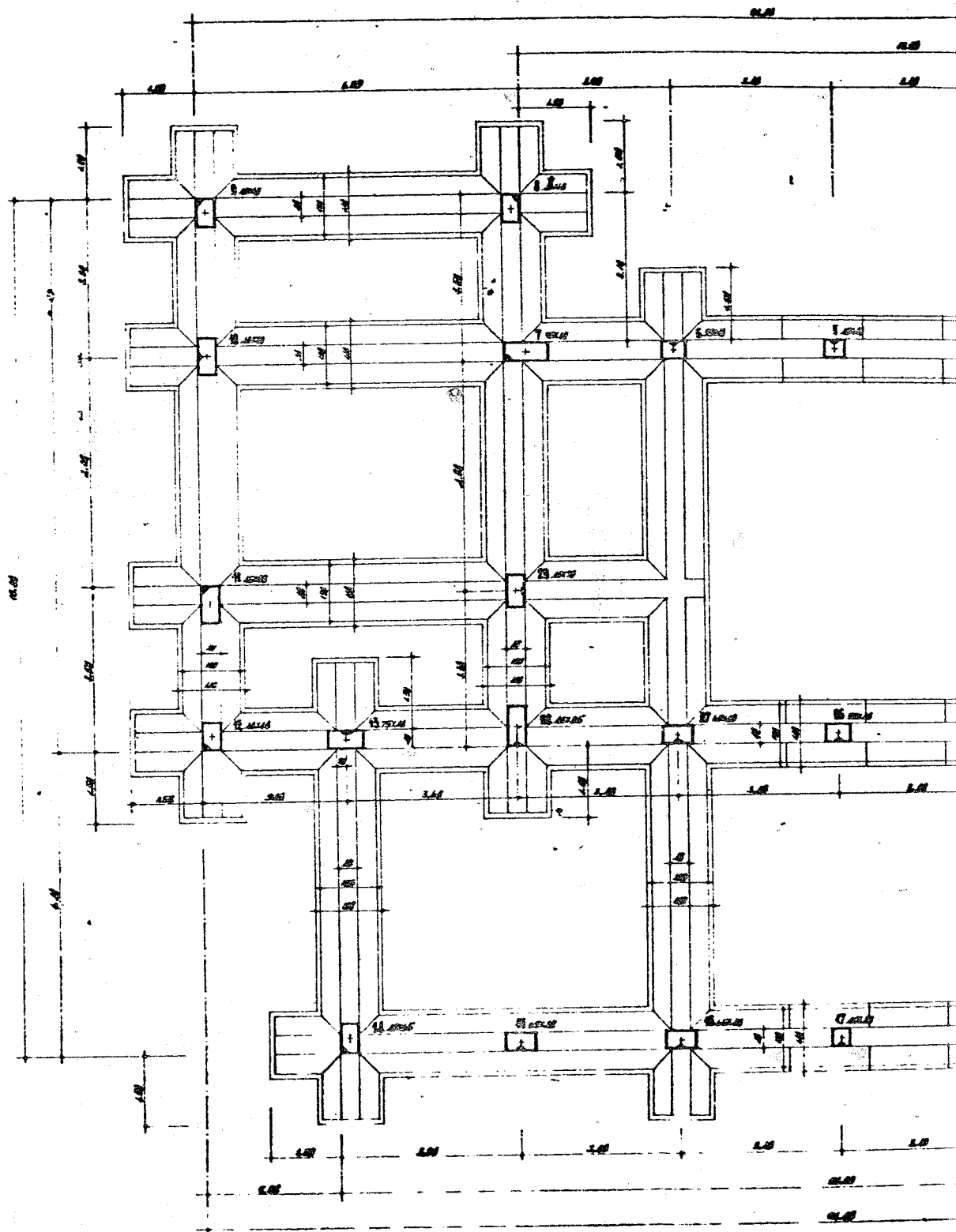
Nel secondo caso (L_{min}) il carico si trasmette al suolo in un tratto piu' ristretto intorno al punto di applicazione del carico: diminuisce il momento flettente ed aumenta la sollecitazione sul terreno.

Si e' cosi' definito, anche per lo schema di trave di fondazione, un criterio di fascia analogo a quello gia' proposto per le altre strutture.

g) Reticoli di fondazione

Nella pratica tecnica, spesso le travi di fondazione si dispongono in piu' direzioni, tra loro intersecantesi, in modo da formare un reticolo (figura 7-16).

Una struttura siffatta puo' essere analizzata applicando i sistemi di calcolo validi per i reticoli in generale. Essi conducono generalmente ad un sistema di equazioni di ordine $3n$ (n essendo il numero dei nodi) in cui le incognite sono le reazioni mutue ver-



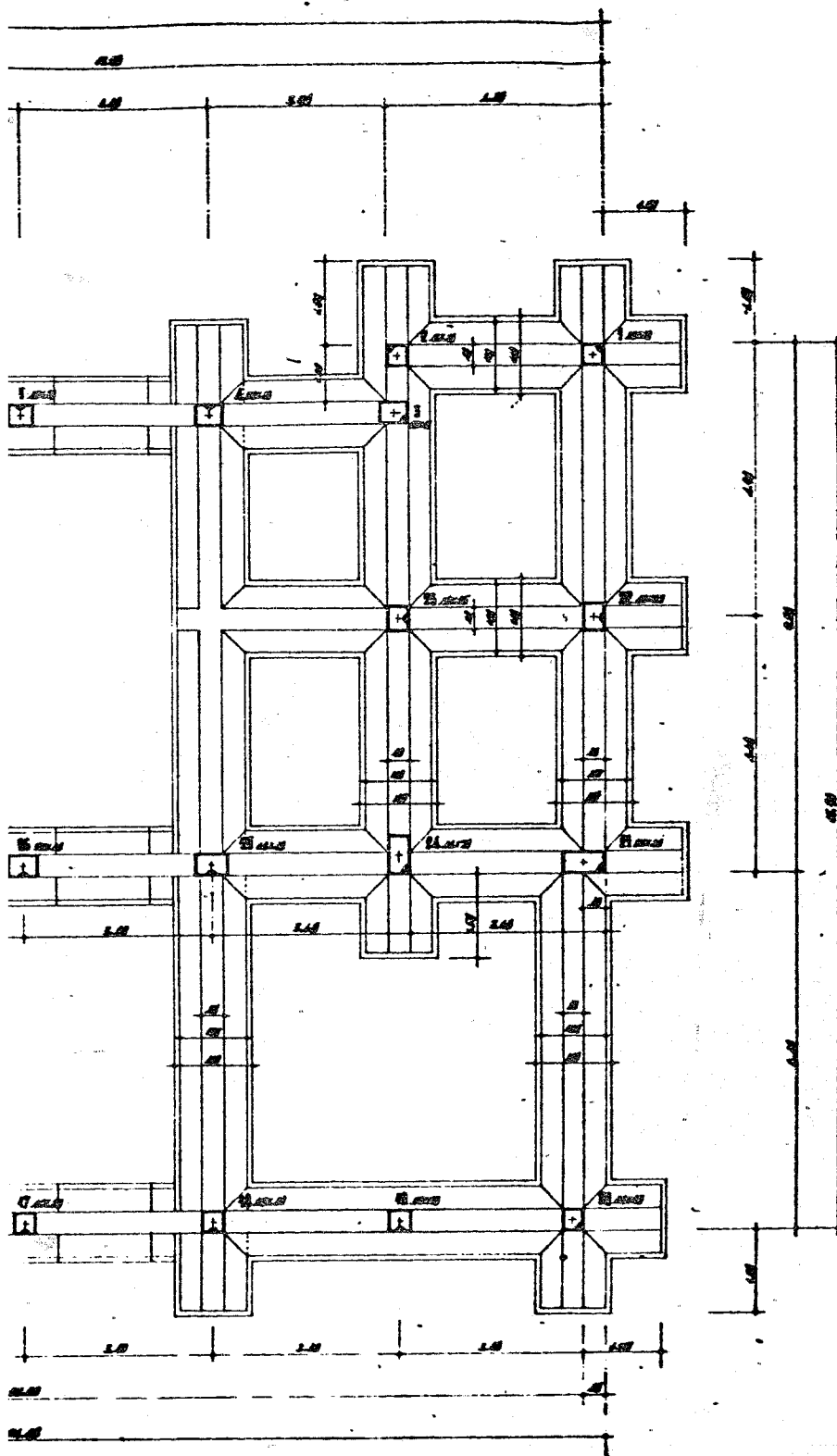
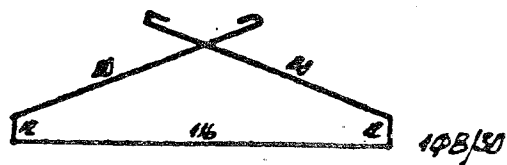
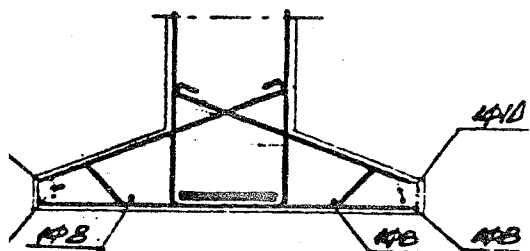
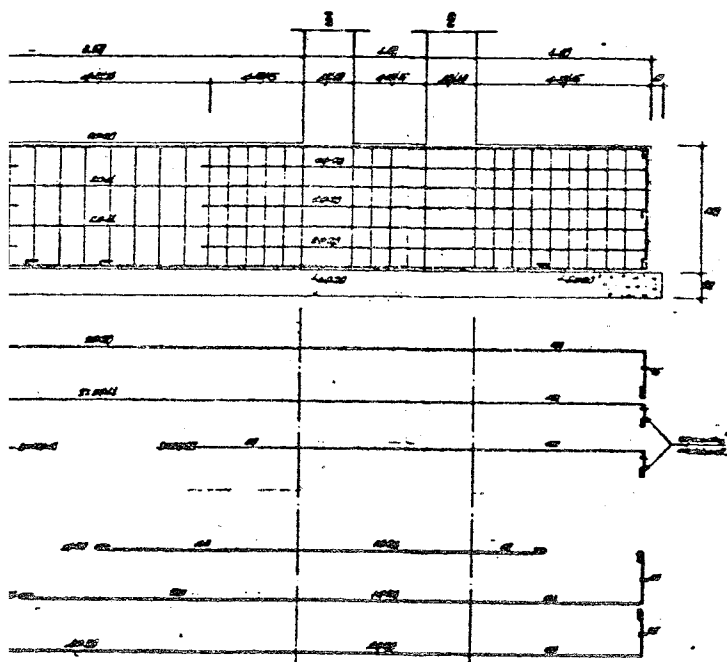


Fig 7-16 a)



struttura della suola

ticali, flessionali e torsionali che garantiscono la congruenza nei nodi. Una prima semplificazione, che generalmente si accetta al fine di rendere meno laborioso il procedimento, consiste nel supporre nulla la rigidità torsionale delle travi. Questa semplificazione, lecita se le travi hanno sezione trasversale di forma rettangolare allungata, comporta nei nodi solo il rispetto della congruenza degli spostamenti verticali delle travi che vi s'intersecano e, quindi, la soluzione di un sistema di equazioni di ordine n pari al numero dei nodi.

Nel caso particolare dei reticoli di fondazione l'effetto smorzante del suolo riduce, e talora elimina in pratica, l'influenza reciproca tra pilastri adiacenti. Tale indipendenza si verifica con soddisfacente approssimazione quando la lunghezza caratteristica (L) risulta minore dell'interasse (i) tra i pilastri (*). In caso contrario può procedersi per iterazioni ritenendo inizialmente verificata la indipendenza salvo ad iterare il procedimento dopo il controllo dei risultati; imponendo così inizialmente il rispetto della congruenza degli spostamenti verticali nono per nodo si ripartisce il carico verticale tra le

(*) Se però L risulta molto minore dell'interasse tra i pilastri e' il caso di riconsiderare la possibilità di realizzare una fondazione a plinti isolati: infatti in tal caso deve essere molto elevato il valore di c , il che indica generalmente un ottimo piano di posa e, contemporaneamente, non elevato il valore di I , il che e' indice (se verificata la resistenza) di bassi valori dei carichi. Fin dall'inizio si e' detto che un basso valore del rapporto (N/σ_t) tra carico trasmesso dai pilastri e sollecitazione ammissibile sul terreno porta ad una fondazione su plinti isolati.

due travi che vi s'intersecano (fig. 7-17) (*).

Le ripartizioni così effettuate (definitive nel caso di $L < i$) hanno solo lo scopo di determinare lo schema di carico su tutte le travi del reticolo. Si appli

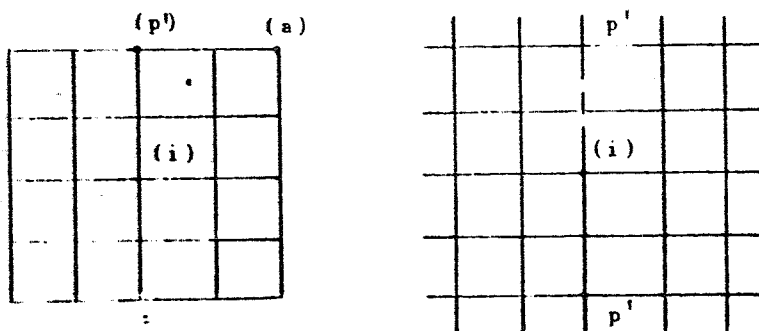


Fig. 7-17

(*) Si assume la deformabilità di ogni trave proporzionale all'abbassamento corrispondente alla trave di lunghezza infinita caricata da una forza concentrata unitaria. Se le due travi che s'intersecano in un nodo interno (i) del reticolo hanno la stessa sezione trasversale, le deformabilità sono eguali tra loro ed il carico verticale si divide quindi in due parti eguali. Lo stesso avviene nei nodi di angolo (a) in cui il punto di intersezione è terminale per ambo le travi, e la cui deformabilità è l'abbassamento nell'origine di travi di lunghezza semi-finita caricate ivi da forze unitarie.

Nel caso invece di un nodo di perimetro (p) il punto di applicazione del carico è terminale per una trave ed intermedio per l'altra e quindi l'aliquota di carico, assorbito in rapporto alle deformabilità, risulta essere pari a $1/5$ per quella ortogonale al perimetro e $4/5$ per quella parallela al perimetro.

