

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Tecnica delle Costruzioni

INTRODUZIONE ALLE STRUTTURE IN C.A.

Prof. Ing. Natalino Gattesco

BIBLIOGRAFIA

Toniolo G., Di Prisco M., “Cemento Armato – Calcolo agli stati limite”, Vol. 2a, terza edizione, Ed. Zanichelli, 2010.

Park R., Paulay T., “Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons, New York, 1975.

Mac Gregor J., “Reinforced Concrete – Mechanics and Design”, Prentice Hall, New Jersey, 1988.

Santarella L., “Prontuario del Cemento Armato”, XXXVIII edizione, Ed. Hoepli, Milano.

PREMESSA

Un'opera deve presentare le seguenti caratteristiche fondamentali

- **aspetto estetico** (*veicolo di espressione architettonica*) **Venustas**
- **efficienza funzionale** (*tecnologia della costruzione*) **Utilitas**
- **sicurezza strutturale** (*struttura in grado di reggere l'opera*) **Firmitas**

In particolare la sicurezza strutturale viene garantita se esistono componenti edilizi in grado di trasferire i carichi verticali e orizzontali al suolo.

Questi componenti edilizi non sono estranei all'opera architettonica ma ne sono parte integrante come tutte le altre parti necessarie per garantire l'efficienza funzionale e per conferire l'aspetto estetico desiderato.

CONCEZIONE STRUTTURALE

La concezione strutturale di un'opera architettonica non è un semplice esercizio di assemblaggio di elementi di sostegno da demandare all'ingegnere strutturista a progetto architettonico ultimato

La concezione strutturale va sviluppata assieme alla concezione formale dell'opera in modo che le proporzioni dei vari elementi siano coerenti per entrambi gli aspetti di funzione e forma

E' quindi indispensabile che il progettista conosca i principi del costruire sia attraverso l'intuito che attraverso la meccanica dei solidi

Pier Luigi Nervi, infatti, diceva:

“Per inventare una struttura e darle delle proporzioni esatte, bisogna seguire sia la strada dell'intuito, che quella della matematica”

SCHEMATIZZAZIONI STRUTTURALI

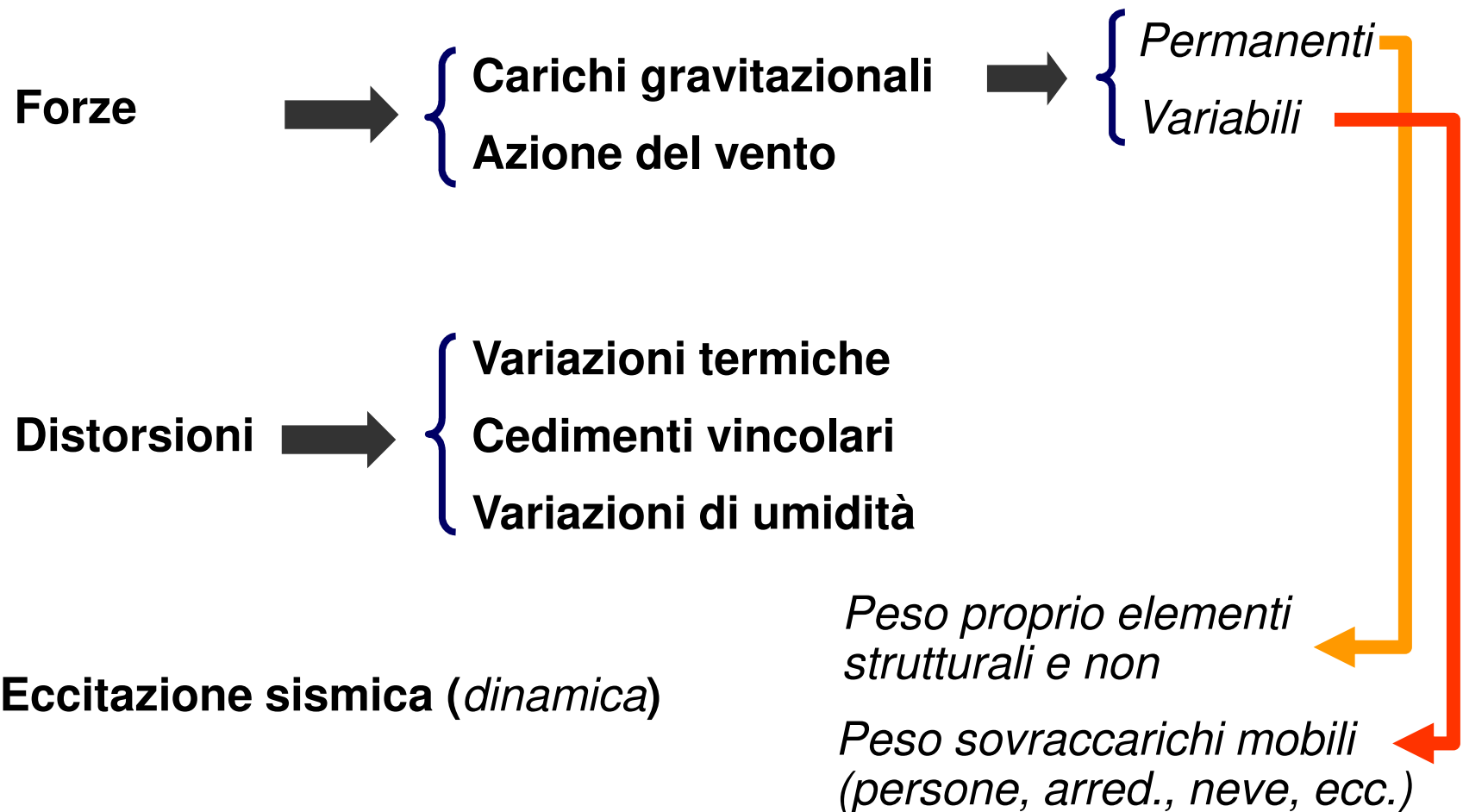
Le strutture delle costruzioni sono in genere molto complesse in quanto composte da molti elementi, di varia forma e dimensioni, collegati fra loro con diverse tecniche di connessione

E' quindi necessario idealizzare la struttura con schematizzazioni strutturali semplificate (*ossature con elementi monodimensionali o bidimensionali*) più agevoli per risolvere la struttura secondo i metodi della statica e della scienza delle costruzioni

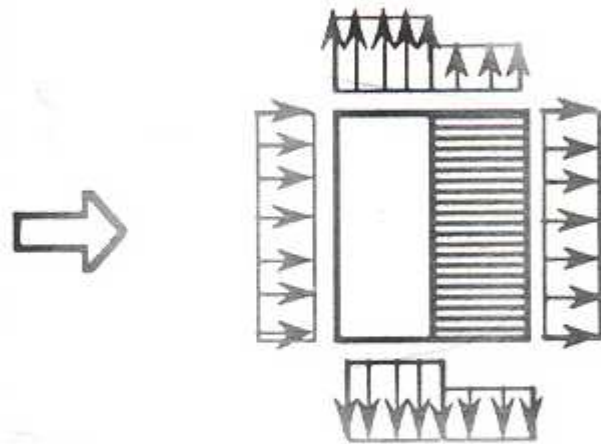
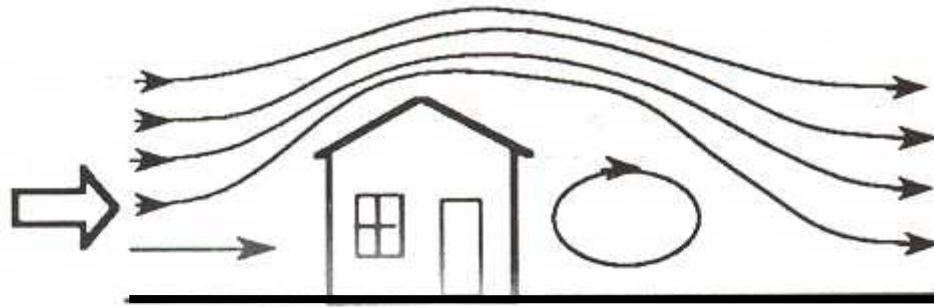
Una buona conoscenza dell'effettivo funzionamento strutturale consente di scomporre ulteriormente questi schemi strutturali in singoli elementi (*travi, pilastri, travi reticolari, archi, ecc.*) facilmente analizzabili anche con strumenti matematici molto modesti

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Le azioni sulle costruzioni riguardano



AZIONE DEL VENTO



L'azione del vento è legata alla velocità massima del vento

$$q_{ref} \rightarrow \frac{v_{ref}^2}{1.6}$$

Dipende poi

- dalla forma dell'ostacolo c_p
- dalla rugosità del suolo, dalla altezza dell'oggetto, dalla topografia del terreno, dall'esposizione c_e

Amplificazione dinamica c_d

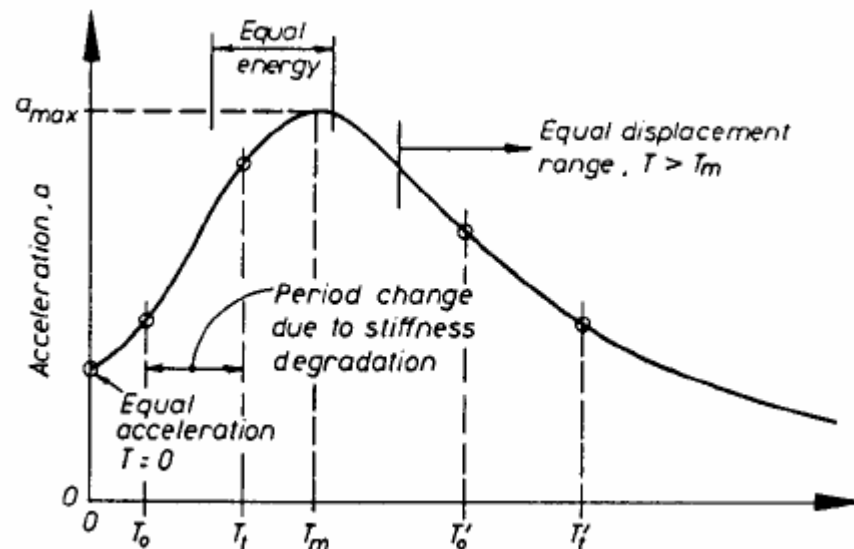
$$q = q_{ref} c_p c_e c_d$$

AZIONE STATICA EQUIVALENTE SISMA

Il terremoto consiste in spostamenti variabili del suolo. Il moto del suolo è un moto accelerato caratterizzato da un'accelerazione di picco (PGA)

Le strutture che si trovano su quel suolo vengono pure accelerate ed essendo dotate di massa sono soggette a delle forze inerziali il cui valore massimo è proporzionale all'accelerazione di picco a_g

Inoltre tali forze vengono incrementate o ridotte in funzione del periodo proprio di oscillazione T della struttura; dipendono pure dal tipo di suolo su cui è situata la costruzione S



$$F_h = f(a_g, T, S)$$

STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.