Se, come è opportuno, le travi di fondazione si prolungano con uno sbalzo oltre la sezione d'incrocio si può introdurre (ad es. mp') l'effettiva deformabilità oppure a vantaggio di statica lasciare inalterato il coefficiente $4/5$ per la trave parallela al perimetro ed incrementare l'altro coefficiente da $1/5$ al valore (limite) $1/2$. I due coefficienti di ripartizione hanno somma maggiore di 1 perché si è considerata per ogni trave la massima aliquota che può competere, si è cioè applicato il solito criterio di fascia creando un intervallo in cui sono contenuti i valori effettivi.

ca poi ad ogni trave separatamente il procedimento già indicato considerando i carichi così determinati. E' possibile alla fine controllare se nei nodi gli abbassamenti risultano eguali: in caso contrario e' facile applicare un procedimento iterativo, in genere convergente rapidamente che consideri una catena di reticoli in cui ogni volta si consideri nei nodi azioni mutue capaci, nel nodo isolato, di ricostituire la congruenza. Il procedimento e' tanto piu' convergente quanto piu' piccolo e' il valore di L .

7.7. - Fondazioni indirette.

Ci si limita nel seguito al caso di fondazioni di edifici sottoposti, come al solito, a prevalenti carichi verticali, realizzate su pali in conglomerato. Si considerano gia' note da altri corsi le teorie che si riferiscono al comportamento ed alla valutazione della portanza dei pali.

Ai fini del dimensionamento delle strutture di fondazione che poggiano sui pali (plinti o travi rovesce) interessano la portanza, il diametro e l'interasse tra i pali; solo piu' raramente interessa anche il legame carichi abbassamenti (*).

Non si esamineranno, anche se pertinenti alla materia problemi statici connessi direttamente al palo

(*) In genere esso si desume da prove di carico, anche se e' noto che il comportamento del singolo palo e' in realta' diverso da quello di un gruppo di pali per le interferenze che ovviamente si determinano quando sono contemporaneamente caricati piu' pali vicini tra loro.

inteso come struttura: ad esempio necessita', o meno, di disporre armature metalliche e loro entita', effetti instabili in terreni trasversalmente cedevoli ed analoghe questioni.

Nel seguito si esaminano i plinti collegati ad uno o piu' pali, a sostegno di un pilastro sottoposto ad un carico verticale centrato, come avviene nel tipo di edificio che si considera.

7.7 a)- Plinto ad un palo.

Raramente si ricorre ad un sol palo per pilastro anche quando il carico trasmesso e' dell' ordine di grandezza della portanza di un sol palo. Esistono tuttavia casi di edifici molto bassi o, viceversa, di pali di grande portanza (di grande diametro) per i quali s'impone la soluzione di un solo palo per pilastro.

Il plinto si riduce allora al nodo di collegamento tra pilastro, palo, ed al doppio ordine di travi orizzontali di collegamento che occorre disporre per preservare il palo da gravose flessioni.

Infatti il palo, specialmente se non armato, e' poco adatto a resistere a sforzi di flessione e, poiche' nel tracciamento e nella successiva esecuzione sono possibili errori di posizionamento non sempre accertabili con esattezza (che possono arrivare in alcuni casi anche a 10 cm), e' opportuno prevedere nella progettazione che i momenti flettenti derivanti da un virtuale innesto a baionetta (che si presume esistente tra il palo ed il pilastro superiore) possano essere assorbiti da una rete di travi orizzontali di collegamento

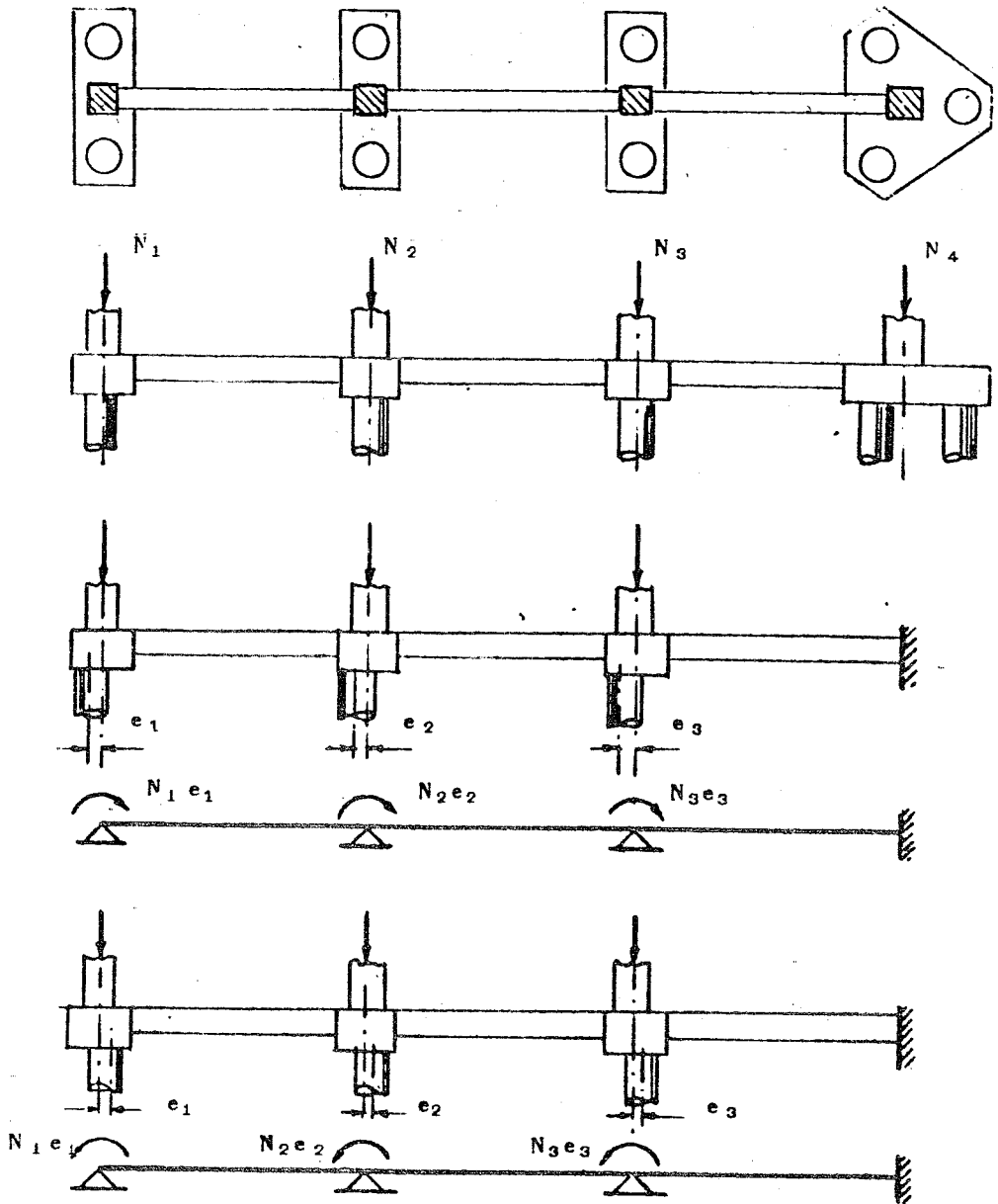


Fig 7-18

delle teste dei pali. Il calcolo delle travi di collegamento si esegue considerandole sottoposte, oltre che ai carichi direttamente applicati (peso proprio, sovraccarico di terreno, di massi, di muri, di automezzi), anche ai momenti, agli estremi, corrispondenti a queste virtuali "eccentricita'" (fig. 7-18). Per la determinazione dei momenti conviene, considerata l'ipotesi limite di una assoluta incapacita' del palo ad assorbire momenti flettenti, ripartire solo tra le travi ed i pilastri lo squilibrio flessionale fornito dal prodotto del carico (N) trasmesso dal pilastro per la eccentricita' (e) tra palo e pilastro, considerata nel massimo valore presumibile e in ogni direzione.

Attesa peraltro l'arbitrarieta' del valore presumibile per l'eccentricita' si puo' assegnare direttamente il valore del momento assorbito dalle travi di collegamento come prodotto dello sforzo normale del pilastro per un valore e convenientemente ridotto della eccentricita'; ad esempio la meta' di quella presumibile (fig. 7-19). Si ottengono cosi' i diagrammi

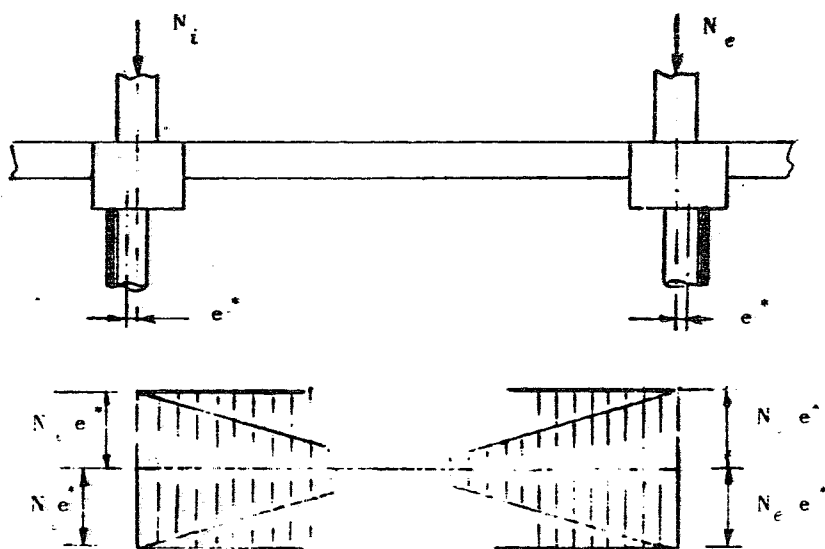
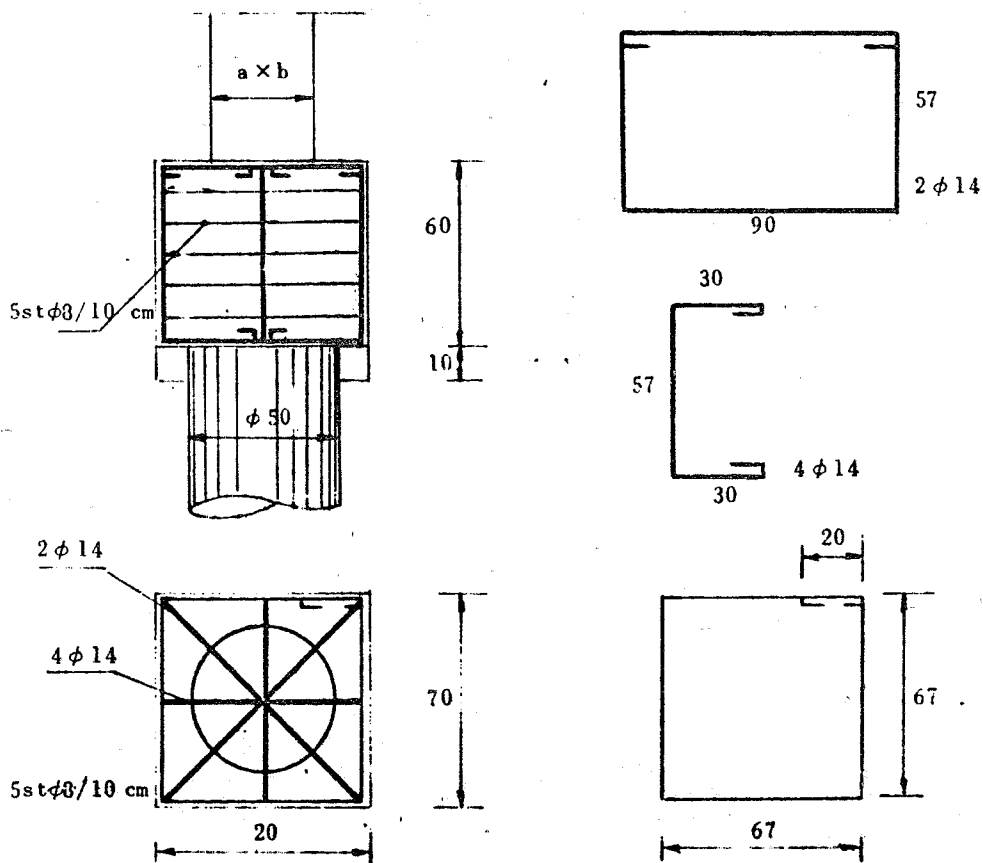


Fig 7 19

dei momenti limite che devono considerarsi nelle verifiche.

Il plinto d'incrocio del pilastro con le travi si disegna in modo da consentire una realizzazione tecnologicamente agevole; infatti in questo caso esso rappresenta solo l'espressione di questa esigenza tecnologica. In genere esso e' costituito da un parallelepipedo a base quadrata con lato pari al diametro del palo incrementato almeno di 20 cm per lato: per un palo ϕ 400 le dimensioni della pianta del plinto sono, quindi, 60x60 cm; in altezza quella delle travi orizzontali. L'armatura e' costituita da tre ordini di staffe tra loro ortogonali (fig. 7-20).



Stralciato da un progetto esecutivo

Fig. 7-20

7.7 a.- Plinto a due pali.

Anche per il plinto a due pali si presenta lo stesso problema di dover tener conto di presumibili eccentricita' derivanti da errori di tracciamento o di esecuzione. Esse pero' hanno interesse solo nella direzione ortogonale alla congiungente i pali stessi, perche' nella direzione della congiungente i due pali una eventuale eccentricita' determina solo una disuniformita' di distribuzione del carico sui pali che pero', nei limiti del presunto valore di 10 cm per l'eccentricita', e' contenuto nel margine di sicurezza del palo e del plinto.

Il dimensionamento del plinto deve rispondere alle verifiche che qui di seguito si indicano.

a) Verifica a taglio del conglomerato.

Il conglomerato non deve essere sottoposto a sollecitazioni tangenziali maggiori di quelle ammesse dalle vigenti norme; anzi, e' opportuno tenersi al di sotto dei massimi consentiti ($14 \div 16 \text{ kgcm}^{-2}$) per evitare, attraverso fessurazioni, l'aggressione di agenti chimici contenuti nel terreno. La larghezza del plinto si assegna uguale al diametro del palo maggiorato di franchi laterali di circa 10 cm; conoscendo dalla verifica a taglio l'area trasversale necessaria, si ha una prima indicazione per il valore dell'altezza.

b) Verifica e flessione del conglomerato

Deve anche essere soddisfatta la verifica a flessione della sezione rettangolare del plinto all'attacco con il palastro dove il momento e massimo

Trascurando, a vantaggio di stabilità, effetti lastra, si applicano le usuali formule relative alla sezione rettangolare che, noto il momento flettente e la larghezza, forniscono l'altezza in funzione delle sollecitazioni ammissibili nel conglomerato e nell'acciaio

Anche in questo caso, per una maggiore durevolezza dell'opera, e' opportuno che le sollecitazioni massime non siano molto elevate; si consigliano

$$\sigma_c < 50 \text{ kgcm}^{-2} \quad \text{e} \quad \sigma_f < 1500 \text{ kgcm}^{-2} .$$

c) Verifiche a flessione e taglio dell'armatura.

Le verifiche relative all'armatura metallica si riferiscono ai tre compiti che essa deve assolvere:

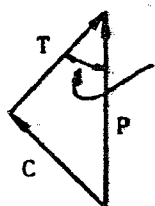
1) Assorbimento della flessione all'incastro di cui al punto b). L'area necessaria si determina con la nota relazione:

$$A_f^{(1)} = \frac{M}{E h \sigma_f}$$

in cui E , noto dalla teoria, e' il rapporto tra braccio interno ed altezza utile e si assume mediamente pari a 0,9.

II) Assorbimento dello sforzo di tranciamento in corrispondenza della sezione verticale sul palq. Si assume qui lo schema di doppio traliccio con aste tese in acciaio e bielle compresse in conglomerato; ne deriva la seguente relazione: (fig. 7-21)

$$A^{(2)} = \frac{T}{\sigma_f} = \frac{P}{\sqrt{2} \sigma_f}$$



$\beta = 45^\circ$
 β = angolo di inclinazione, rispetto alla verticale dei ferri sagomati.

Fig 7-21

uscita del comitato 1.30

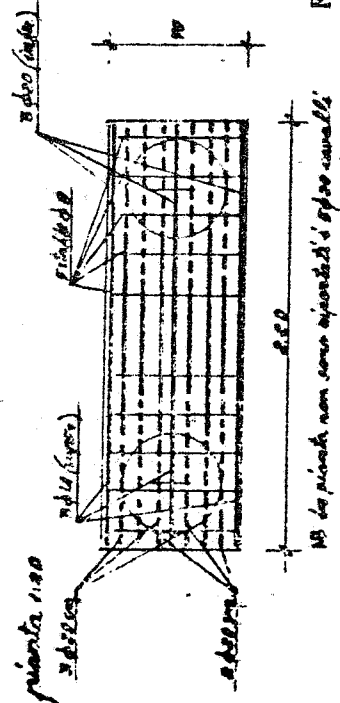
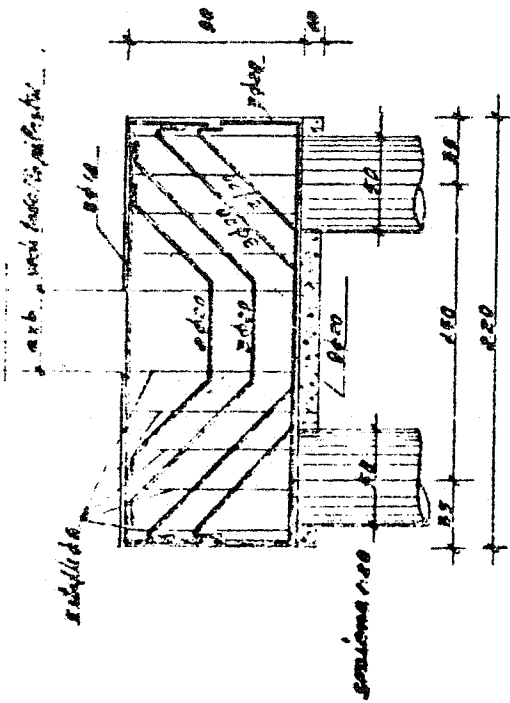


Fig. 7-22

III) Assorbimento dello sforzo di scorrimento, che si valuta applicando alla mensola le teorie valide per la "trave", trascurando cioè, ancora una volta, le sollecitazioni normali all'asse, ed ottenendo così un valore dell'armatura maggiore di quella effettivamente necessaria:

$$A_f^{(s)} = \frac{\tau \frac{b}{\sigma_f} \frac{\Delta x \sqrt{2}}{0,9}}{\frac{P}{0,9} \frac{b}{b h} \frac{\Delta x \sqrt{2}}{\sigma_f}} = 1,5 \frac{P}{\sigma_f} \frac{\Delta x}{h}.$$

In fig. 7-22 e' riportato un esempio di armatura di plinto su due pali.

7.7.c.- Plinto a tre pali.

Per un plinto a tre pali consideriamo innanzitutto i due casi illustrati dalla fig. 7-23 che differiscono tra loro per la proporzione tra la dimensione del lato della sezione del pilastro e l'interasse dei pali.

Nel primo caso, tale rapporto e' piccolo ($< 0,2$) ed e' piu' logico disporre le armature secondo le congiungenti gli assi dei pali con l'asse del pilastro ovvero secondo le tre mensole ideali che materializzano il collegamento piu' diretto tra i pali ed il pilastro; per ciascuna delle tre mensole, che interpretano nel modo fisicamente piu' chiaro l'effettivo comportamento del plinto, sono valide le considerazioni gia' fatte per il plinto a due pali.

Nel secondo caso invece, essendo il rapporto piu

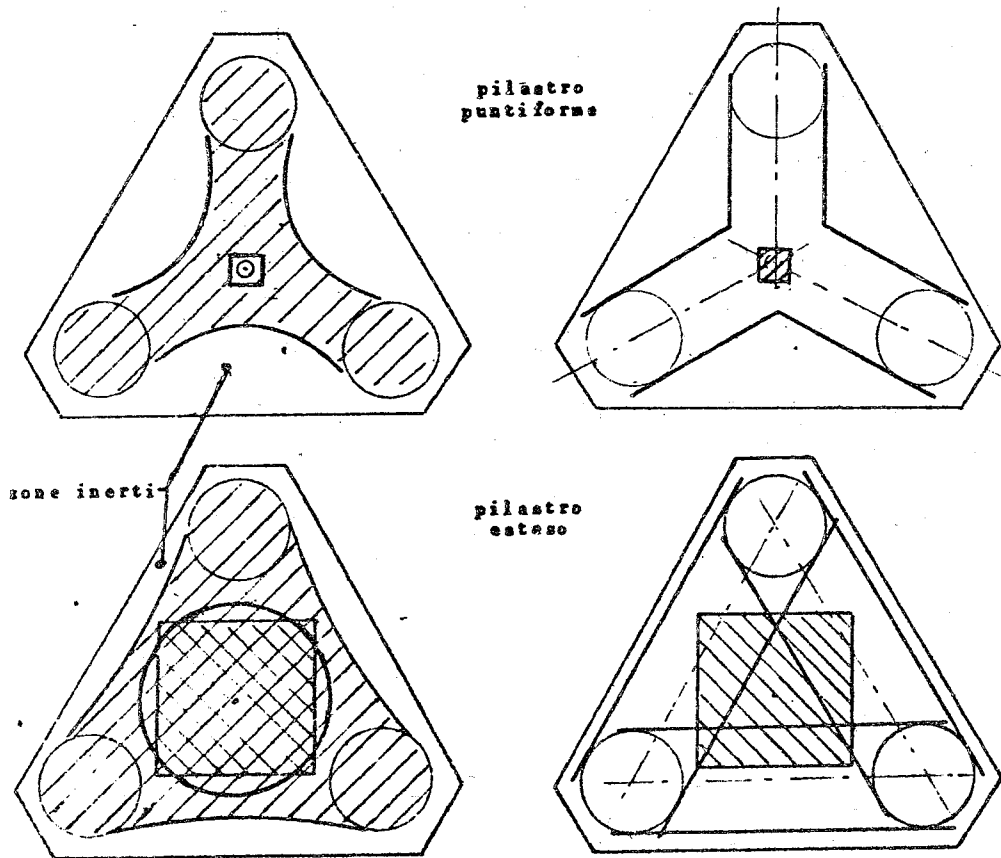


Fig. 7-23

grande, ($> 0,5$) si può ammettere che il pilastro trasmetta il suo carico direttamente a ciascuna delle tre travi ideali, che si possono supporre disposte lungo le congiungenti gli assi dei pali, e che queste trasmettano poi il carico ai pali.

Anche in questo caso le sollecitazioni tendono sempre a seguire la direzione che lega direttamente ciascun palo al pilastro (fig. 7-23), ma il fatto che il pilastro ha dimensioni notevoli tende a creare un flusso diretto pressoché rettilineo tra i tre pali, e rende razionale la disposizione di barre secondo il triangolo determinato dai pali, invece che secondo la stella che ha per centro il baricentro del pilastro.

Le aree di armatura da disporre in ciascuna delle

tre direzioni sono fornite dalle espressioni valide per il plinto a due pali, moltiplicate per $1/2 \cos 30^\circ = 1/\sqrt{3}$.

L'entità dell'armatura risulta essere maggiore di quella strettamente necessaria (a vantaggio di stabilità) perché presuppone che le barre metalliche formino con l'asse di flessione un angolo di 30° , il che sarebbe valido solo se quest'ultimo fosse disposto a stella secondo le congiungenti gli assi dei pali con quello del pilastro. L'area metallica relativa alla sezione d'incastro nel pilastro di ciascuna trave vale pertanto: (fig. 7-24)

$$A_f^{(2)} = \frac{P \cdot l}{0,9 \cdot h \cdot \sigma_f} \cdot \frac{1}{2 \cos 30^\circ} = \frac{P}{0,9 h \sigma_f} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}}$$

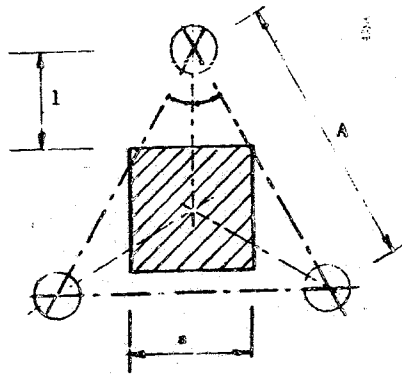


Fig. 7-24

Analogamente

$$A_f^{(2)} = \frac{P}{\sqrt{2} \sigma_f} \cdot \frac{1}{2 \cos 30^\circ}$$

$$A_f^{(3)} = \frac{P\sqrt{2}}{0,9 \sigma_f h} \cdot \frac{1}{2 \cos 30^\circ}$$

Si riportano due esempi di armatura di plinti su tre pali (fig. 7-25 e 7-26).

distinta dell'armatura 1:20

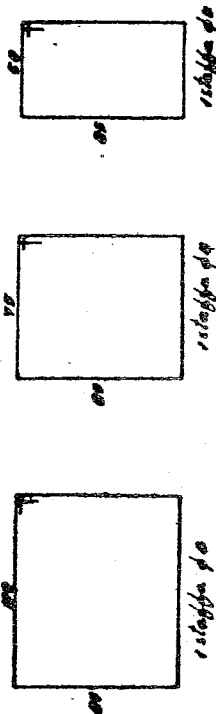
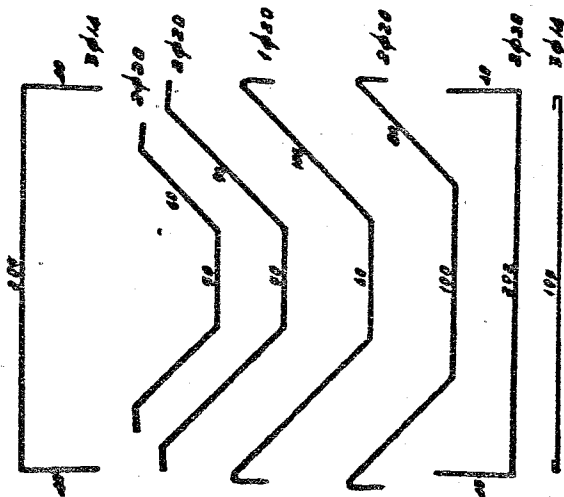
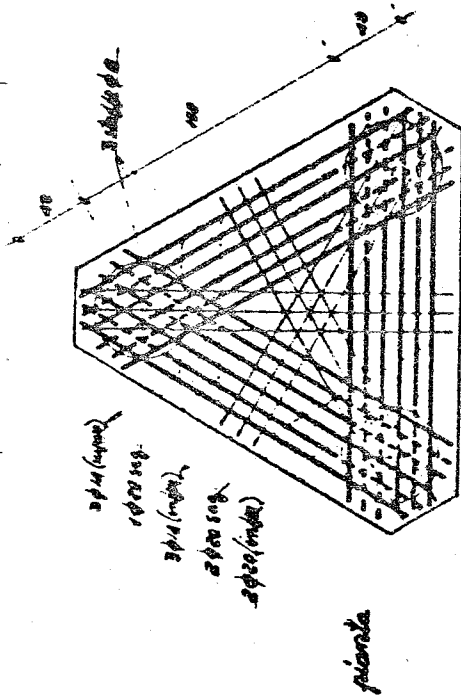
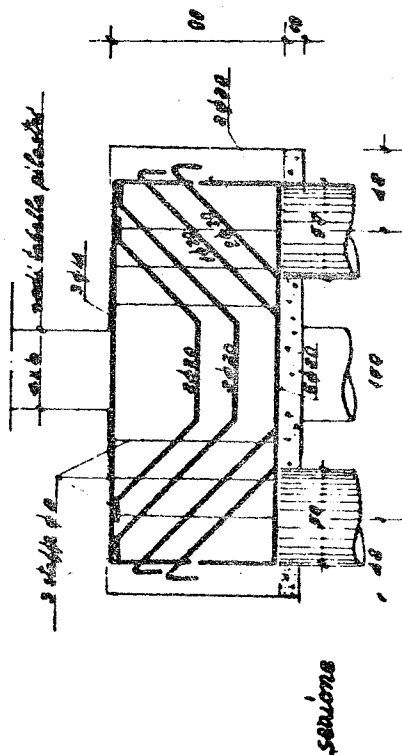


Fig. 7-25

NB: l'armatura sopra riportata si riferisce ad una direzione; per l'armatura completa del plinto si deve triplicarla.

NB: in pianata non sono stati riportati i 20/20 centrali.