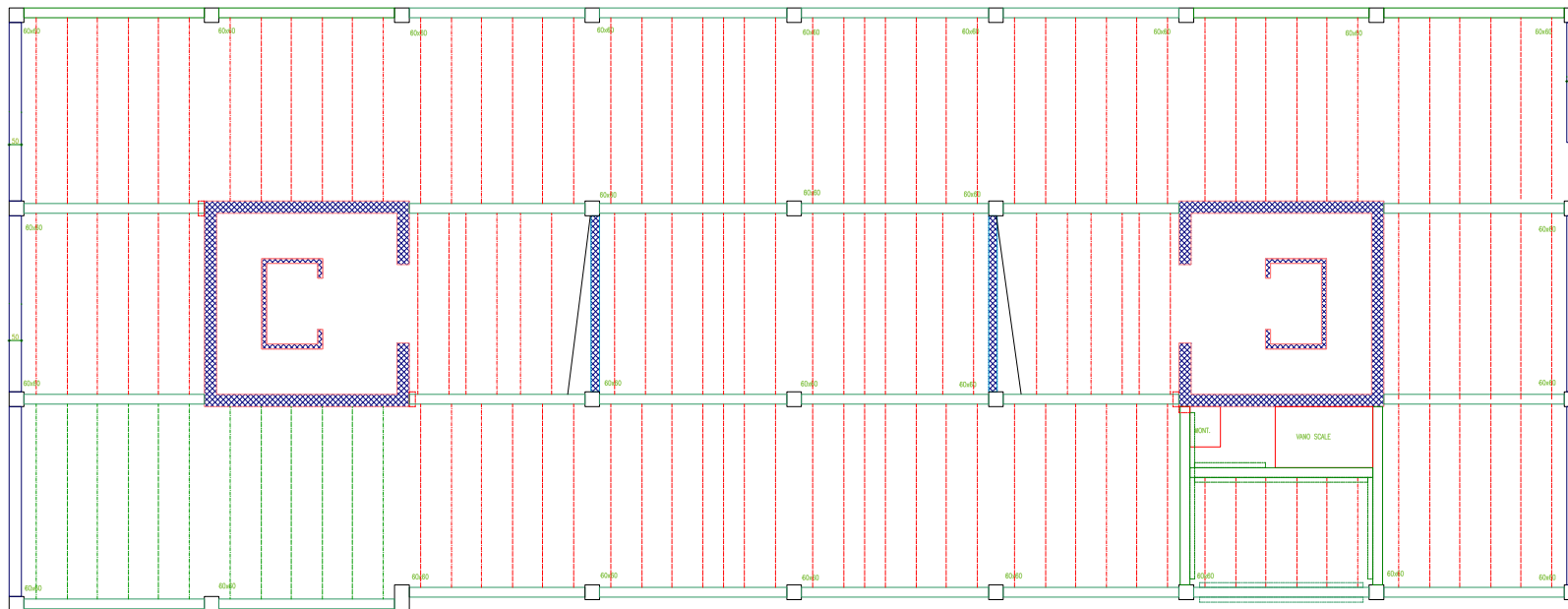
STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.

La tipologia strutturale più diffusa per gli edifici civili pluripiano è quella con

solai ad armatura unidirezionale (*semi prefabbricati o gettati in opera*)

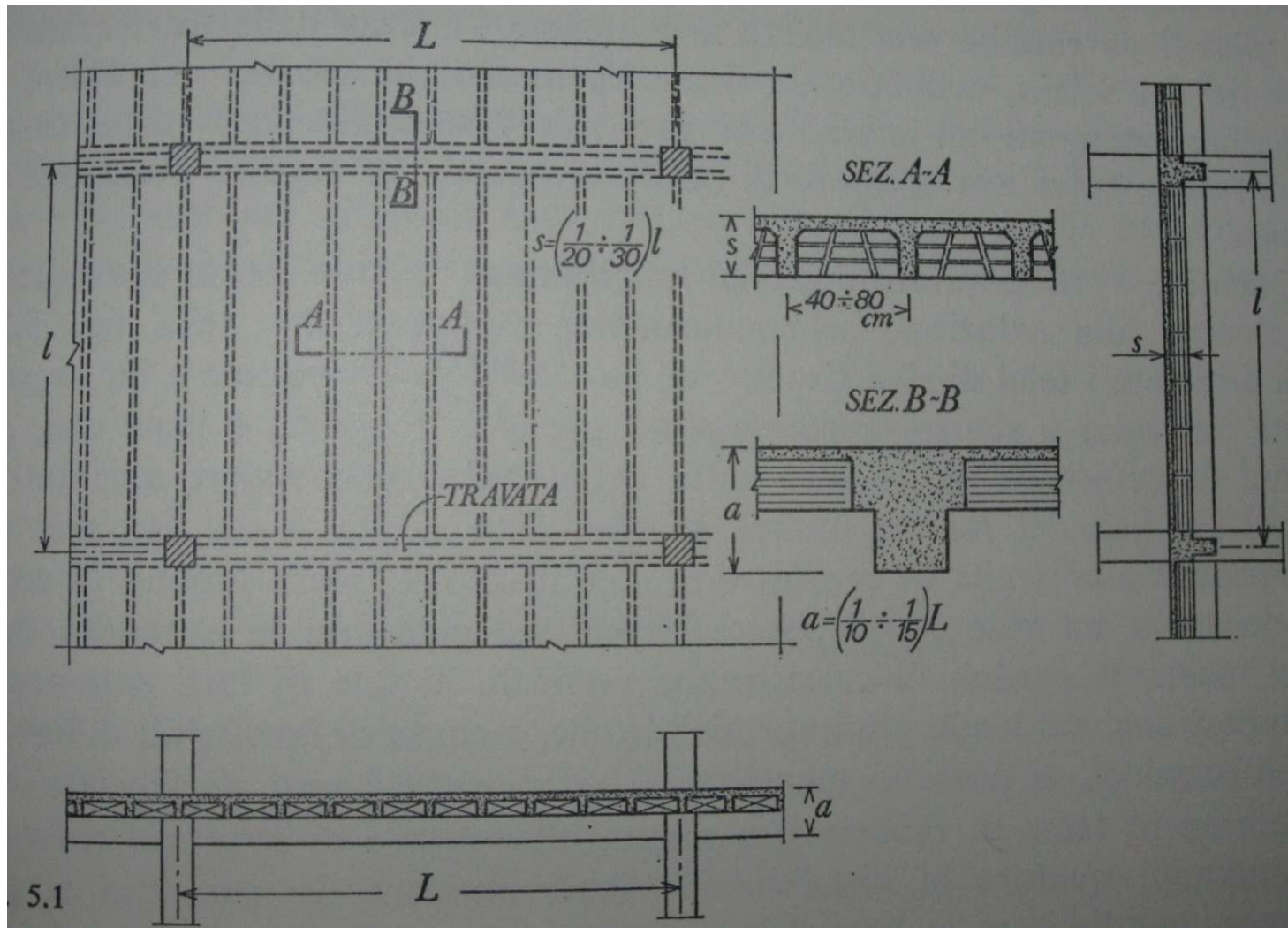
telai disposti nella direzione ortogonale alla direzione dei solai
(*gettati in opera o prefabbricati*)

elementi di controvento (*normalmente gettati in opera*)



SOLAI

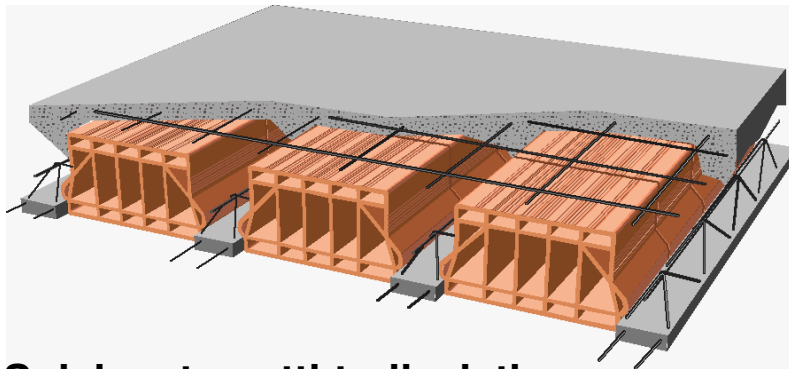
Lo spessore dei solai è di norma compreso tra $1/20$ e $1/25$ della luce, e questo è dovuto alla necessità di rendere accettabili le deformazioni.



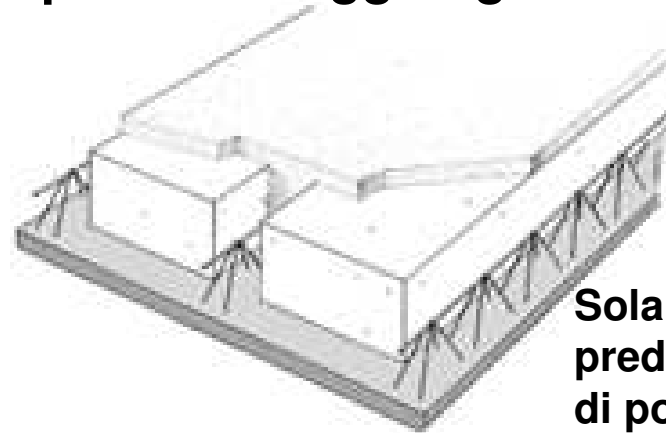
SOLAI

Lo spessore dei solai è di norma compreso tra $1/20$ e $1/25$ della luce, e questo è dovuto alla necessità di rendere accettabili le deformazioni.

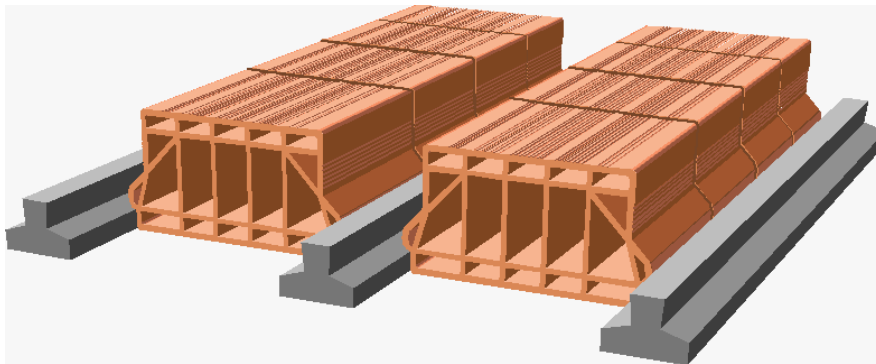
Le luci dei solai, per sovraccarichi da $2 \div 4 \text{ kN/m}^2$, sono dell'ordine di $4 \div 6 \text{ m}$. Se in lastre di precompresso possono raggiungere anche i 10 m



Solaio a travetti tralicciati

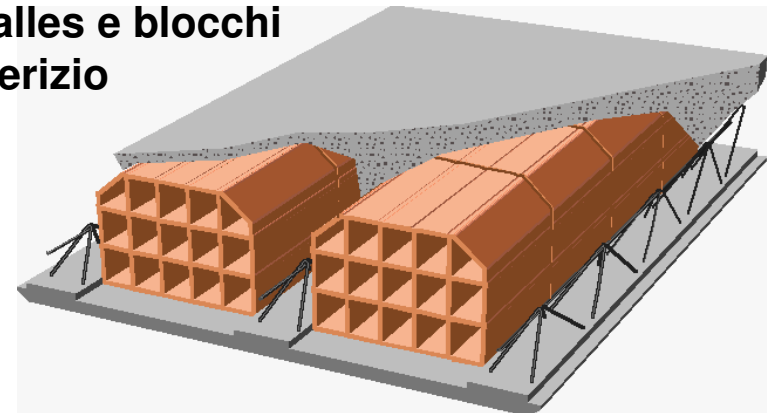


Solaio a lastre predalles e blocchi di polistirene



Solaio a travetti in precompresso

Solaio a lastre predalles e blocchi di laterizio



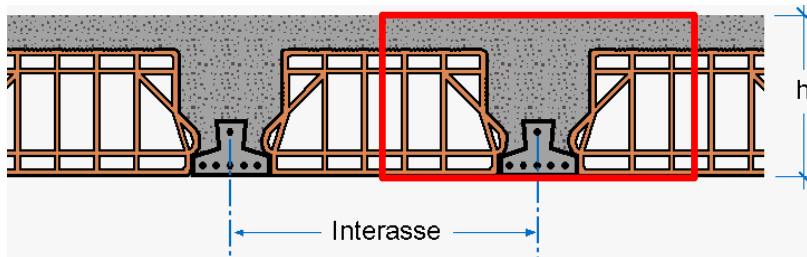
SOLAI

Esempio di solaio in lastre predalles tralicciate con laterizi di alleggerimento.