PLINTO A 3 PALI

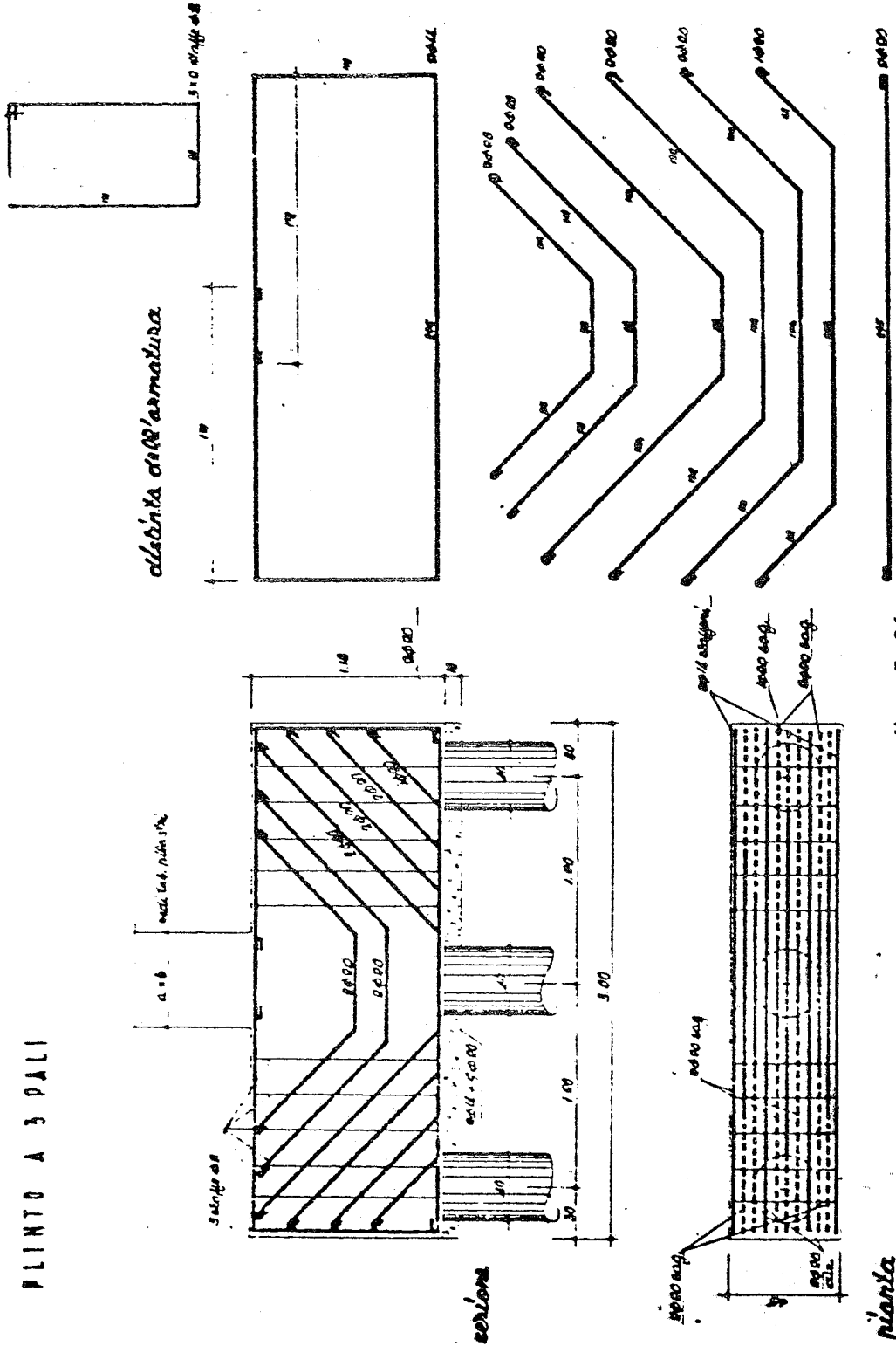


Fig. 7-26

Nota: in questa piastrina sono stati omessi i 8 x 0.080 cavalli

pianità

7.7.d.- Plinto a quattro pali.

Il calcolo e' perfettamente analogo a quello del plinto a due pali, ove si considerino le due coppie di mensole disposte secondo le diagonali. Nelle zone tratteggiate (fig. 7-27), prevalentemente inerti, si di-

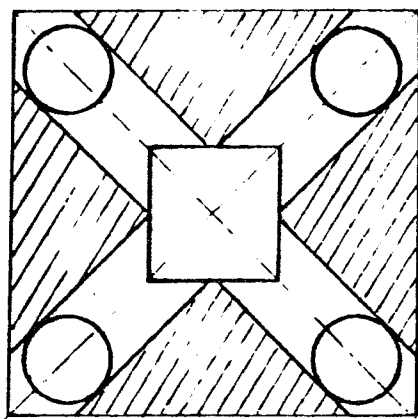


Fig. 7-27

spongono quattro travi perimetrali di collegamento tra i pali.

In fig. 7-28 e' riportato un esempio di armatura di un plinto su quattro pali.

7.7.e.- Plinti a cinque pali.

Si considerano le due possibilita' di disposizione planimetrica illustrata in fig. 7-29.

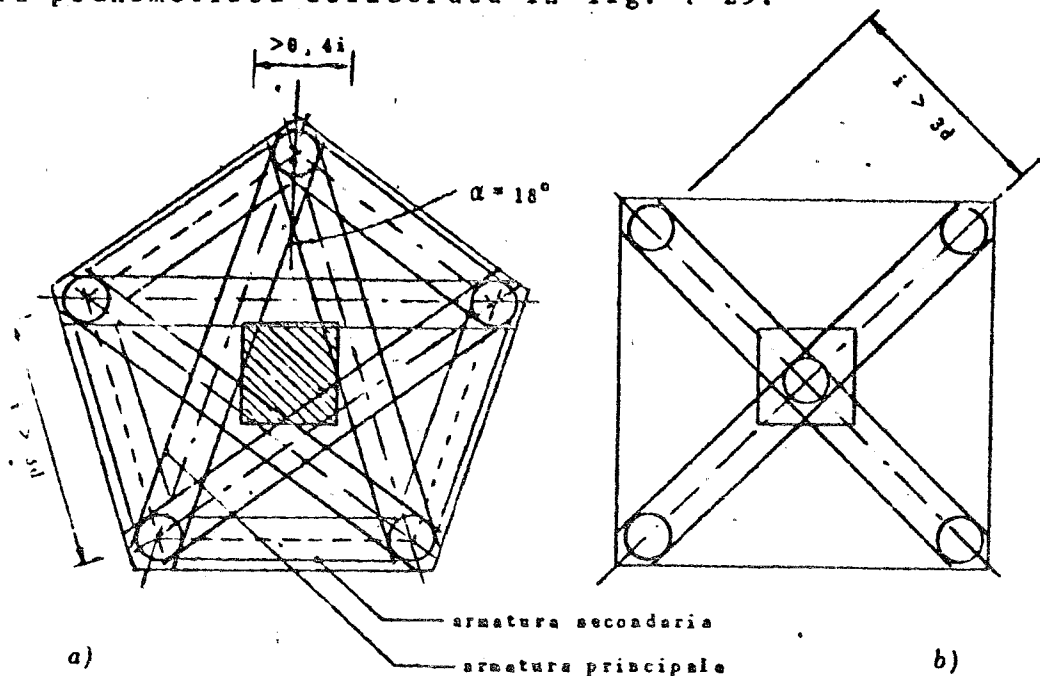


Fig. 7-29

La prima prevede i cinque pali disposti in corrispondenza dei vertici di un pentagono regolare; essa rende quindi tutti i pali equivalenti ai fini del comportamento statico.

La seconda deriva da quella a quattro pali, disponendo il quinto al centro in asse con il pilastro, rispettando, naturalmente, gli interassi minimi lungo le diagonali.

Per la prima disposizione, ripetendo gli stessi ragionamenti gia' svolti per il plinto a tre pali si perviene alle seguenti espressioni per le armature occorrenti per la flessione, il tranciamento e lo scorrimento.

rimento

$$A'_f = \frac{Pl}{0,9 h \sigma_f} \cdot \frac{1}{2 \cos \alpha} \quad \text{essendo } P = \frac{N}{5} \quad \text{ed } \alpha = 18^\circ$$

$$A''_f = \frac{P}{\sqrt{2} \sigma_f} \cdot \frac{1}{2 \cos \alpha}$$

$$A''' = \frac{P\sqrt{2}}{0,9 \sigma_f} \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{2 \cos \alpha}$$

Per la validita' di questa disposizione, dalla "geometria" si puo' dedurre che occorre che la dimensione media del pilastro sia almeno 0,4 i, essendo il'interasse tra i pali. In caso contrario deve adottarsi la seconda disposizione planimetrica per la quale il comportamento e' evidentemente analogo a quello del plinto a quattro pali perche' il quinto palo, disposto al centro sotto il pilastro, non provoca alcuna flessione. Pero' il palo centrale e' piu' caricato degli altri ed occorre determinare il carico sia per la sua verifica sia per la verifica delle quattro mensole che collegano il pilastro ai pali perimetrali.

Si scrivono le due condizioni, di equilibrio e di congruenza, riferite al caso generico di n pali di cui uno centrale ed n-1 esterni e simmetrici radialmente rispetto al pilastro.

L'elasticita' k del palo sia esprimibile con una relazione che leghi linearmente l'abbassamento dall'estremo superiore W al carico P:

$$W = k P \quad (\text{fig. 7-30})$$

essendo k l'abbassamento che corrisponde ad un carico unitario agente sul palo, fornito sperimentalmente da

una prova di carico.

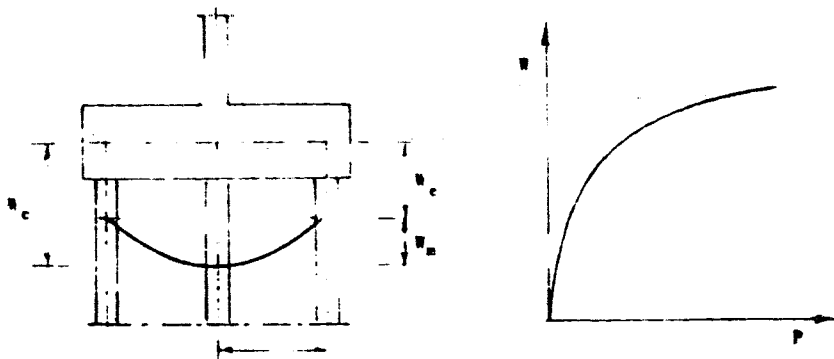


Fig. 7-30

S'indichino inoltre con

N lo scarico totale del pilastro

P_c il carico del palo centrale;

P_e il carico di ciascun palo esterno.

Si schematizza il plinto con una stella di mensole tra loro eguali. Siano l la luce, E ed I rispettivamente il modulo di elasticità del conglomerato ed il momento d'inerzia della sezione trasversale di ogni mensola.

Dalla fig. 7-30 risulta:

$$w_c = k P_c \quad w_e = \frac{P_e l^3}{3EI}$$

$$w_e = k P_e$$

$$w_c - w_e = w_n$$

Per la congruenza quindi

$$k(P_c - P_e) = \frac{P_e l^3}{3EI}$$

e per l'equilibrio

$$(n-1)P_e + P_c = N.$$

Ponendo

$$\frac{l^3}{3 E I K} = \alpha$$

il sistema risolvante si scrive:

$$\begin{cases} (n-1) P_e + P_c = N \\ P_c - P_e = \alpha P_e \end{cases} \rightarrow P_c = P_e (1+\alpha) \text{ e, sostituendo nella prima,}$$

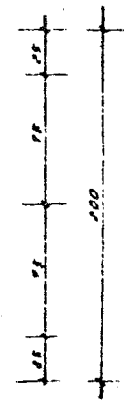
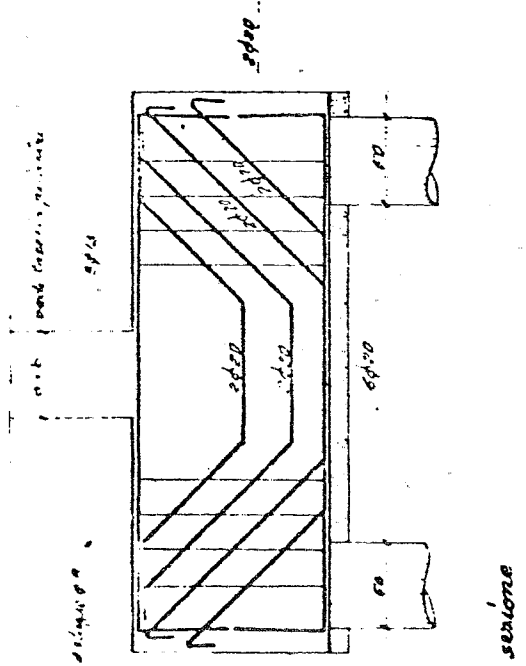
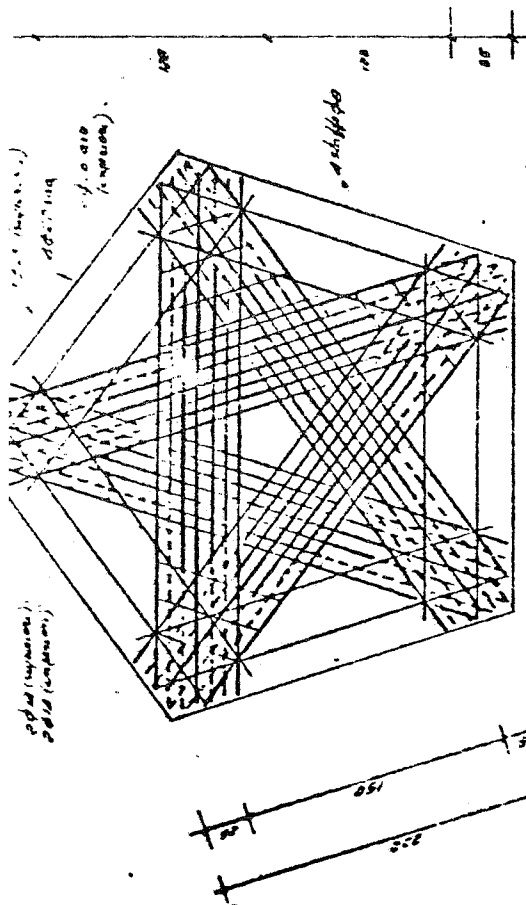
$$(n-1)P_e + (1+\alpha)P_e = N \rightarrow P_e = \frac{N}{n+\alpha}$$

e quindi
$$P_c = \frac{N}{n+\alpha} (1+\alpha).$$

La distribuzione del carico dipende dal valore di α , che e' il rapporto tra la deformabilita' della singola mensola e la deformabilita' del suolo. Se questo rapporto e' molto piccolo (nullo) - il che puo' avvenire o quando il suolo e' molto (infinitamente) deformabile ($K=\infty$) o quando le mensole sono molto (infinitamente) rigide ($\frac{l^3}{EJ} = \infty$) - il carico N si ripartisce in parti eguali tra tutti i pali; se, invece α e' molto grande tutto il carico e' assorbito dal palo centrale (*).

Con il ridursi della elasticita' del palo (k) ovvero, a parita' di altre condizioni, della elasticita' del terreno di fondazione e con l'aumentare della deformabilita' della mensola $l^3/3EJ$, la differenza di

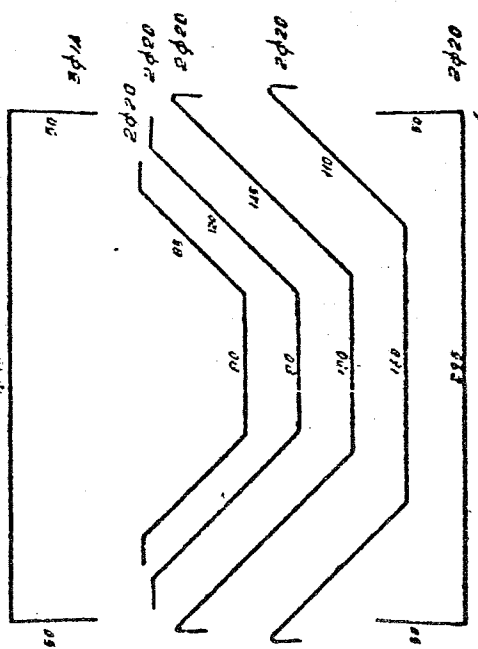
(*) Se, ad esempio, il palo generico cede di 3 mm per un carico di 50 t ($k=6 \times 10^{-3} \text{ cm kg}^{-1}$) le relazioni ottenute per $l = 1,20 \text{ m}$; $E=2 \times 10^6 \text{ kg cm}^{-2}$; $b = 60 \text{ cm}$; $H = 100 \text{ cm}$ forniscono $\alpha=0,01$. Il palo centrale e' quindi sovraccaricato all'incirca dell'1% rispetto al valor medio.



distinta dell'armatura

sezione

punta



NB: in punta non sono riportati i dati per i cavalli

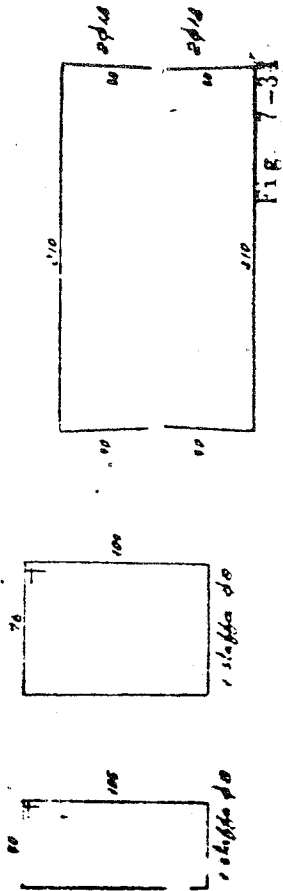


Fig. 7-31

carico sui pali aumenta. Quindi questa disposizione deve essere considerata con attenzione, nel caso che i pali siano corti o interessino rocce poco cedevoli o il plinto sia molto deformabile; in questi casi solo la prima disposizione, con pali disposti secondo i vertici del pentagono regolare, garantisce una uniforme distribuzione del carico.

In fig. 7-31 e 7-32 sono riportati due esempi di armature di plinti su cinque pali

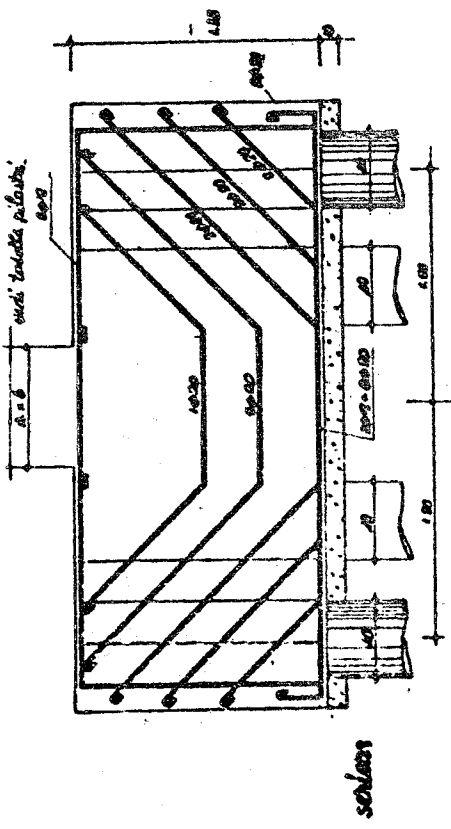
7.7.f.- Plinto a sei pali.

Per il plinto a sei pali, la disposizione piu' logica e' quella simmetrica con i pali disposti in corrispondenza dei vertici di un esagono regolare; l'armatura si dispone secondo le tre diagonali contenenti la traccia dell'asse del pilastro (fig-7-33). Si adottano talora altre disposizioni giustificate da difficulta' di posizionamento dei pali.

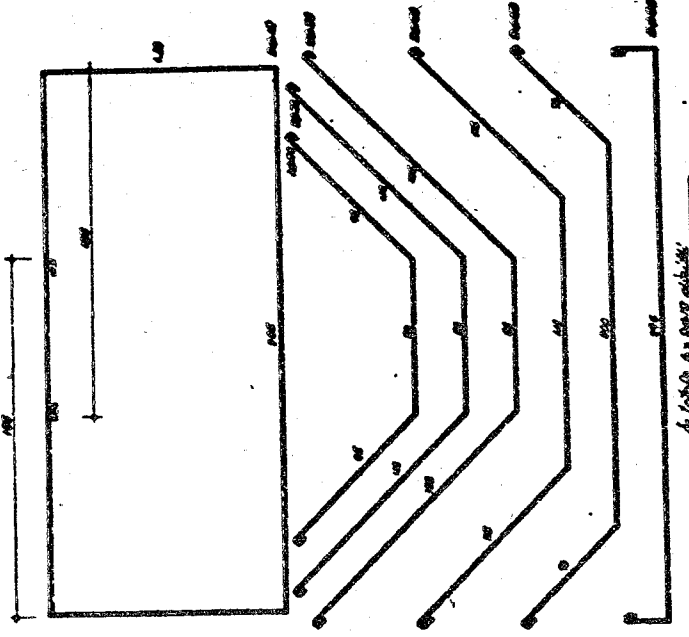
7.7.g.- Plinto a sette pali.

La disposizione puo' essere duplice; la prima si ottiene disponendo i pali in corrispondenza dei vertici di un ettagono regolare; la seconda si ottiene dal plinto a sei pali ponendo il settimo in asse al pilastro; valgono naturalmente per i due casi gli stessi ragionamenti svolti per il plinto a cinque pali.

PLINTO A 6 PALI



diagonale dell'armatura



La diagonale dell'armatura si ripete
sotto alla stessa inclinazione; per
gli strati superiori si indica di
quell'armatura di acciaio di cui
è l'armatura sopra ripartita.
La si ripartisce con una diagonale
di 1.00; per la completa armatura
del plinto si deve triplicare la

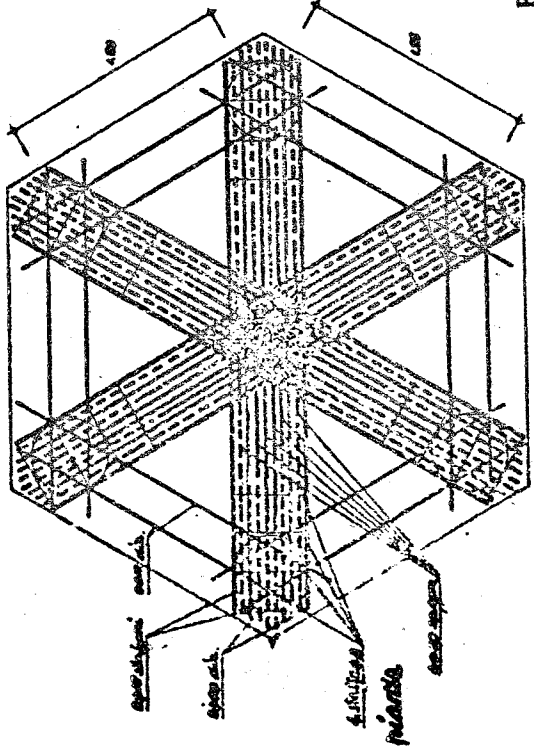


Fig. 7-33

7.7.b.- Plinto con piu' di sette pali.

Ragionamenti del tutto analoghi si svolgono per plinti con piu' elevato numero di pali.

Salvo casi particolari, in genere si suppone valida l'ipotesi che il plinto sia tanto rigido che il carico totale possa suddividersi in parti eguali tra tutti i pali (ipotesi che del resto, ai fini delle verifiche del plinto, e' a vantaggio di statica) e che lo schema sia costituito da una stella di mensole tra loro indipendenti. Si determina quindi il momento globale (ottenuto come prodotto del carico corrispondente a ciascun palo per la somma delle distanze dei singoli pali dal perimetro del pilastro) $M_t = \frac{N}{n} \sum l_i$.

Dal momento globale cosi' ottenuto, con criterio alquanto grossolano e nell'ipotesi che esista una simmetria centrale, si puo' ottenere l'altezza del plinto applicando ancora la ben nota relazione $h = r \sqrt{\frac{M}{P}}$, valida per la sezione rettangolare sviluppata avente per base il perimetro p del pilastro. L'armatura globale si suddivide poi proporzionalmente ai momenti flettenti che competono alle singole mensole, cioe' alle rispettive luci l_i .

7.8.- Travi rovesce su pali.

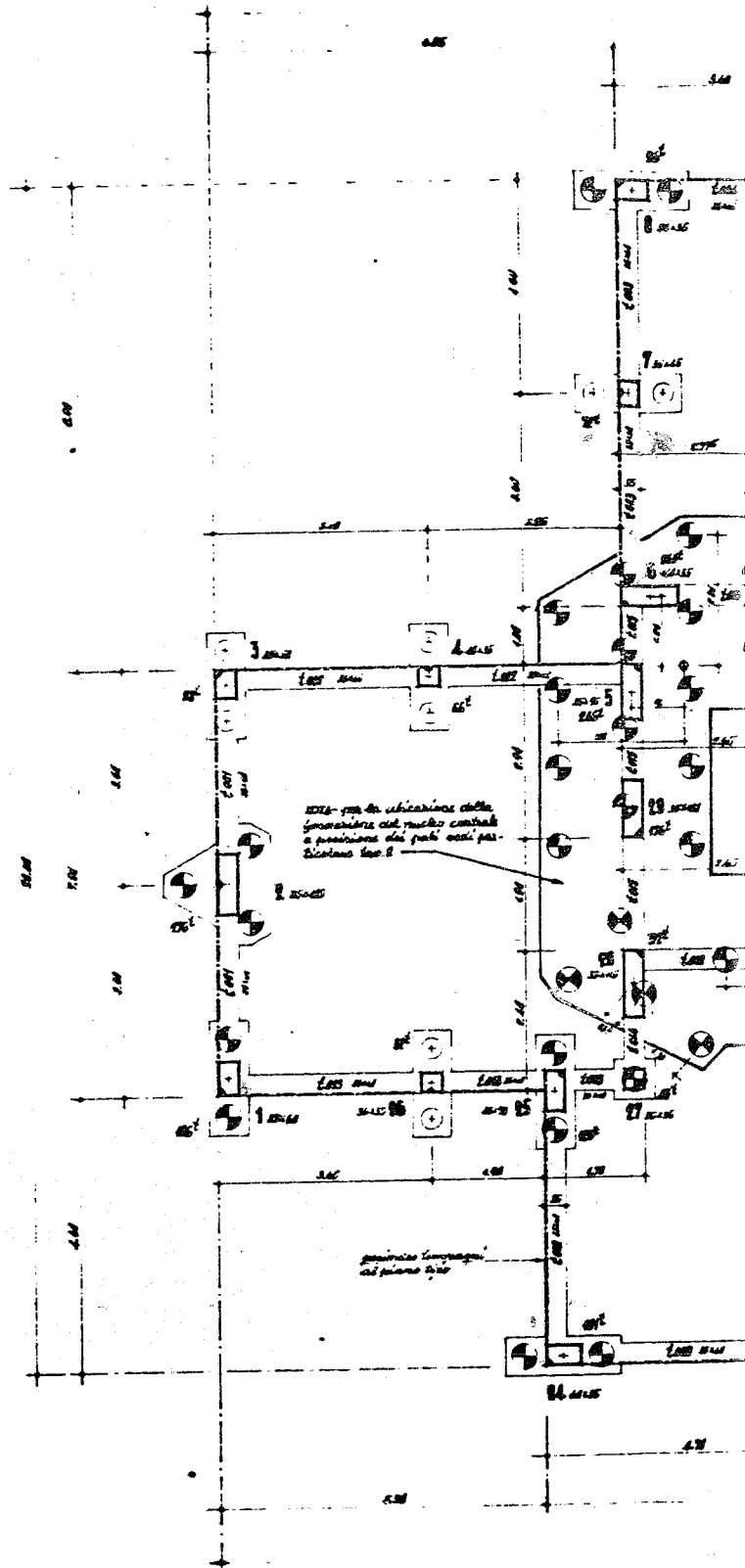
In alcuni casi si adottano travi rovesce fondate su palificate. In una siffatta struttura occorre inanzitutto riportare i carichi dai pali alla trave secondo i criteri gia' illustrati per il plinto a due pali, evitando che nella disposizione planimetrica dei pali

rispetto all'asse della trave si creino, per asimmetria, momenti torcenti.

Per quanto riguarda la trave vera e propria, che in genere ha sezione trasversale a T rovescio, lo schema che si può adottare è quello di trave su suolo elastico, già illustrato in precedenza, in cui il suolo è costituito dai pali che ne caratterizzano la elasticità, ancora attraverso una costante ideale di sottofondo. Indicando con n il numero dei pali per metro lineare di trave e con b la larghezza il valore di c può considerarsi fornito dalla seguente espressione:

$$c = \frac{\sigma}{\eta} = \frac{nP}{b \times kP} = \frac{n}{kb} \quad FL^{-3} \quad \left\{ \begin{array}{l} [n] = L^{-1} \\ [K] = LF^{-1} \\ [b] = L \end{array} \right.$$

Per un esempio vedi fig. 7-34.