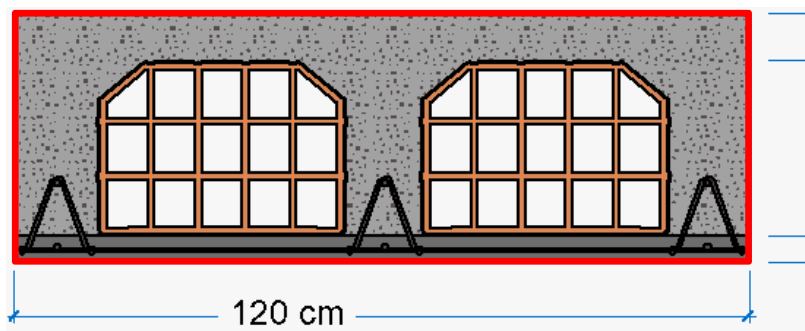


SOLAI

Per il progetto e la verifica si trattano come elementi monodimensionali (travi) considerando come sezione trasversale quella effettiva.



Per solai a travetti (*tralicciati* o *precompressi*) la sezione efficace è una sezione a T



Per solai a lastre predalles la sezione efficace è una sezione a doppio T con spessore dell'anima pari alla somma della larghezza delle tre nervature

STRUTTURA PRINCIPALE

La struttura principale è costituita dai telai (*pilastr*i e *travi*) e sono generalmente piani.

Le luci delle travi, e quindi l'interasse dei pilastri, sono:

- *in parte condizionate dalla distribuzione dei locali*
- *in parte legate a ragioni economiche e all'opportunità di limitare le sollecitazioni nelle travi stesse e conseguentemente la loro altezza.*

Orientativamente possono variare fra 4 e 8 m.

In particolare:

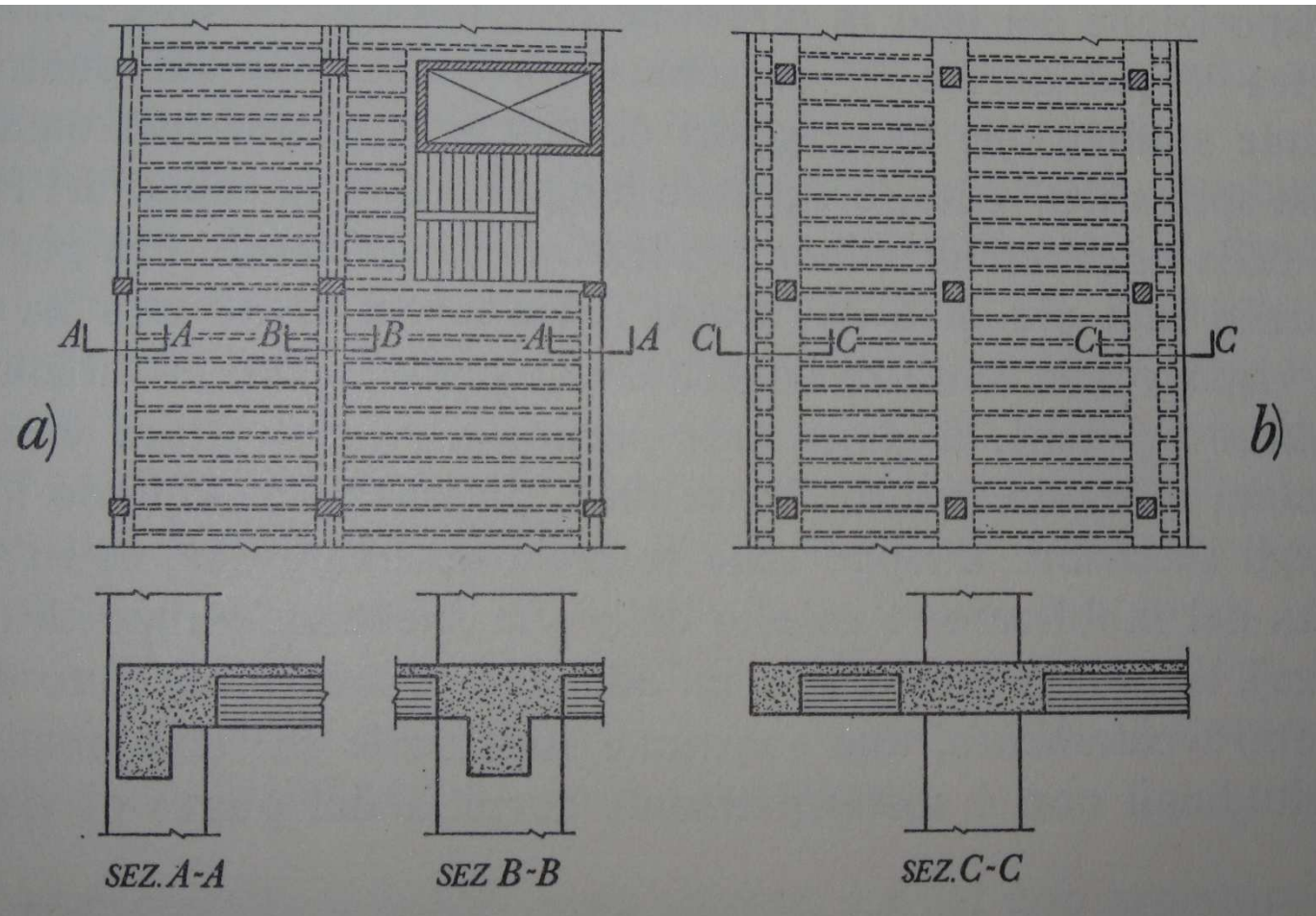
- *avranno una luce minore di quella del solaio, se sono in spessore di solaio*
- *Possono avere una luce maggiore di quella del solaio, se sono fuori spessore*

STRUTTURA PRINCIPALE

La direzione di orditura dei telai dipende dalla forma del fabbricato in pianta. Per edifici di forma rettangolare allungata è consuetudine disporre i telai in direzione longitudinale: *due laterali (di riva) ed uno o più interni (di spina)*

I telai di riva portano anche il peso delle pareti di tamponamento esterne.

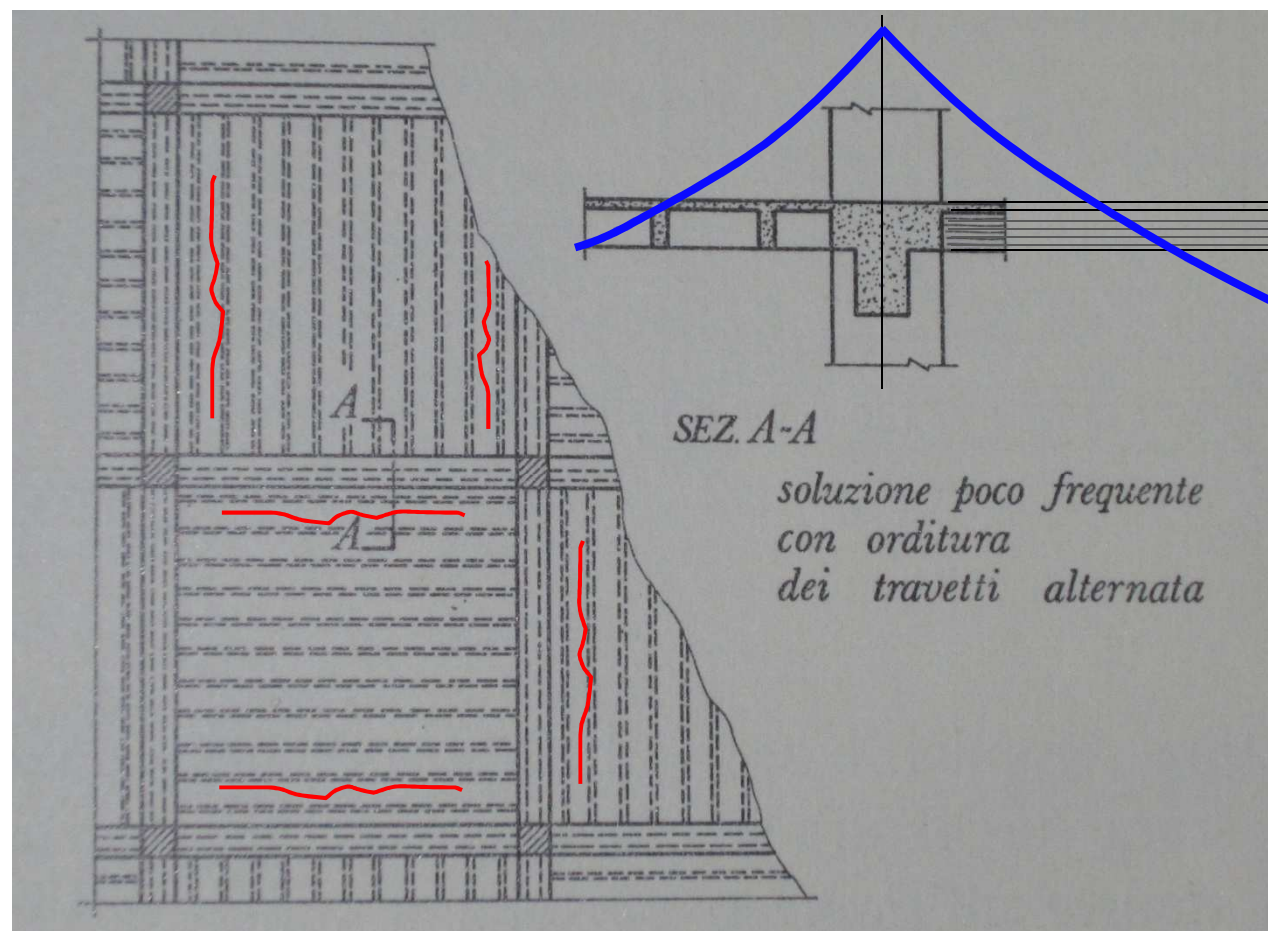
Se le distanze fra i piastrini dei telai di spina sono modeste si possono realizzare travi in spessore di solaio.



STRUTTURA PRINCIPALE

Negli edifici a pianta poco diversa dalla quadrata, la direzione dei solai si definisce in base alla configurazione più conveniente del reticolo dei pilastri.

Non si usano comunque disposizioni alternate, perché i momenti di estremità possono provocare fessurazioni nel solaio adiacente.



STRUTTURA PRINCIPALE

Per edifici di pianta irregolare è conveniente disporre i telai con direzioni fra loro parallele e avere anche i solai di luce costante.

Un criterio generale di progettazione delle strutture è la realizzazione di travi (lo stesso può dirsi per i solai) di luci confrontabili.

Questo perché comporta un migliore proporzionamento, dal punto di vista economico, degli elementi resistenti;

Inoltre l'esecuzione della struttura risulta più facile e quindi minori sono i rischi di errori e di imperfezioni costruttive;

Infine i carichi sui pilastri sono fra loro confrontabili, ciò che comporta, in genere, convenienti riflessi sulla progettazione delle fondazioni.

Anche gli schemi statici semplificati delle varie parti sono più facili da individuare e quindi la valutazione delle sollecitazioni più corretta.