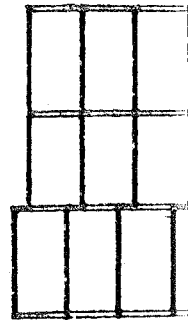
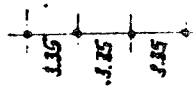


radi ϕ 400 interasse 1.30



radi ϕ 350 interasse 1.20

NOTA - per l'extracorsa ascensore la fondazione del nucleo centrale si appoggia a disce di ml. 1.50, assumendo $\pm$ (1.00) all'estremità, considerando $\pm$ (0.00) l'esterno e $\pm$ (0.50) il collasso esea. -
- gli altri plinti hanno estradosso $a \pm$ (0.20)

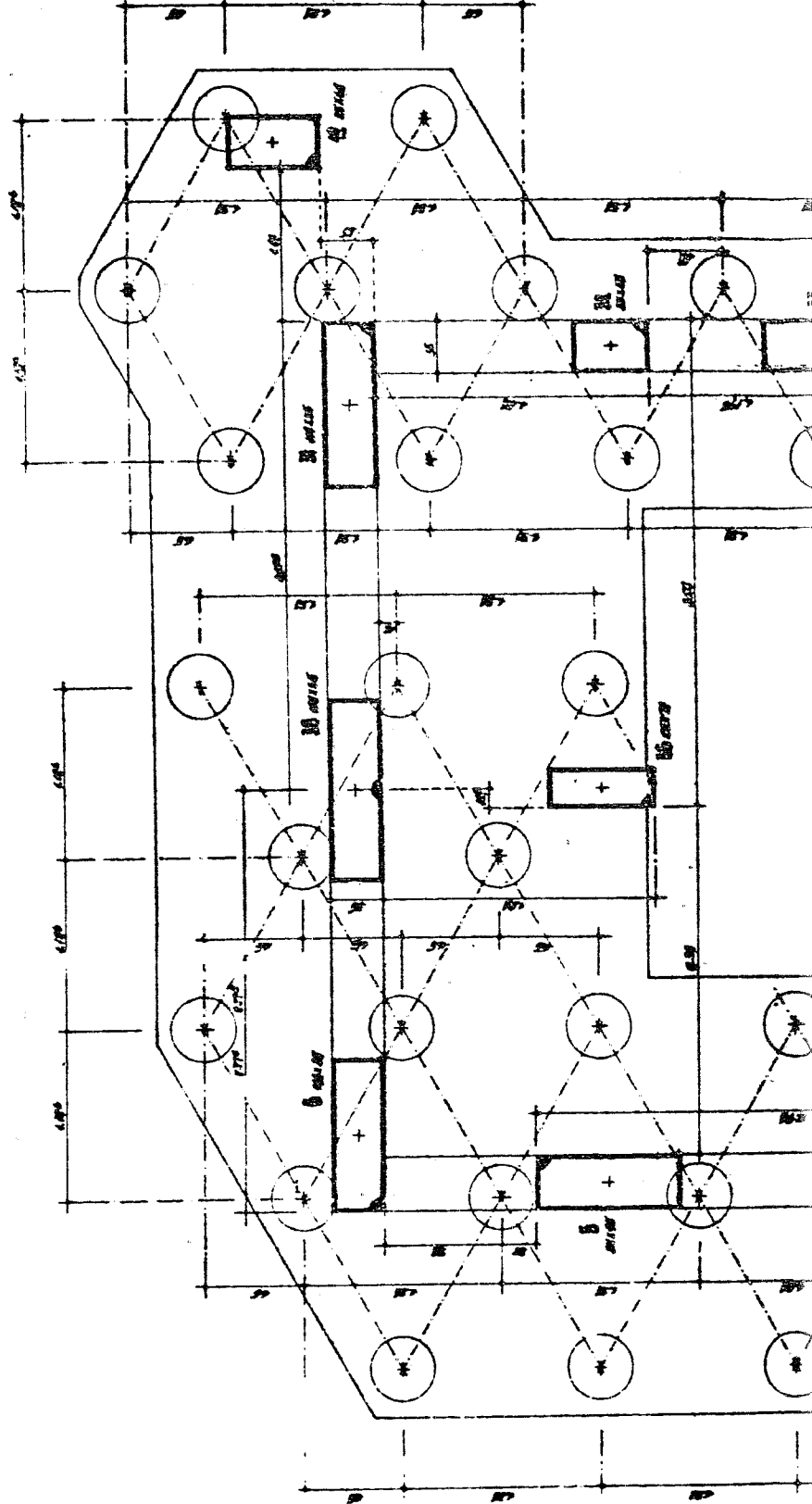


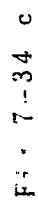
11° solco

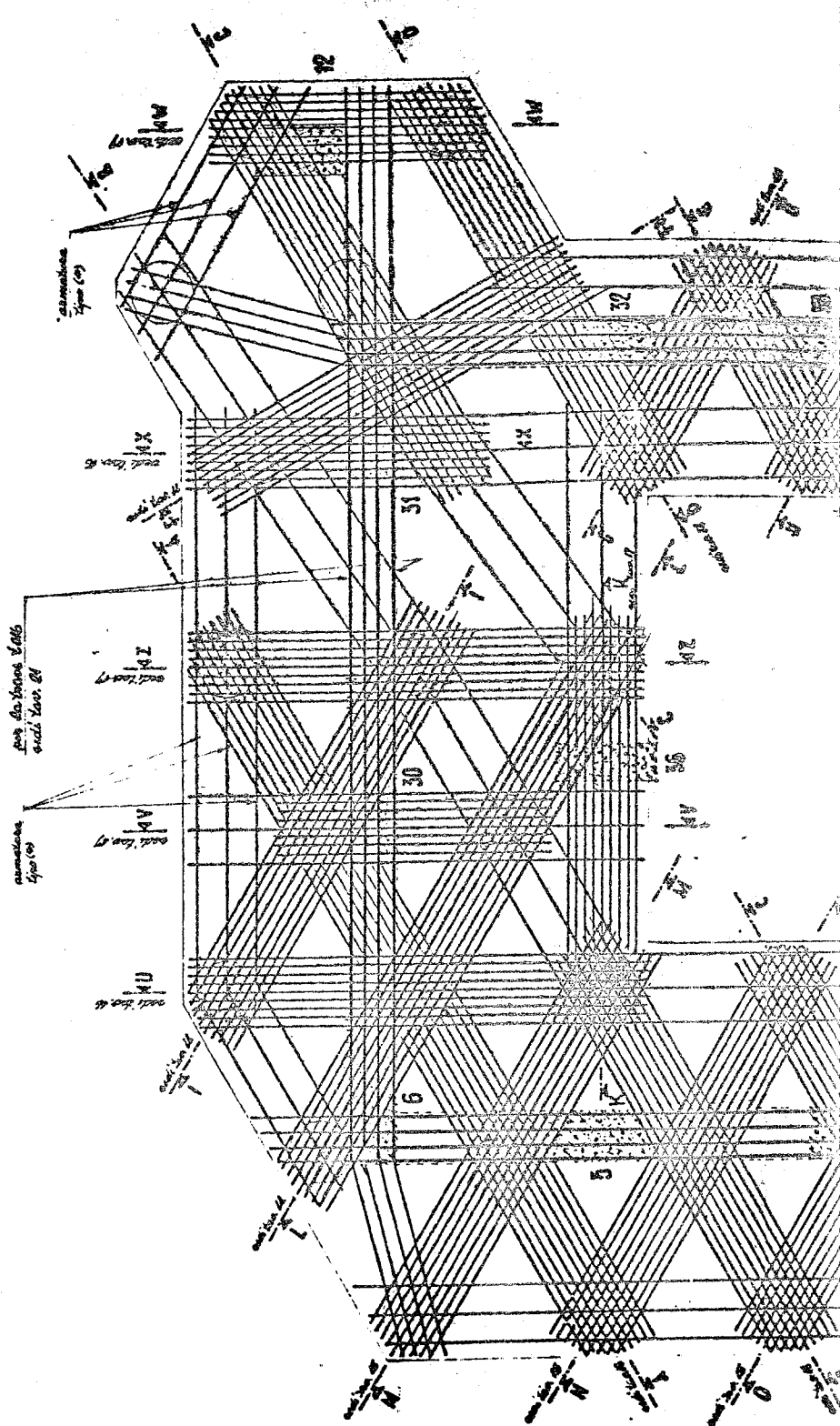
12°

13°

14°







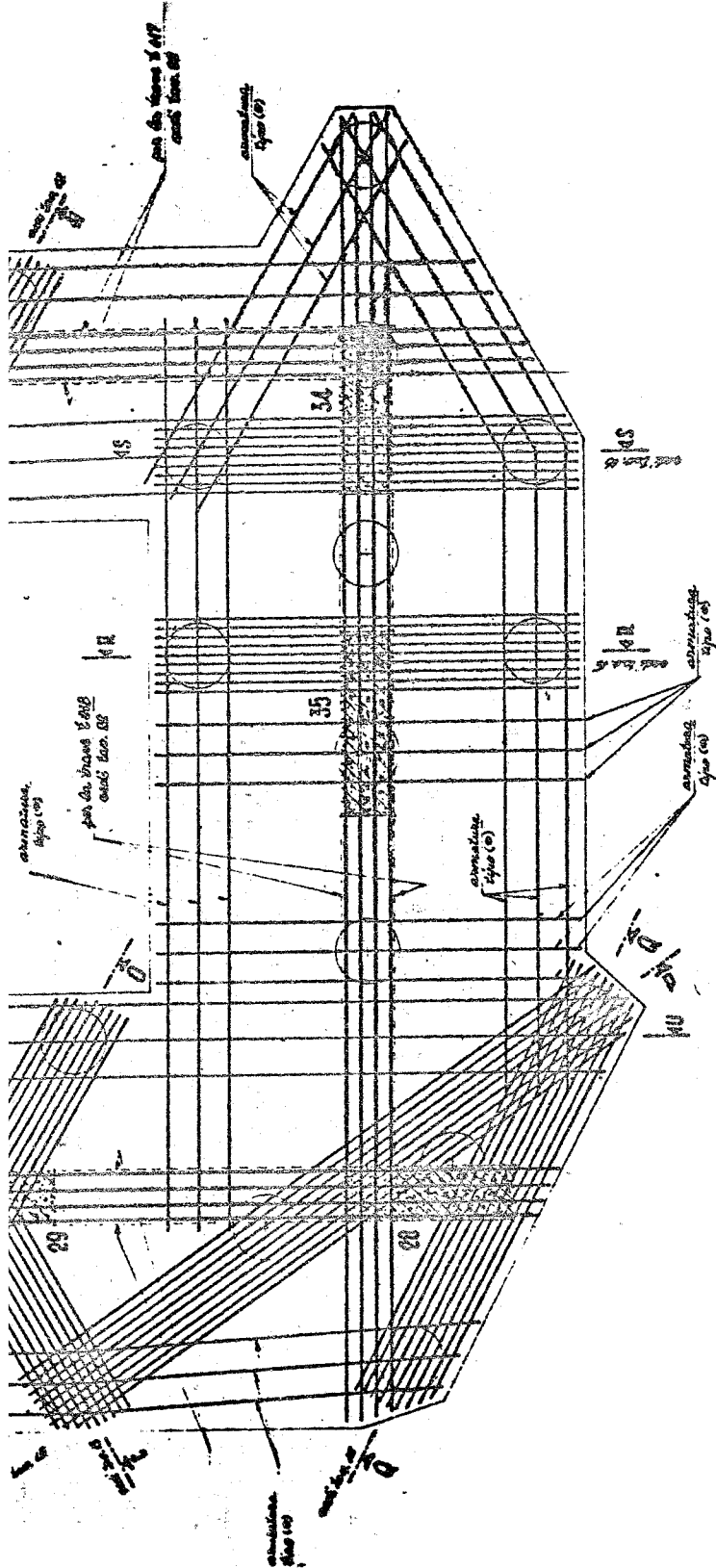


Fig 7-34 d)

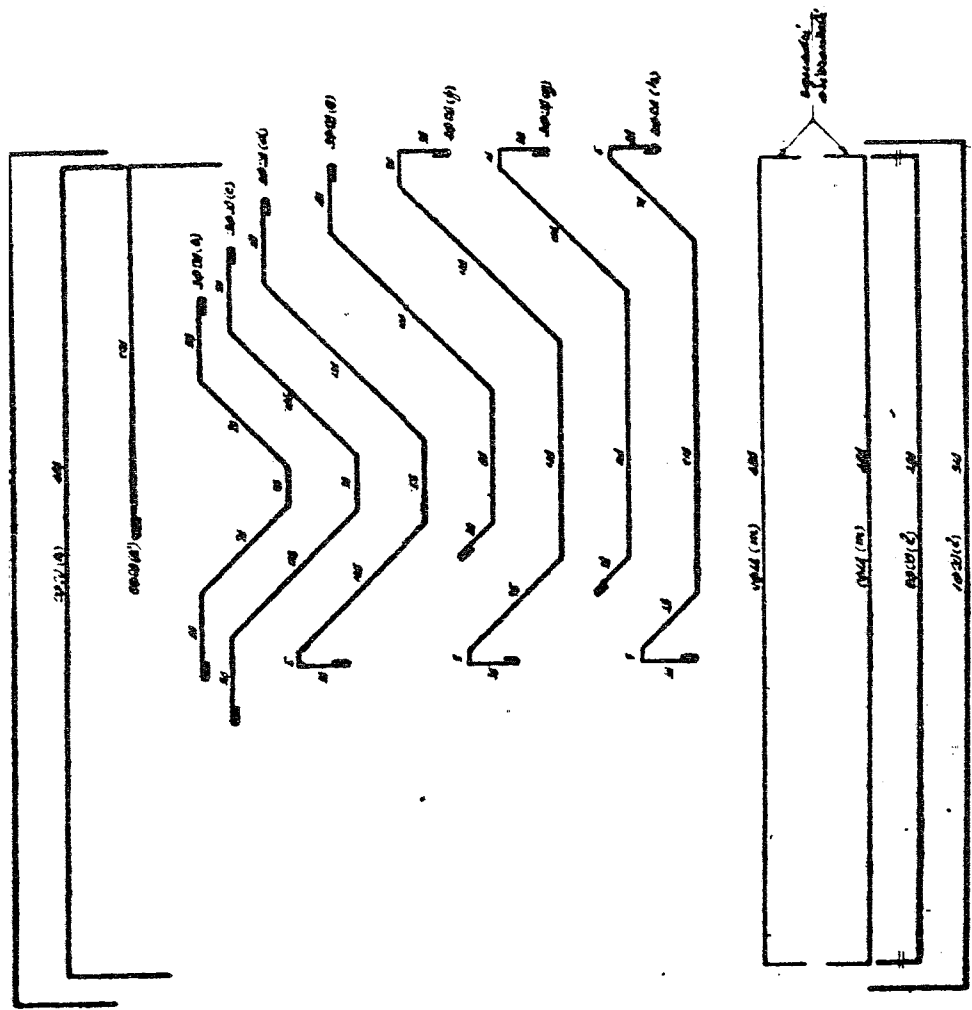
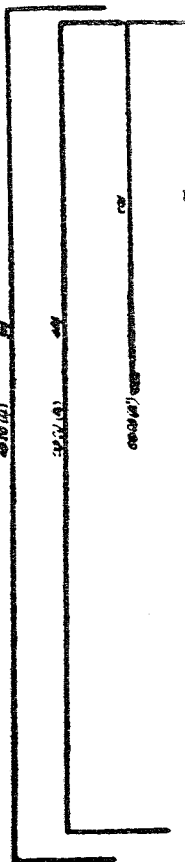
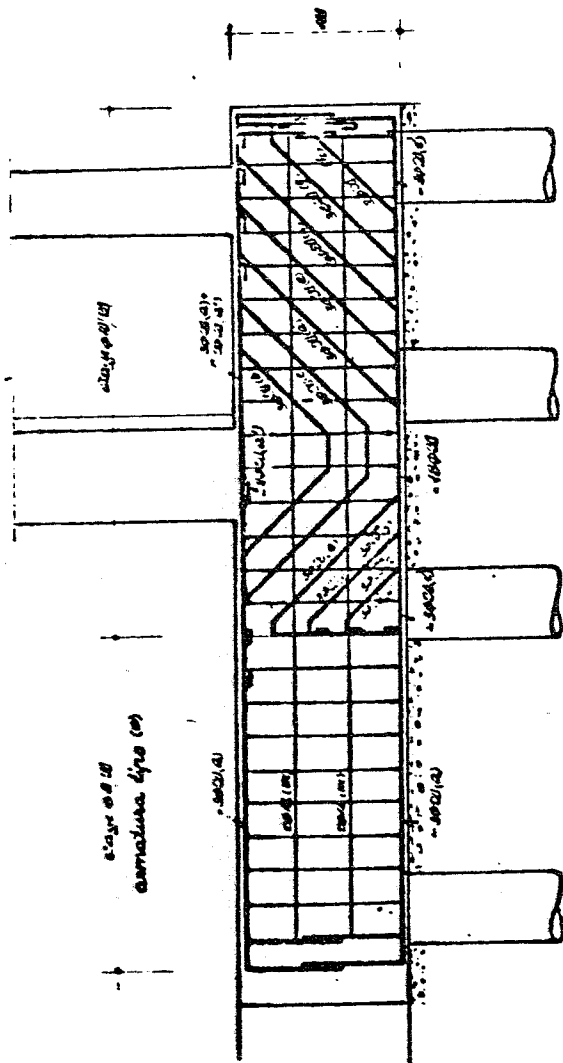
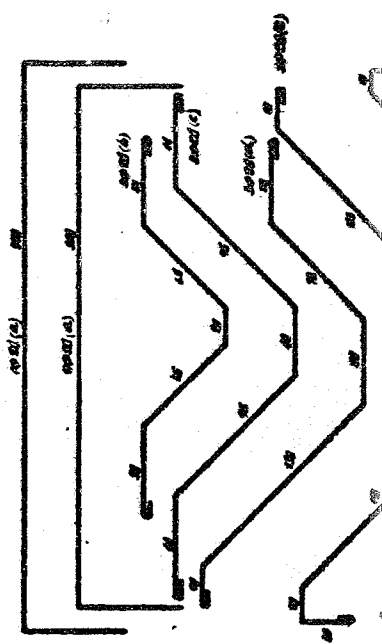
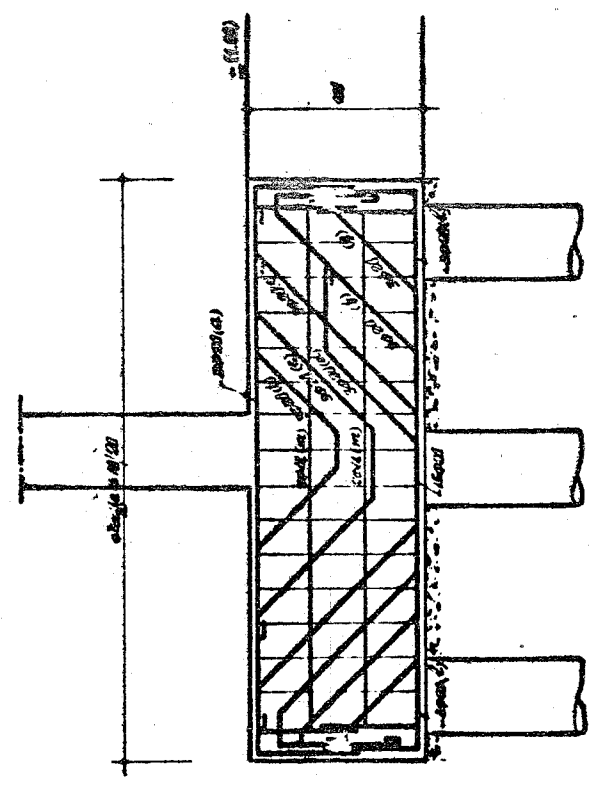


Fig 7-34 e)





colony 2.2. 10000



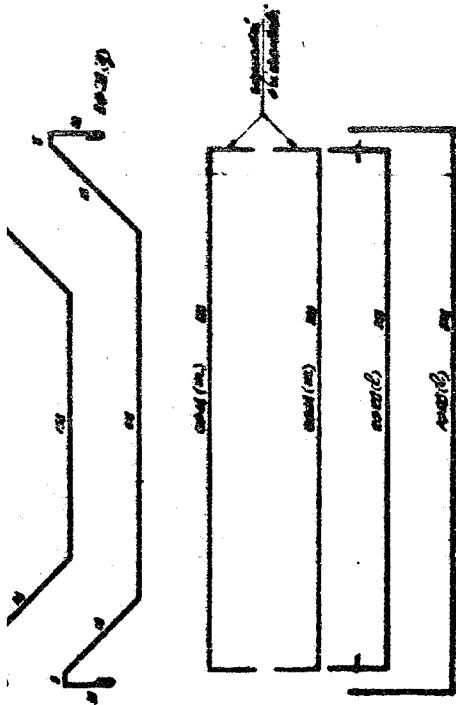


Fig 7-34 f)

I N D I C E

1 - Classifica degli edifici

pag. 5

1.1.	Classe 1 ^a :	edifici integralmente in muratura.	" 5
1.2.	Classe 2 ^a :	edifici "misti" con piedritti in muratura e solai in legno o acciaio.	"10
1.3.	Classe 3 ^a :	edifici in muratura con solai ancorati e cordali di piano.	"13
1.4.	Classe 4 ^a :	edifici con ossatura in cemento armato.	"14
1.5.	Classe 5 ^a :	edifici con ossatura in acciaio.	"15
1.6.	Classe 6 ^a :	edifici misti acciaio + cemento armato.	"16
1.7.	Classe 7 ^a :	altri tipi di edificio	"17

2 - Generalita' sulle strutture per edifici civili

"18

2.1.	Introduzione	"18
2.2.	"Fatti" e "teoria": esempio di una struttura spaziale	"19
2.2.a.	Prima ipotesi limite.	"24
2.2.b.	Seconda ipotesi limite.	"24
2.2.c.	Riduzione dell'ampiezza della "fascia"	"27
2.3.	Edifici "normali" (limiti delle loro caratteristiche geometriche).	"30
2.3.1.	Parametri relativi all'esame statico di un edificio.	"30
2.4.	Considerazioni conclusive	"32
2.5.	Elementi costruttivi di un edificio	"34

3 - Solai.

pag. 36

3.1.1.	Aspetto morfologico	"	36
3.1.2.	Aspetto tecnologico	"	36
3.1.3.	Aspetto statico	"	38
3.2.	Problemi particolari relativi ai solai	"	59
3.2.1.	Fori	"	59
3.2.2.	Ribassamenti.	"	73
3.2.3.	Solai con campate ad asse spezzato	"	77
3.2.4.	Sbalzi	"	82
3.2.4.1.	Sbalzi laterali	"	85
3.2.4.2.	Sbalzi d'angolo	"	97

4 - Travi

" 103

4.1.	Generalita'	"	103
4.2.	Travi "emergenti" e "travi a spessore"	"	104
4.2.1.	Discussione generale di alcuni aspetti morfologici tecnologici e statici	"	104
4.2.2.	Discussione comparativa dell'aspetto statico	"	108
4.2.3.	Discussione comparativa dell'aspetto economico	"	112
4.3.	Disposizione delle armature nelle travi emergenti	"	124
4.3.1.	Problemi connessi alla presenza di "sagomati"	"	124
4.3.2.	Armature costituite solo da barre diritte	"	132
4.4.	Travi a spessore	"	139
4.5.	Il calcolo di verifica delle travi	"	143
4.5.1.	Introduzione	"	143
4.5.2.	Primo schema limite	"	144
4.5.3.	Secondo schema limite	"	148
4.5.4.	Conclusioni	"	150

5 - Pilastri

" 150

5.1.	Premessa	"	150
5.2.	Considerazioni sull'analisi dei carichi	"	151
5.3.	Dettaglio del procedimento	"	159
5.4.	Proposta di un "carico convenzionale tipo".	"	165

5.4.1.	Sovraccarico utile	pag. 166
5.4.2.	Il peso proprio dei pilastri per edifici multipiani con "piano tipo".	" 167
5.4.2.1.	Primo criterio per la valutazione del peso proprio	" 169
5.4.2.2.	Procedimento approssimato	" 174
5.5.	La flessione nei pilastri	" 178
5.5.1.	Le variazioni termiche disuniformi ed il ritiro	" 180
5.5.2.	Eccentricita' di forma	" 184
5.5.3.	Flessioni dei pilastri derivanti dai carichi verticali	" 186
5.5.4.	Flessioni nei pilastri dovute a forze orizzontali	" 187

6 - Scale

6.1.	Generalita'	" 188
6.2.	Gradini a sbalzo eseguiti in opera	" 189
6.3.	Gradini prefabbricati a sbalzo	" 194
6.4.	Soletta rampante	" 195
6.5.	Travi a ginocchio	" 197
6.6.	Travi di testata	" 202
6.7.	Pianerottoli	" 203
6.8.	La scala come irrigimento dell'ossatura dell'edificio	" 205

7 - Fondazioni

7.1.	Generalita' - Fondazioni dirette ed indirette	" 206
7.2.	Plinti isolati	" 209
7.3.	Plinti sollecitati da sforzo normale eccentrica	" 218
7.4.	Plinti soppi	" 220
7.5.	Collegamenti tra i plinti isolati	" 225
7.6.	Fondazioni dirette continue	" 228
7.6.1.	Generalita'	" 228
7.6.2.	Lo schema di trave rovescia infinitamente rigida	" 229
7.6.3.	La trave elastica su suolo elastico	" 230
7.7.	Fondazioni indirette	" 249

7.7 a)	- Plinto ad un polo	pag. 250
7.7 b)	- Plinto a due pali	" 254
7.7 c)	- Plinto a tre pali	" 257
7.7 d)	- Plinto a quattro pali	" 262
7.7 e)	- Plinto a cinque pali	" 264
7.7 f)	- Plinto a sei pali	" 270
7.7 g)	- Plinto a sette pali	" 270
7.7 h)	- Plinto con piu' di sette pali	" 272
7.8.	Travi rovesce su pali	" 272

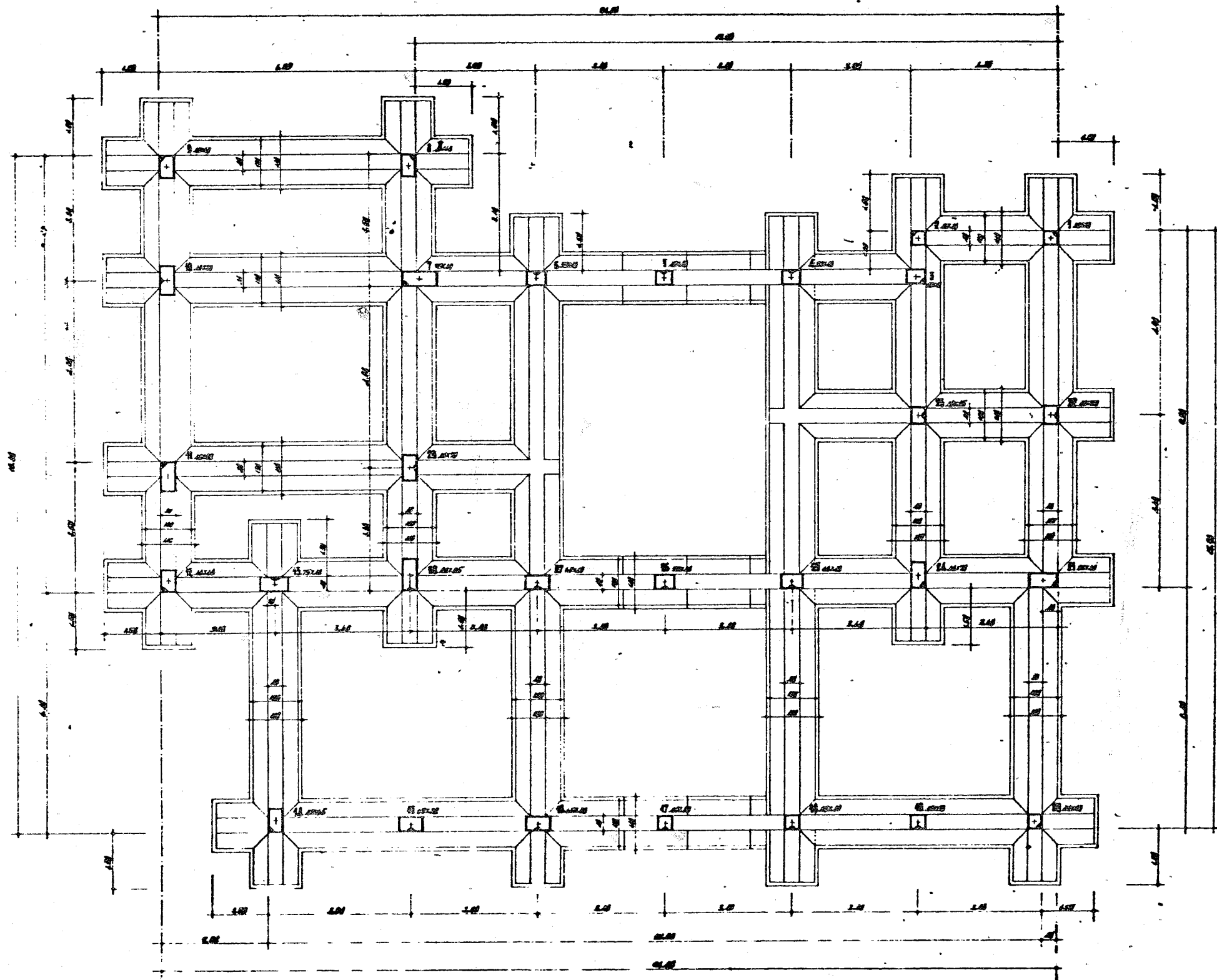
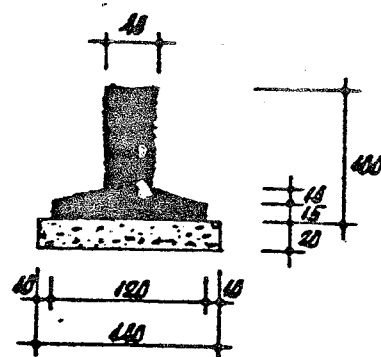
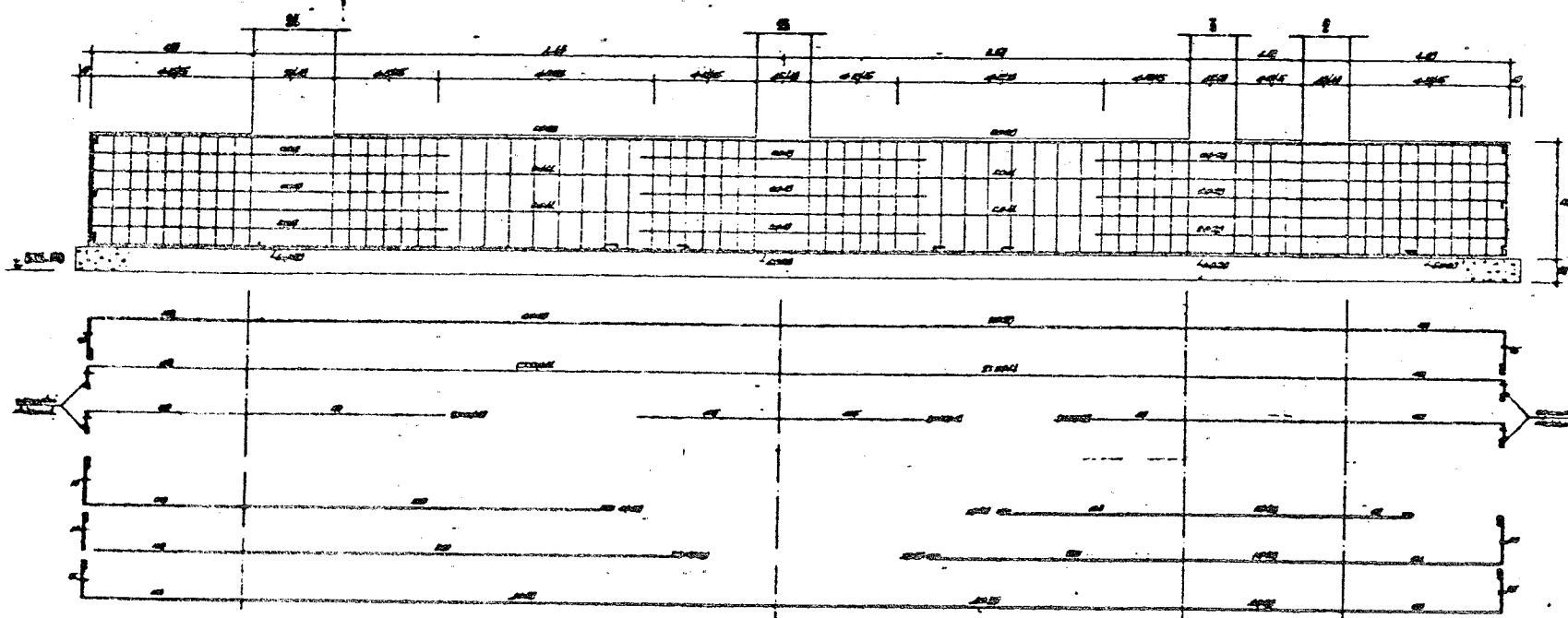
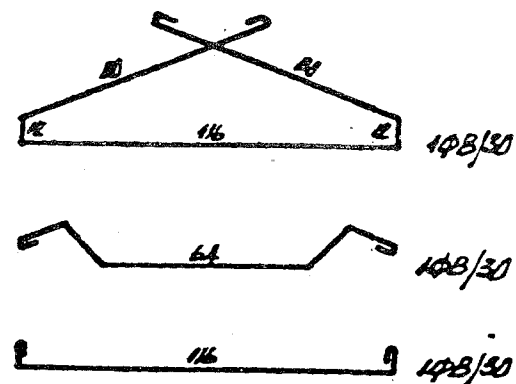
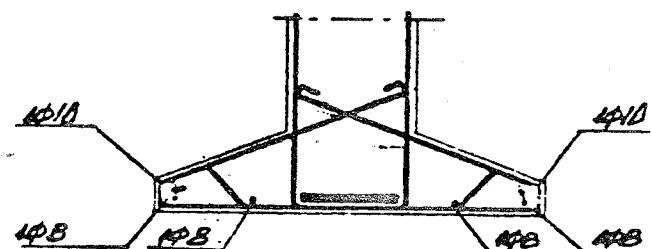