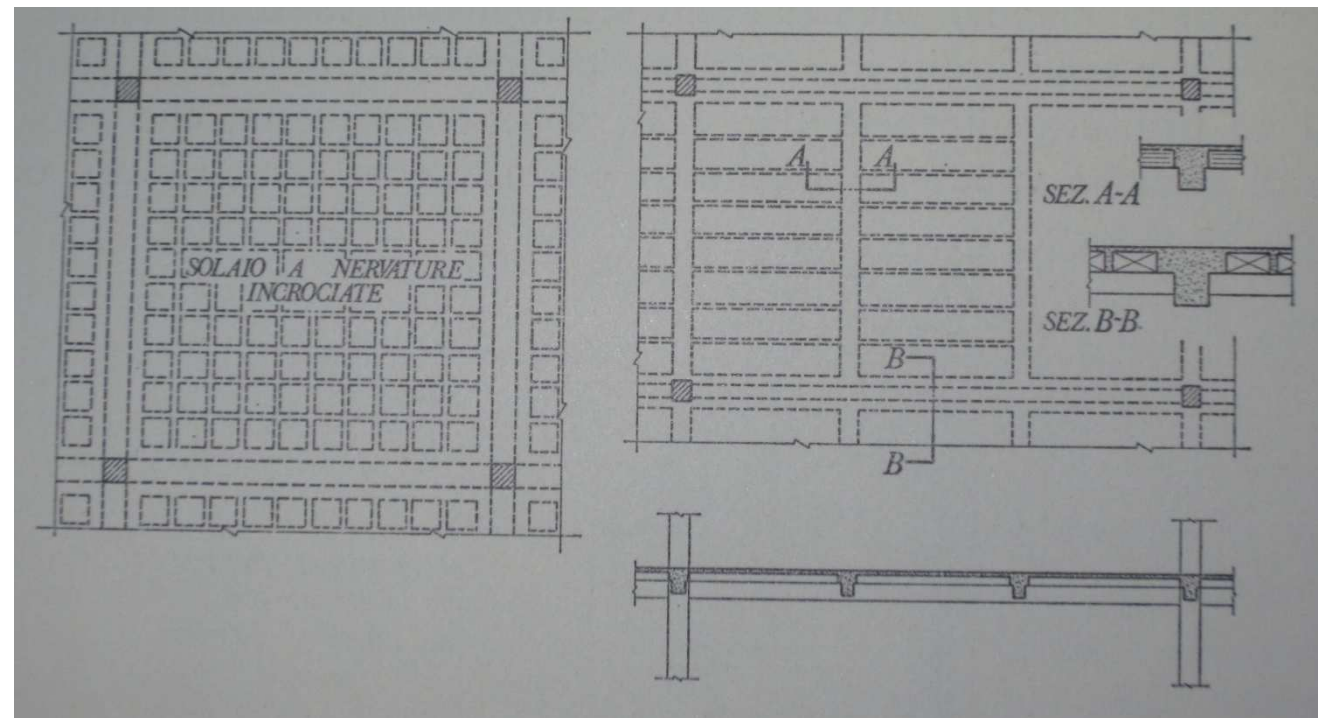
STRUTTURA PRINCIPALE

Se i sovraccarichi e le luci sono elevati, i solai con armatura unidirezionale e le corrispondenti travi dei telai possono risultare di altezza eccessiva (*diminuita utilizzazione del volume costruibile*);

Per contenere l'altezza, malgrado i maggiori oneri costruttivi, può convenire, se i campi sono pressoché quadrati, far ricorso a solai a nervature incrociate o all'inserimento di travi secondarie. In questo caso deve essere doppio l'ordito dei solai.

Con solai a nervature incrociate lo spessore si può ridurre a $\frac{2}{3}$ di quello per solai a nervature parallele.

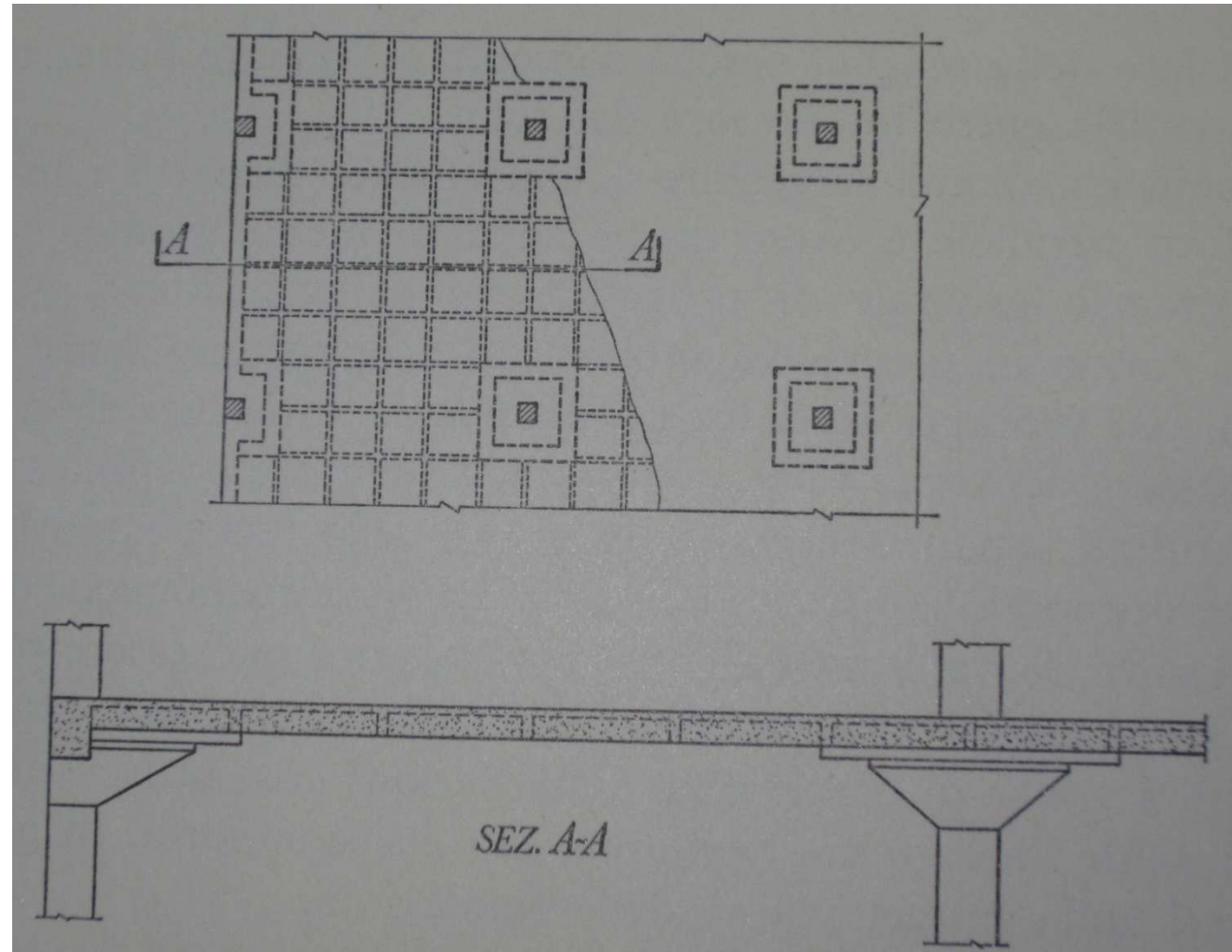
Anche i tagli nelle travi si riducono sensibilmente.



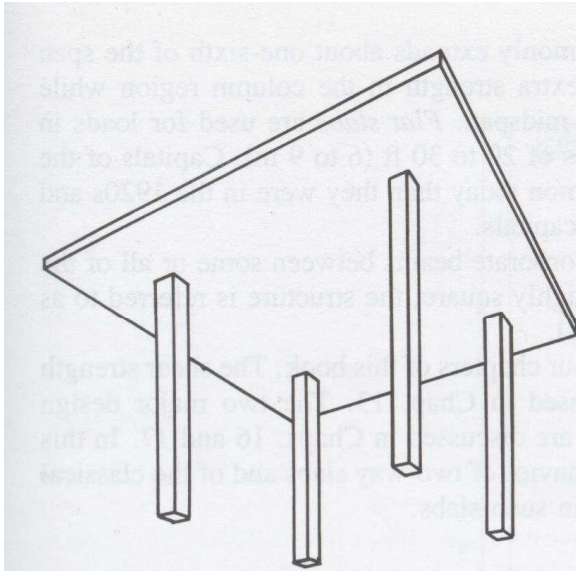
STRUTTURA PRINCIPALE

Talvolta si ricorre all'impiego di solai a fungo costituiti da piastre (*monolitiche o nervate*) continue sui pilastri, prive di nervature (*travi*) in corrispondenza dei lati delle maglie;

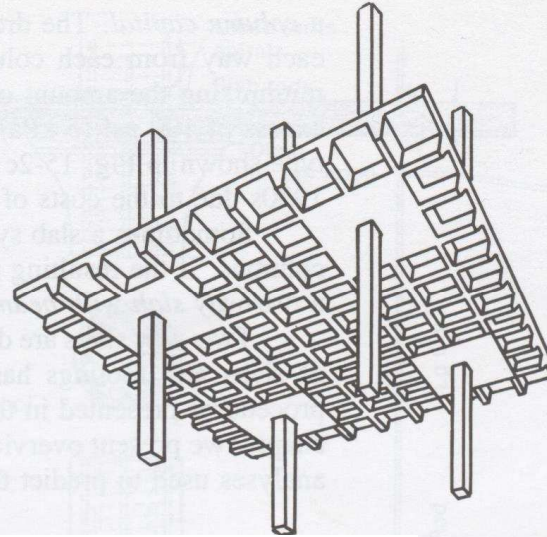
Le reazioni delle colonne vengono diffuse, onde evitare sollecitazioni flessionali e taglianti molto elevate, mediante capitelli di calcestruzzo o piastre metalliche.