Fig 7-16 a)



sezione tipo trave rovescia



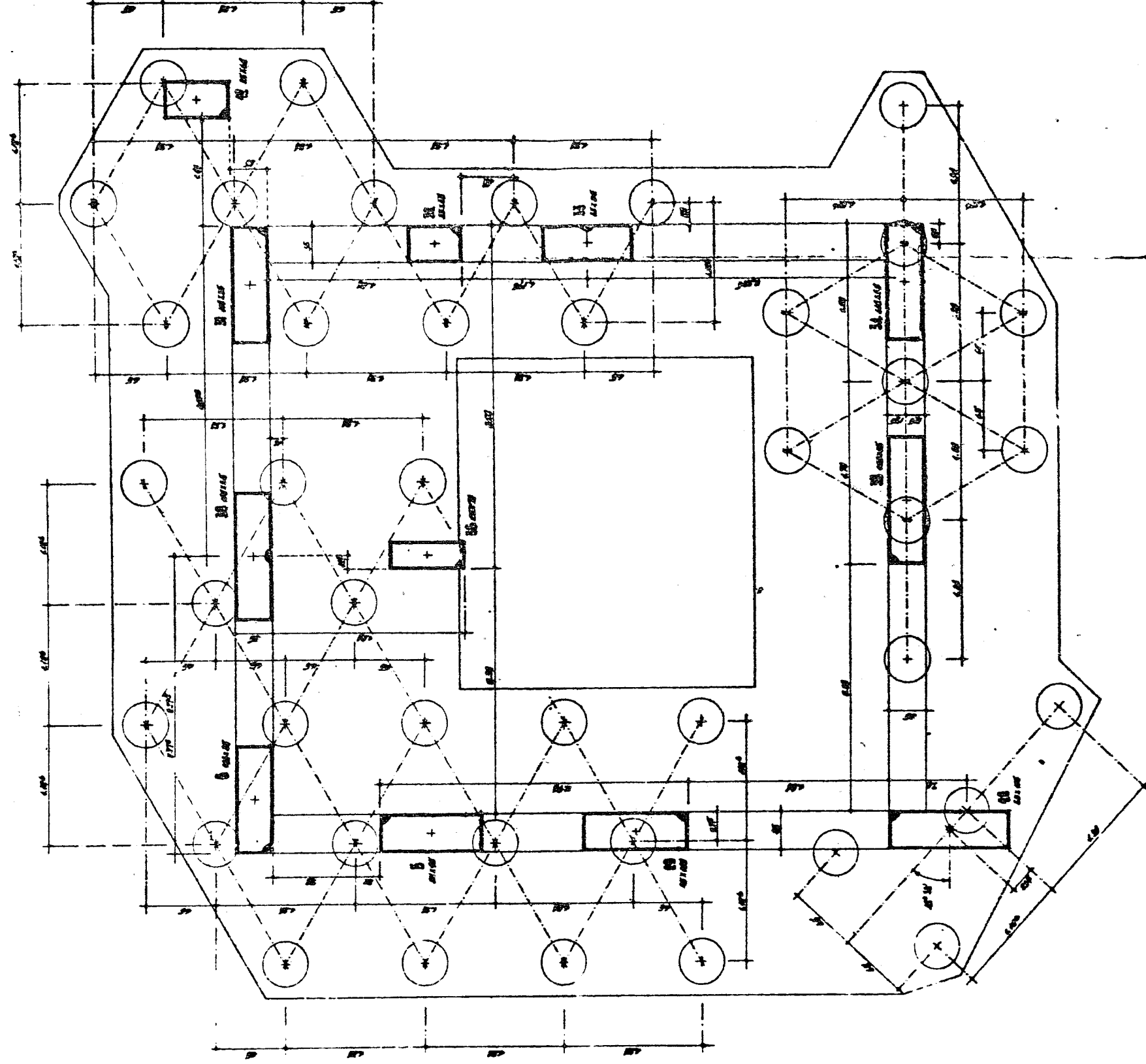
armatura della suola



+

$$a \approx (0.20)$$


Fig. 7-34 b)



F. 7-34 c

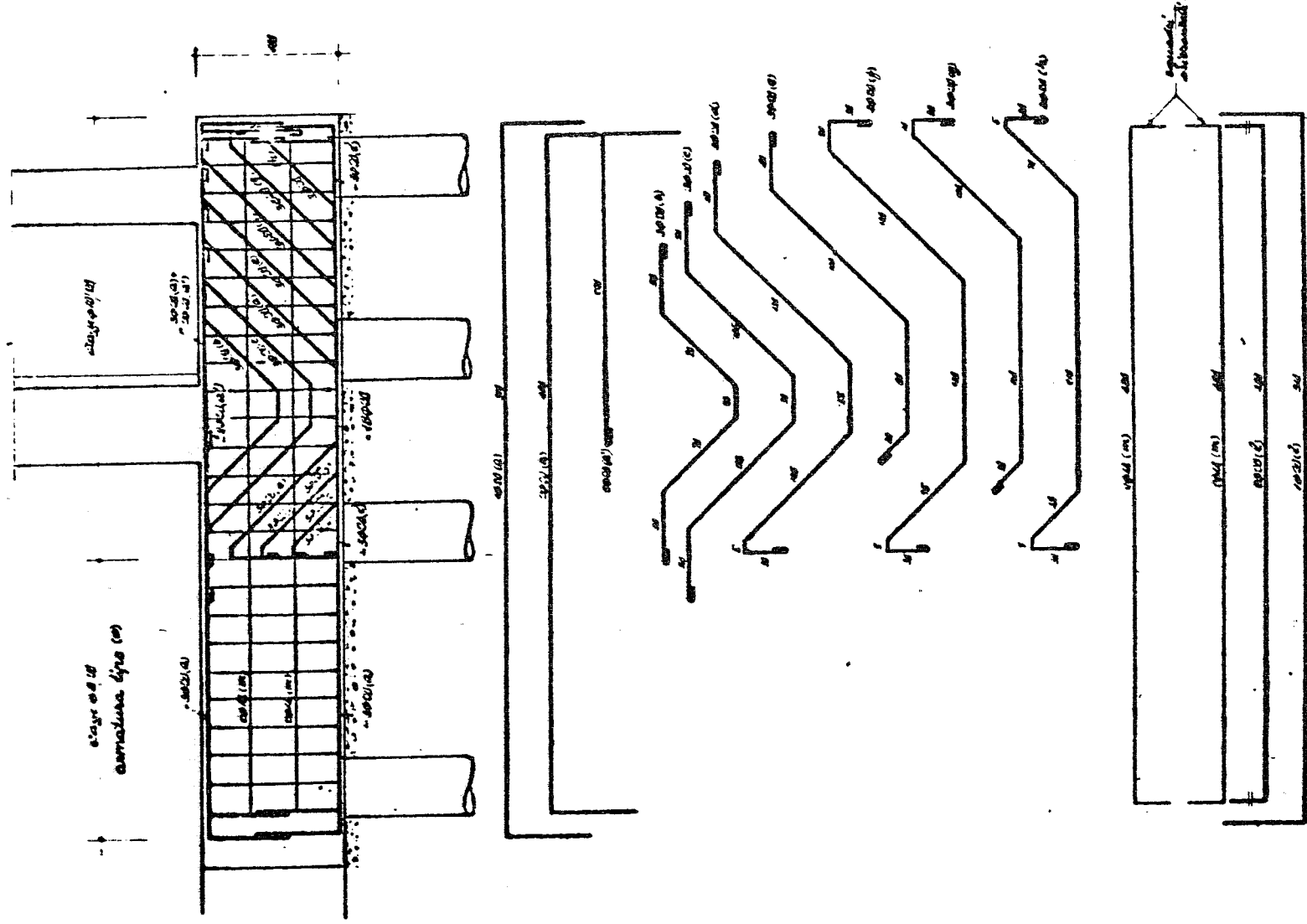
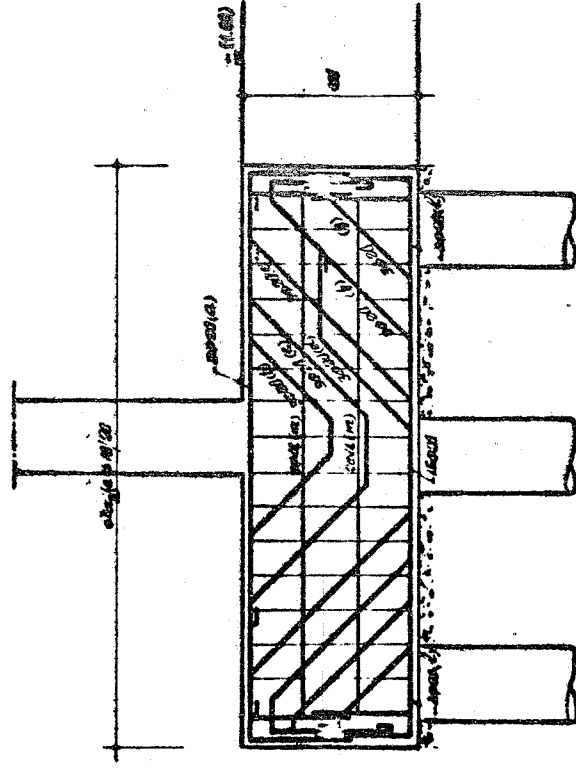


Fig 7-34 e)



SECTION C-C SCALE: 1/8" = 1'-0"

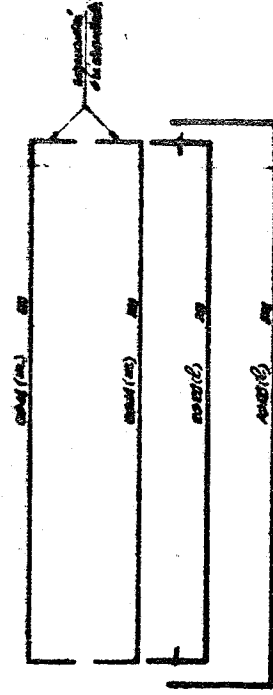
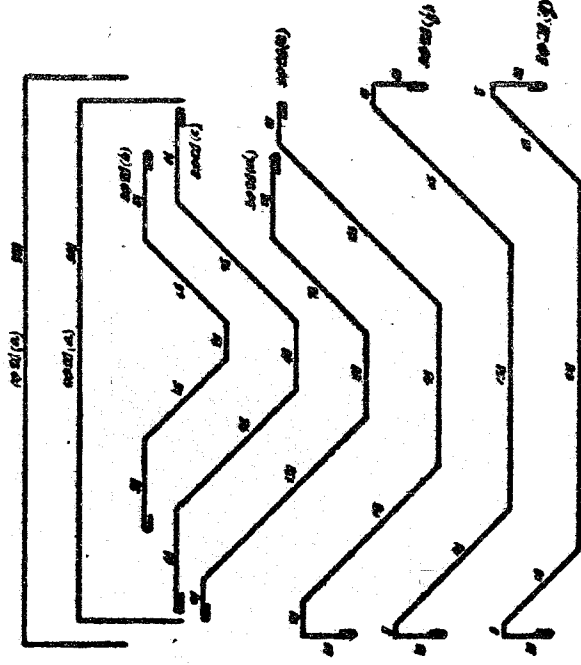


Fig 7-34 f)