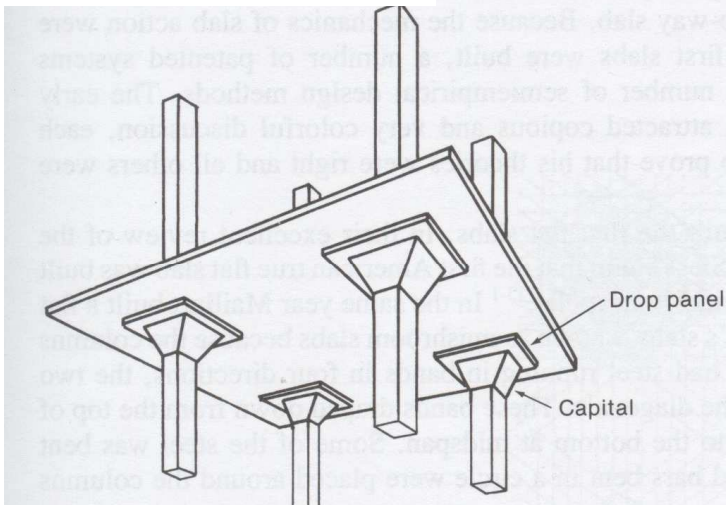
SOLAI A PIASTRA



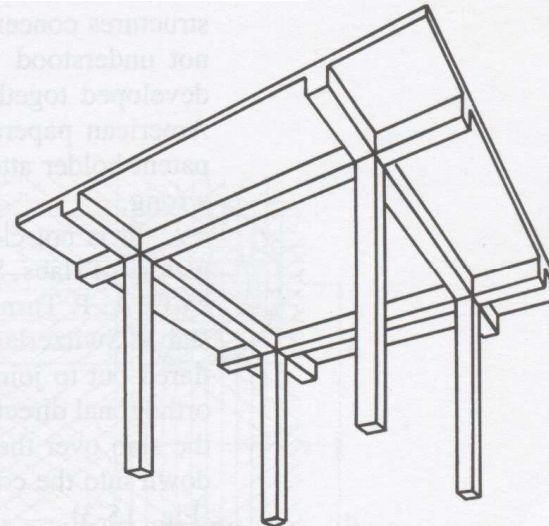
**a piastra monolitica
su pilastri**



**a cassettoni su
pilastri**



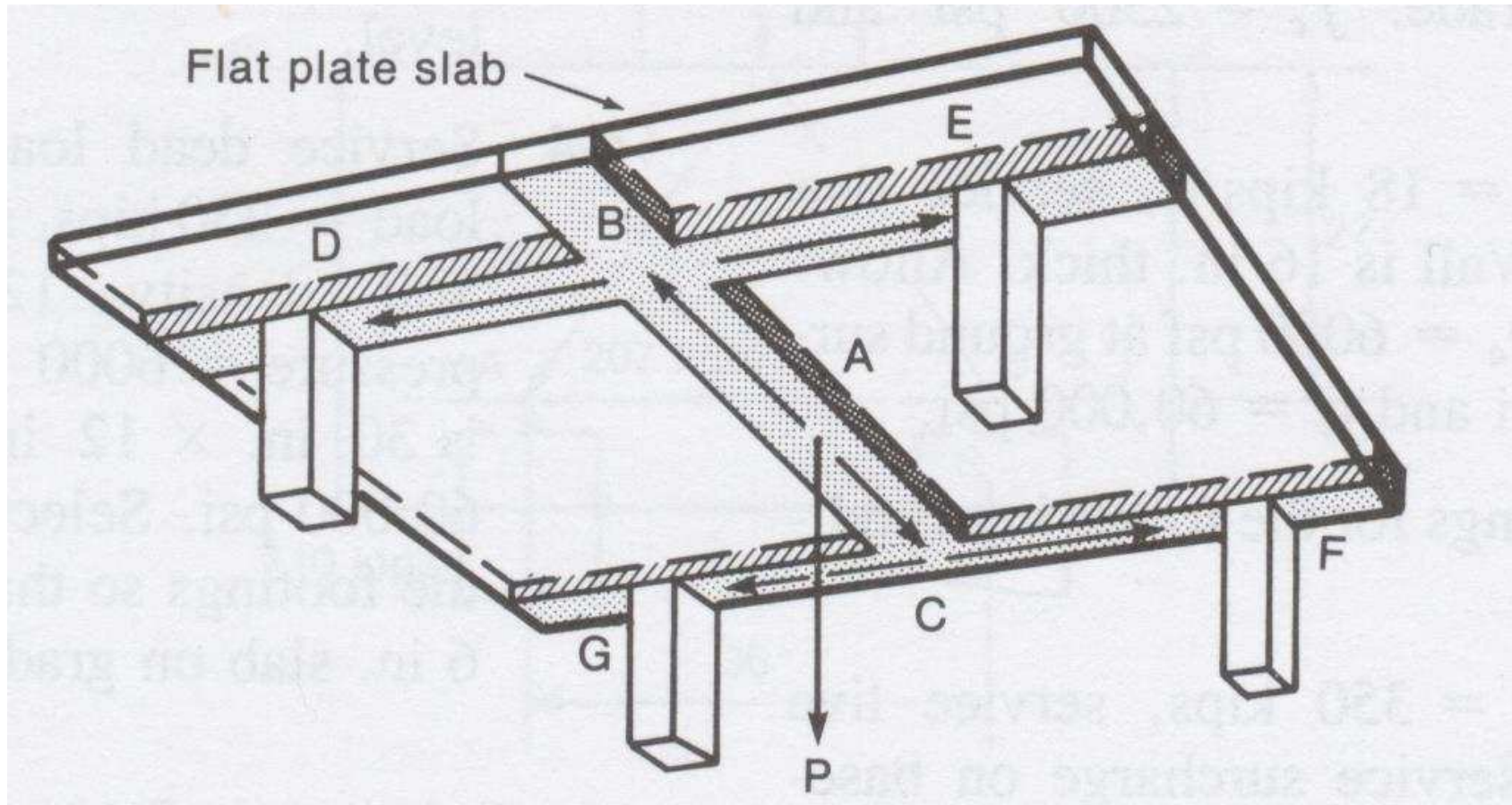
a fungo



**a piastra
monolitica
sostenuta da
travi fuori
spessore**

SOLAI A PIASTRA

Schematizzazione semplificata per il calcolo dei solai a piastra su appoggi puntuali.

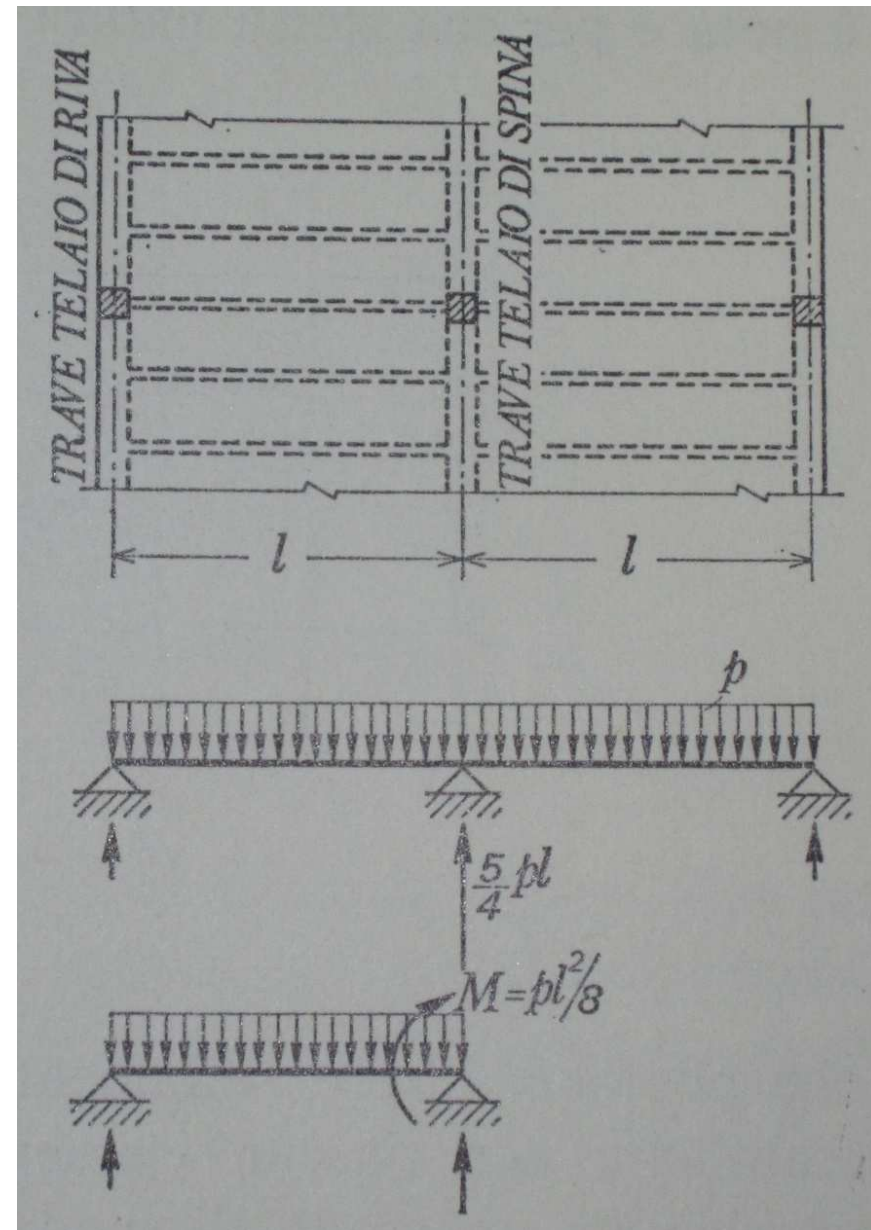


SOLAI

Nel calcolo delle sollecitazioni i solai si considerano generalmente in semplice appoggio.

Questo comporta un'approssimazione grossolana per quanto riguarda le campate di estremità

Si rende necessario valutare il taglio ed il momento agli estremi tenendo conto del contrasto alla rotazione delle sezioni di estremità offerto dalla rigidità torsionale della trave di bordo ed alla rigidità flessionale dei pilastri dei telai di riva.



SOLAI

In particolare, il calcolo delle sollecitazioni dei solai considerati in semplice appoggio porta ad una sottostima del taglio nelle campate esterne, poiché la rigidità torsionale delle travi dei telai di riva e la rigidità flessionale dei pilastri offre un certo grado di incastro.

Questo contributo non è facile da valutare con schemi semplici per cui in genere è sufficiente assumere un valore intermedio fra quello con entrambe le estremità incastrate e quello con un'estremità appoggiata ed una incastrata.

$$T_A = 0.375 q l$$

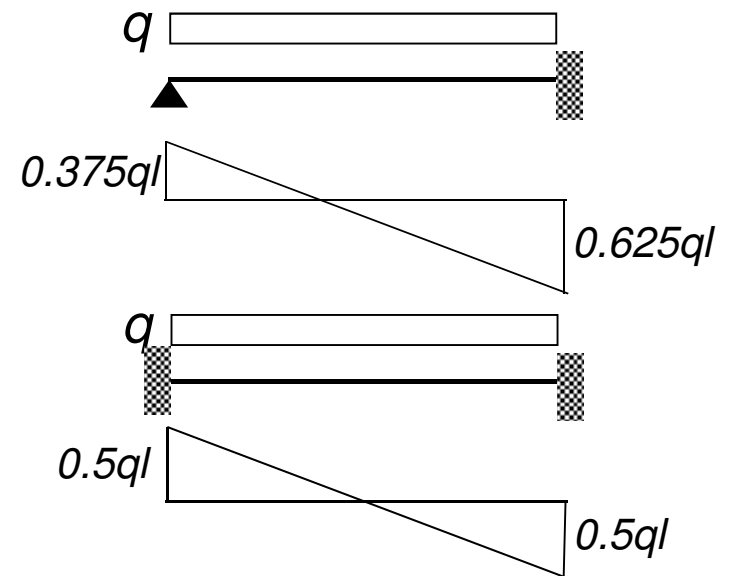


$$T_A = 0.44 q l$$

$$T_B = 0.625 q l$$



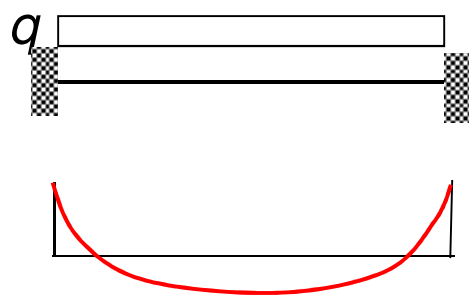
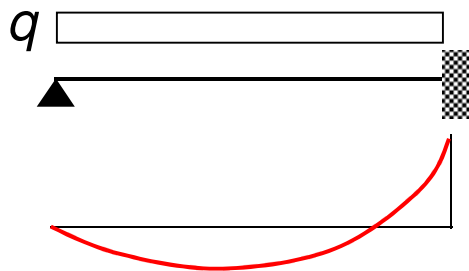
$$T_B = 0.56 q l$$



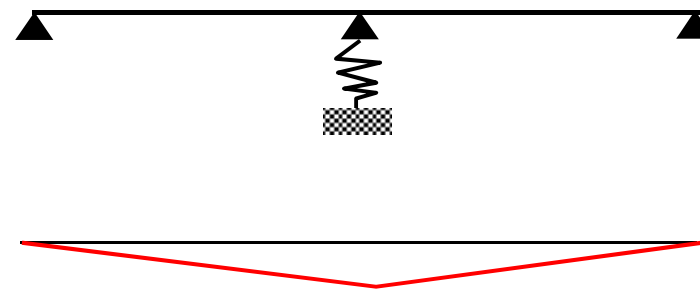
SOLAI

Analogamente per il momento flettente.

$$\begin{array}{l} M_A = 0 \\ M_B = -\frac{ql^2}{8} \end{array} \quad \begin{array}{l} \rightarrow \\ \rightarrow \end{array} \quad \begin{array}{l} M_A = -\frac{ql^2}{24} \\ M_B = -\frac{5ql^2}{48} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{(o, a favore di sicurezza,} \\ \text{valore ottenuto dall'analisi)} \end{array}$$



La presenza di travi in spessore nei telai di spina comporta una maggiore cedevolezza degli appoggi intermedi dei solai

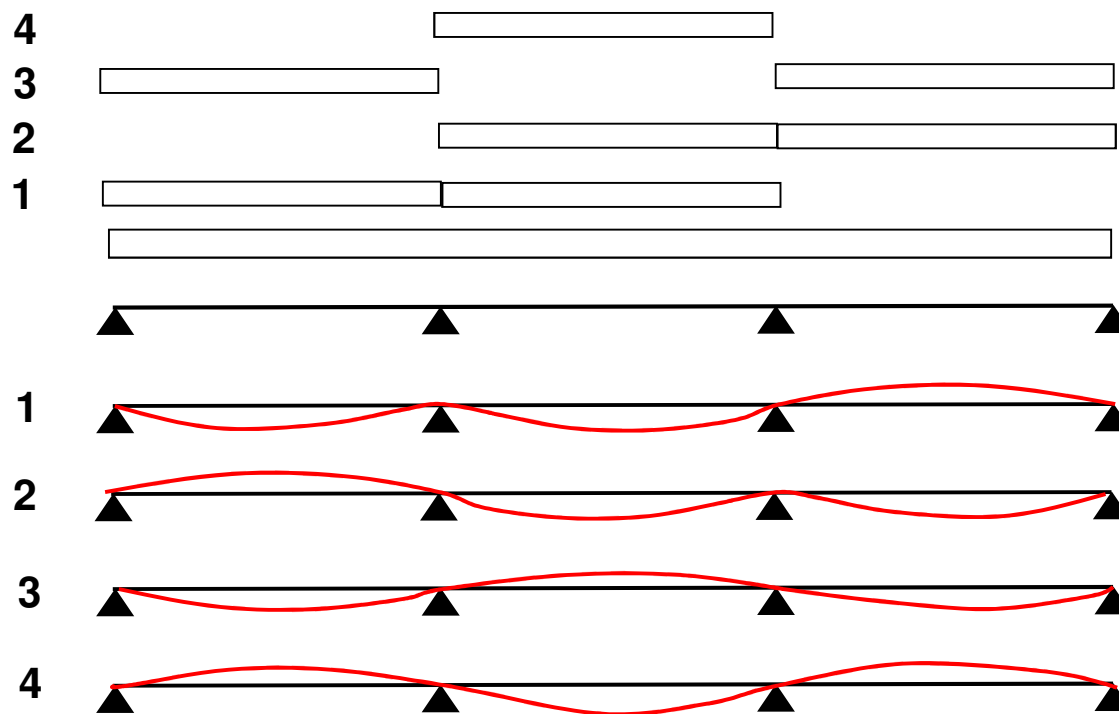


SOLAI

Nel dimensionamento degli elementi strutturali in genere è necessario far riferimento alle massime sollecitazioni da valutarsi considerando tutte le possibili combinazioni di carico.

Questo comporta la necessità di risolvere più volte la struttura

Per il solaio a più campate si ha



COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ik} \right]$$

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{1k}$$

NTC 2018 $\gamma_G \cdot G_k = \gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2}$

Per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio

- **Combinazioni rare**

$$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{oi} Q_{ik}$$

- **Combinazioni frequenti**

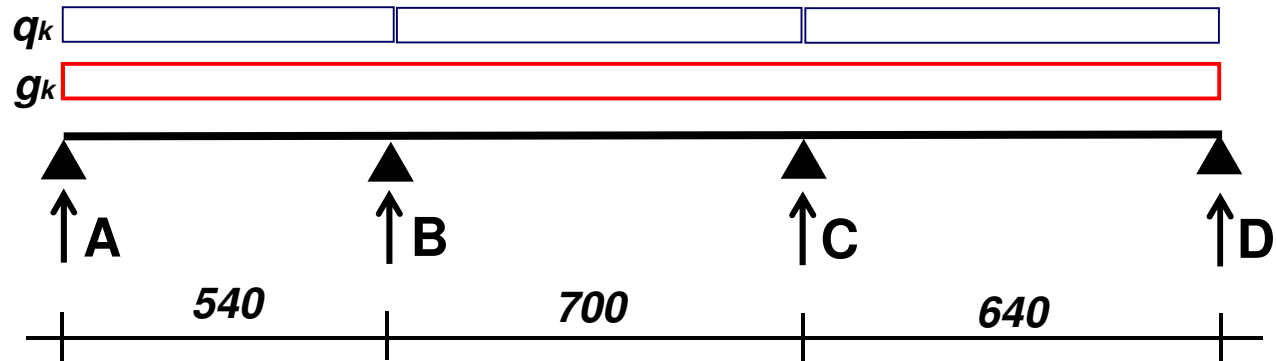
$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

- **Combinazioni quasi-permanenti**

$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} Q_{ik}$$

NTC 2018 $G_k = G_{k1} + G_{k2}$

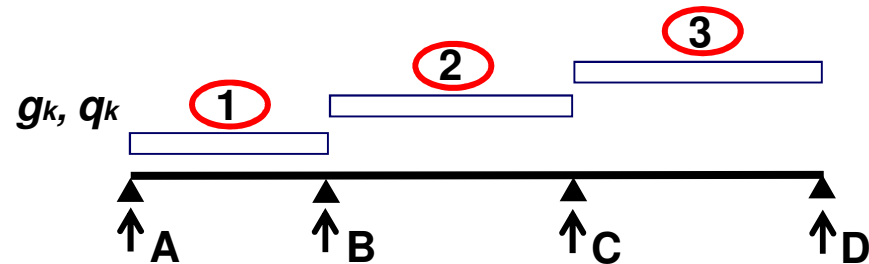
ANALISI DI UN SOLAIO



Analisi dei carichi

| | | |
|---------------------------------------|--|--------------------------|
| Peso proprio solaio "predalle" 4+20+4 | | 3.6 kN/mq |
| intonaco intradosso | | 0.3 kN/mq |
| sottofondo pavimento | | 1.0 kN/mq |
| pavimento in ceramica | | 0.4 kN/mq |
| quota tramezzi | | 0.7 kN/mq |
| | Permanente | g'_k |
| | | 6.0 kN/mq |
| Carico variabile locale affollato | | q'_k |
| | | 3.5 kN/mq |
| $\gamma_G = 1.0 - 1.3$ | $g_k = 1.2 \times g'_k = 7.2 \text{ kN/m}$ | $g_d = \gamma_g g_k$ |
| $\gamma_Q = 0.0 - 1.5$ | $q_k = 1.2 \times q'_k = 4.2 \text{ kN/m}$ | $q_d = \gamma_q q_k$ |

CONDIZIONI DI CARICO



Momenti dovuti alle singole condizioni di carico

| Sezione | Condizione di carico 1 | | Condizione di carico 2 | | Condizione di carico 3 | |
|---------|------------------------|-----------|------------------------|-----------|------------------------|-----------|
| | con g_k | con q_k | con g_k | con q_k | con g_k | con q_k |
| B | -12.34 | -7.2 | -19.86 | -11.58 | 5.37 | 3.13 |
| C | 3.22 | 1.88 | -17.85 | -10.41 | -19.01 | -11.09 |

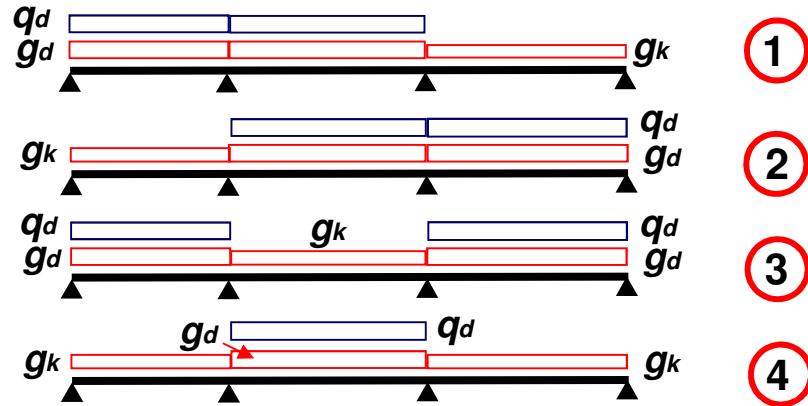
(kNm)

Tagli dovuti alle singole condizioni di carico

| Sezioni | Condizione di carico 1 | | Condizione di carico 2 | | Condizione di carico 3 | |
|---------|------------------------|-----------|------------------------|-----------|------------------------|-----------|
| | con g_k | con q_k | con g_k | con q_k | con g_k | con q_k |
| A | 17.15 | 10.00 | -3.68 | -2.15 | 0.99 | 0.58 |
| Bs | -21.72 | -12.67 | -3.68 | -2.15 | 0.99 | 0.58 |
| Bd | 2.22 | 1.30 | 25.48 | 14.86 | -3.48 | -2.03 |
| Cs | 2.22 | 1.30 | -24.91 | -14.53 | -3.48 | -2.03 |
| Cd | -0.5 | -0.29 | 2.79 | 1.63 | 26.01 | 15.17 |
| D | -0.5 | -0.29 | 2.79 | 1.63 | -20.07 | -11.71 |

(kN)

COMBINAZIONI DI CARICO SLU



$n+1$ con n uguale al numero di campate

| Comb. | g1 | g2 | g3 | q1 | q2 | q3 |
|-------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 1 | 1,3 | 1,3 | 1 | 1,5 | 1,5 | 0 |
| 2 | 1 | 1,3 | 1,3 | 0 | 1,5 | 1,5 |
| 3 | 1,3 | 1 | 1,3 | 1,5 | 0 | 1,5 |
| 4 | 1 | 1,3 | 1 | 0 | 1,5 | 0 |

**Momenti nelle
varie
combinazioni**

| | Combin. 1 | Combin. 2 | Combin. 3 | Combin. 4 |
|-----|-----------|-----------|-----------|-----------|
| MAB | 29,29 | 8,87 | 40,86 | 7,13 |
| MB | -64,66 | -43,85 | -35,03 | -50,16 |
| MBC | 38,23 | 36,19 | 0,88 | 43,49 |
| MC | -50,82 | -76,95 | -52,19 | -54,61 |
| MCD | 15,87 | 46,34 | 56,23 | 14,64 |

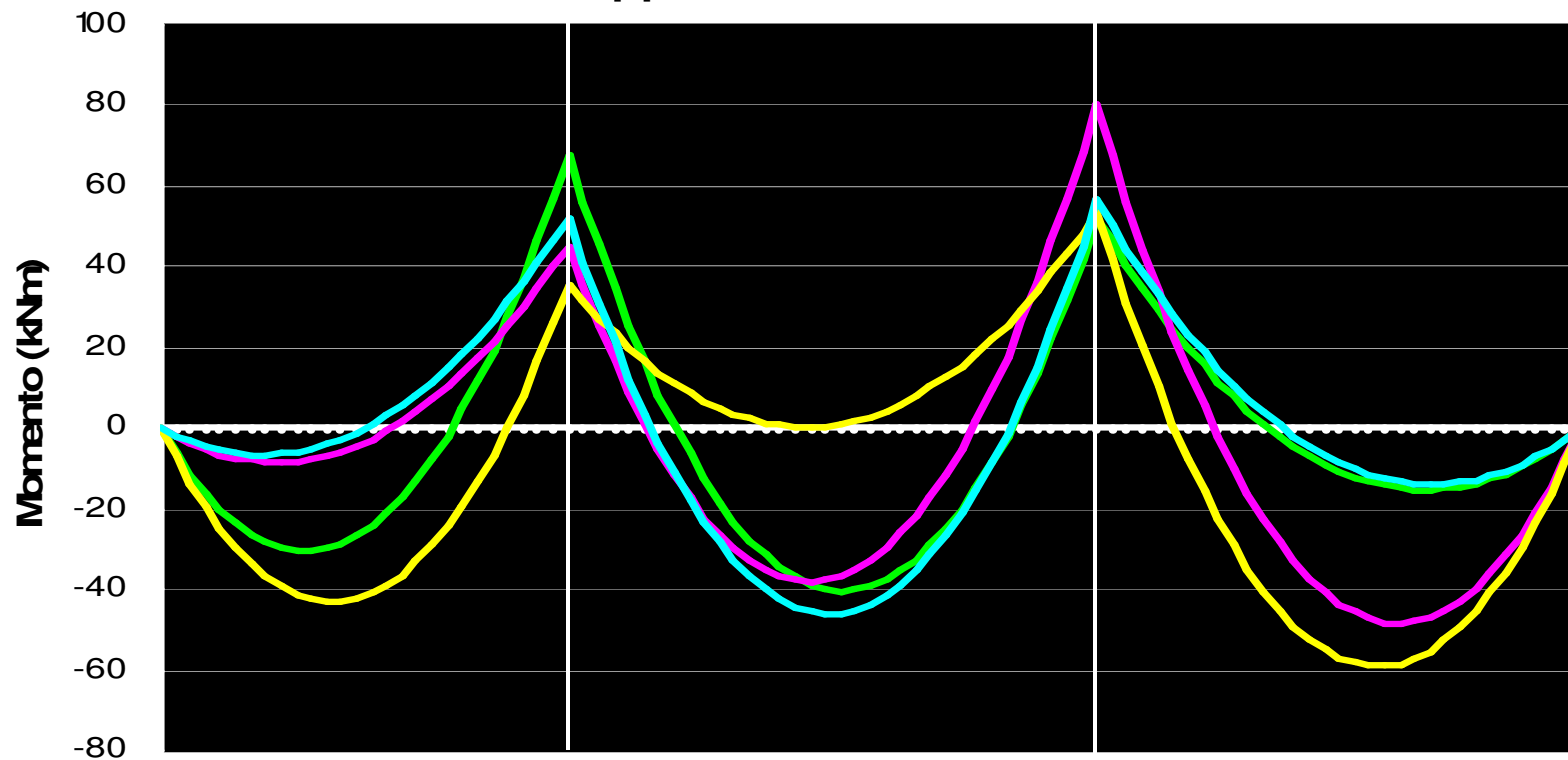
(kNm)

**Tagli nelle
varie
combinazioni**

| Sezioni | Combin. 1 | Combin. 2 | Combin. 3 | Combin. 4 |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| A | 30,29 | 11,30 | 35,77 | 10,14 |
| Bs | -54,26 | -27,57 | -48,77 | -28,73 |
| Bd | 56,77 | 50,07 | 22,74 | 54,16 |
| Cs | -52,83 | -59,53 | -27,65 | -55,44 |
| Cd | 30,99 | 62,14 | 58,27 | 31,58 |
| D | -15,09 | -38,08 | -41,95 | -14,50 |

(kN)

DIAGRAMMI DEI MOMENTI

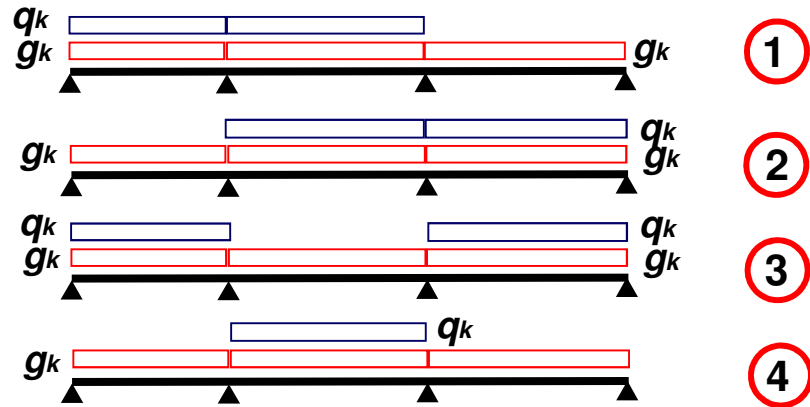


**Momenti nelle
varie
combinazioni**

| | Combin. 1 | Combin. 2 | Combin. 3 | Combin. 4 |
|-----|-----------|-----------|-----------|-----------|
| MAB | 29,29 | 8,87 | 40,86 | 7,13 |
| MB | -64,66 | -43,85 | -35,03 | -50,16 |
| MBC | 38,23 | 36,19 | 0,88 | 43,49 |
| MC | -50,82 | -76,95 | -52,19 | -54,61 |
| MCD | 15,87 | 46,34 | 56,23 | 14,64 |

(kNm)

COMBINAZIONI DI CARICO DI ESERCIZIO



| Comb. | g1 | g2 | g3 | q1 | q2 | q3 |
|-------|----|----|----|----|----|----|
| 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 |
| 3 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 |
| 4 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 0 |

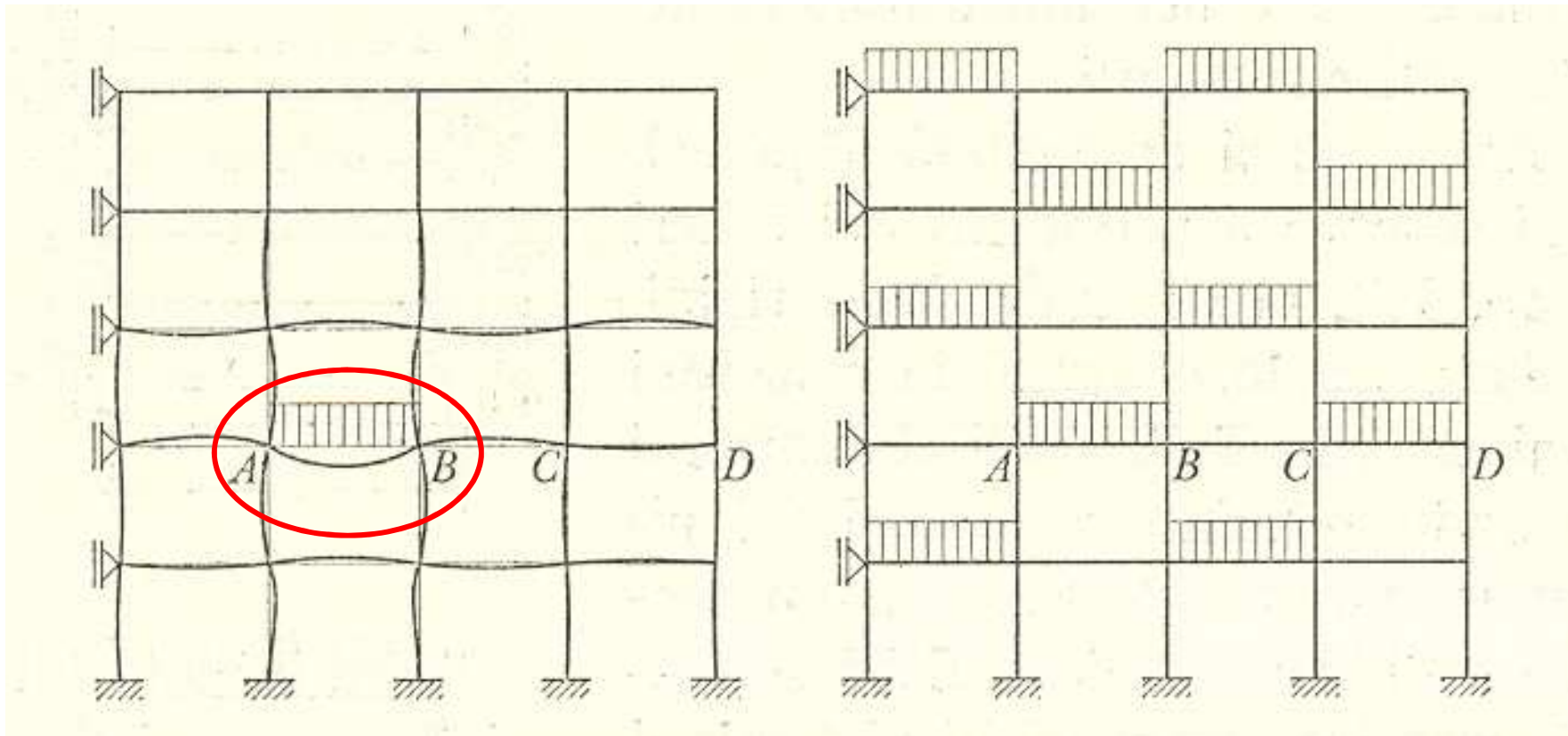
| | Combin. 1 | Combin. 2 | Combin. 3 | Combin. 4 | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|--------|
| Momenti nelle varie combinazioni | MAB | 21.85 | 11.54 | 27.50 | 10.53 |
| | MB | -45.61 | -35.28 | -30.90 | -38.41 |
| | MBC | 25.90 | 24.94 | 7.40 | 28.59 |
| | MC | -42.17 | -55.14 | -42.85 | -44.05 |
| | MCD | 18.82 | 34.07 | 38.93 | 18.15 |

| | Combin. 1 | Combin. 2 | Combin. 3 | Combin. 4 | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|--------|
| Tagli nelle varie combinazioni | Sezioni | | | | |
| | A | 22.32 | 12.89 | 25.04 | 12.31 |
| | Bs | -39.23 | -25.98 | -36.50 | -26.56 |
| | Bd | 40.38 | 37.05 | 23.49 | 39.08 |
| | Cs | -39.41 | -42.73 | -26.91 | -40.70 |
| | Cd | 29.64 | 45.10 | 43.18 | 29.93 |
| D | -16.44 | -27.86 | -29.78 | -16.15 | |

TRAVI DEI TELAI

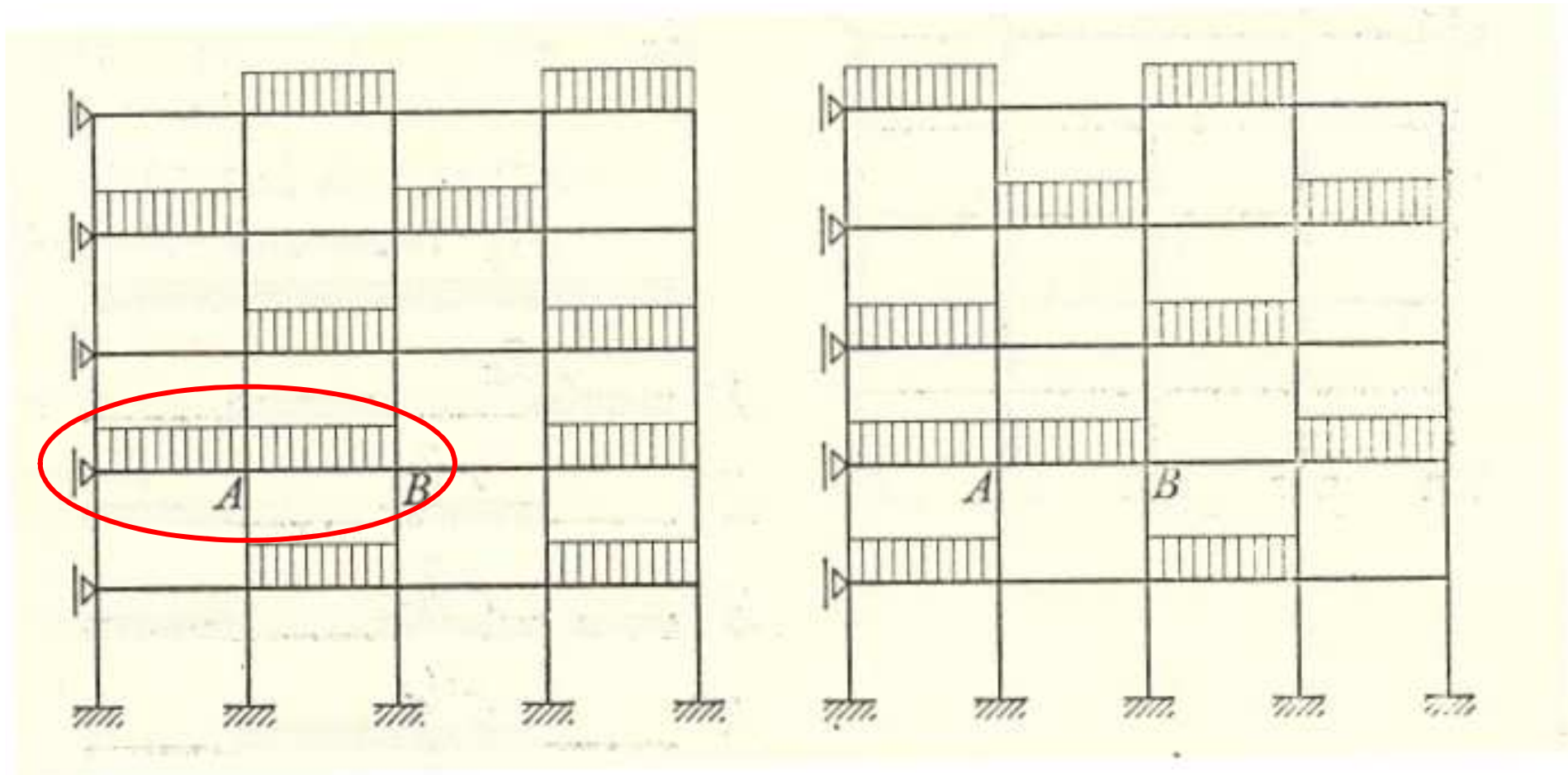
Per il dimensionamento delle travi dei telai bisogna studiare tutto il telaio disponendo i carichi variabili in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Per i massimi momenti positivi nelle travi



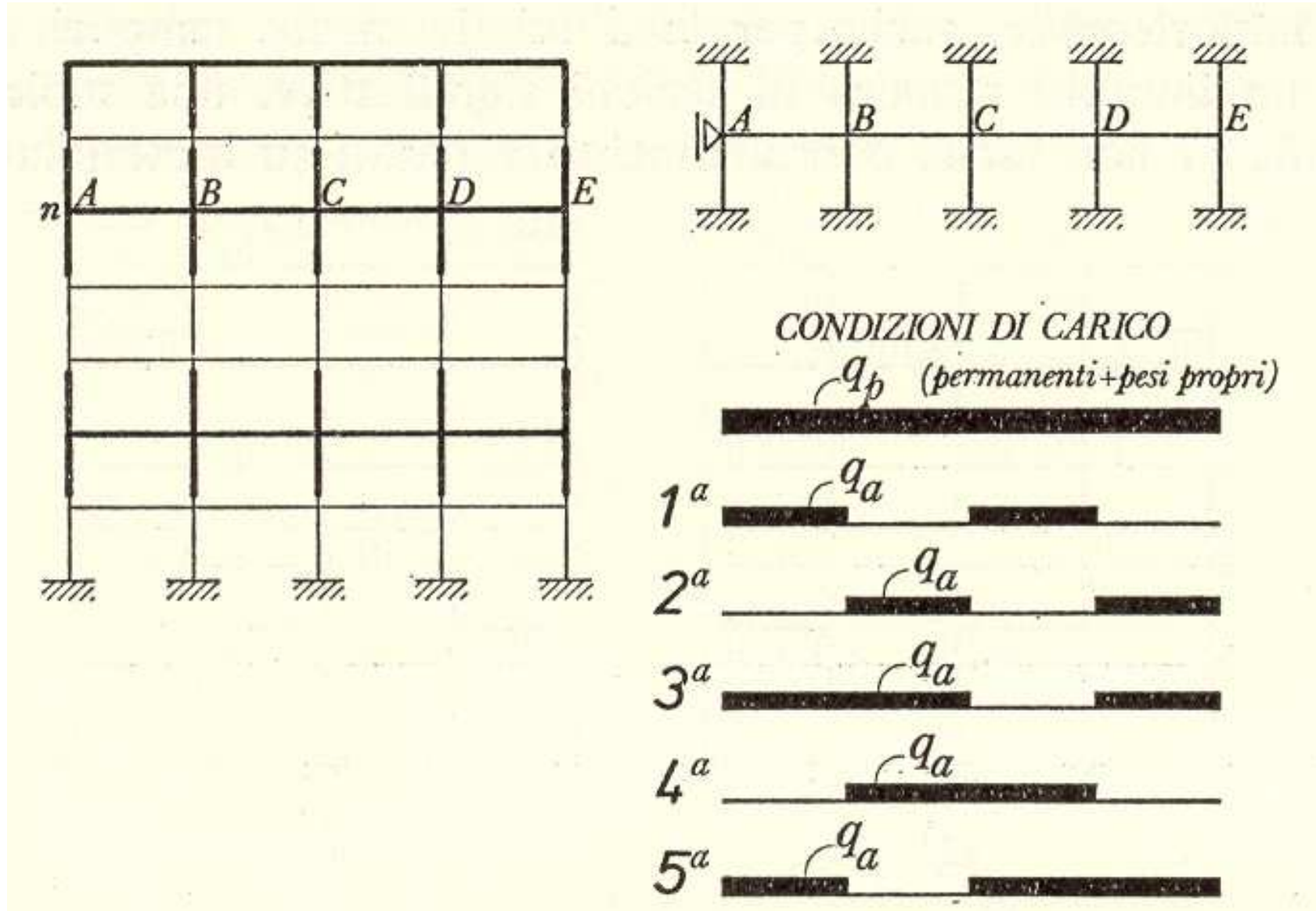
TRAVI DEI TELAI

Per i massimi momenti negativi nelle travi



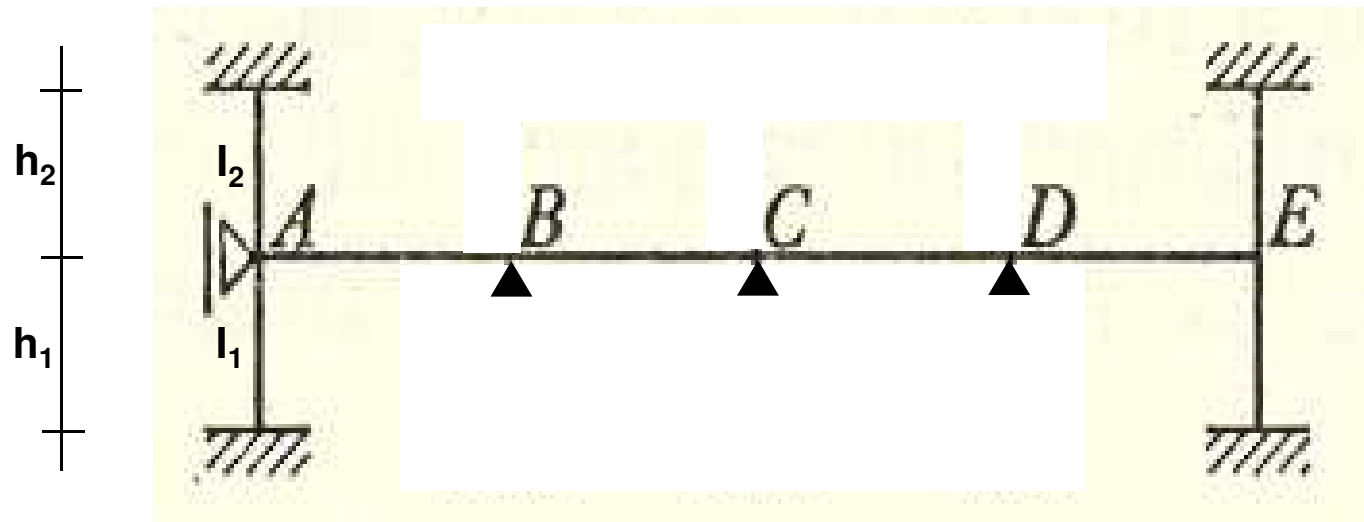
SCHEMI SEMPLIFICATI

Per strutture regolari si possono considerare schemi più semplici



SCHEMI SEMPLIFICATI

Normalmente i momenti massimi negativi sono poco influenzati dalla presenza dei piedritti intermedi, per cui per telai regolari, è possibile semplificare ulteriormente lo schema di calcolo



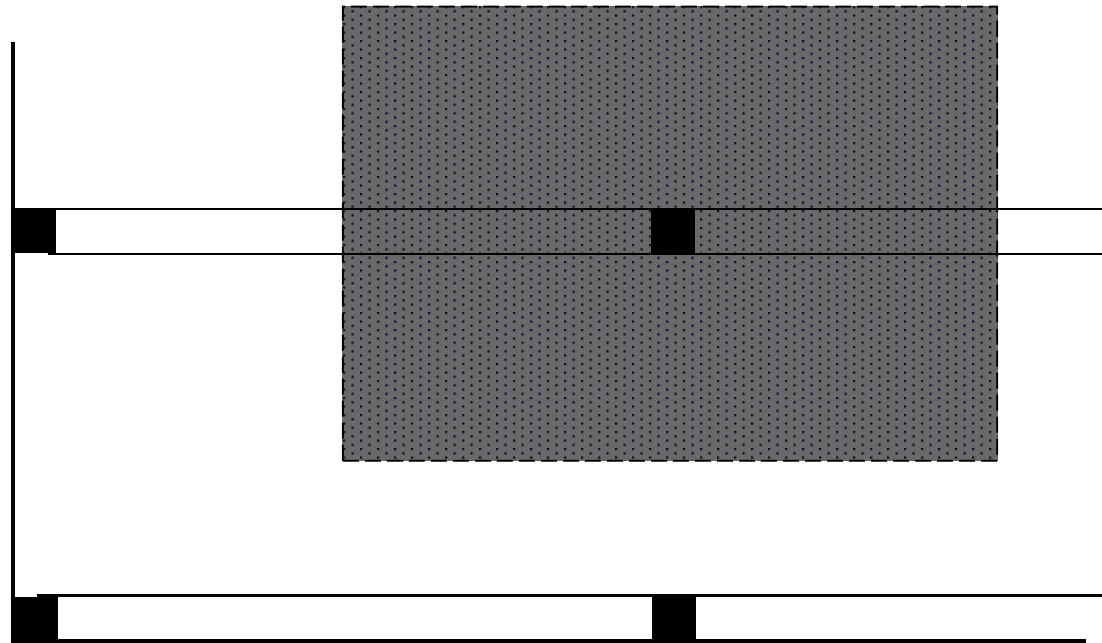
La rigidezza dei piedritti laterali può essere sostituita con una molla rotazionale di costante $(4EI_1/h_1 + 4EI_2/h_2)$

Nelle travi normalmente l'azione assiale è modesta e può essere trascurata nelle verifiche di resistenza.

PILASTRI

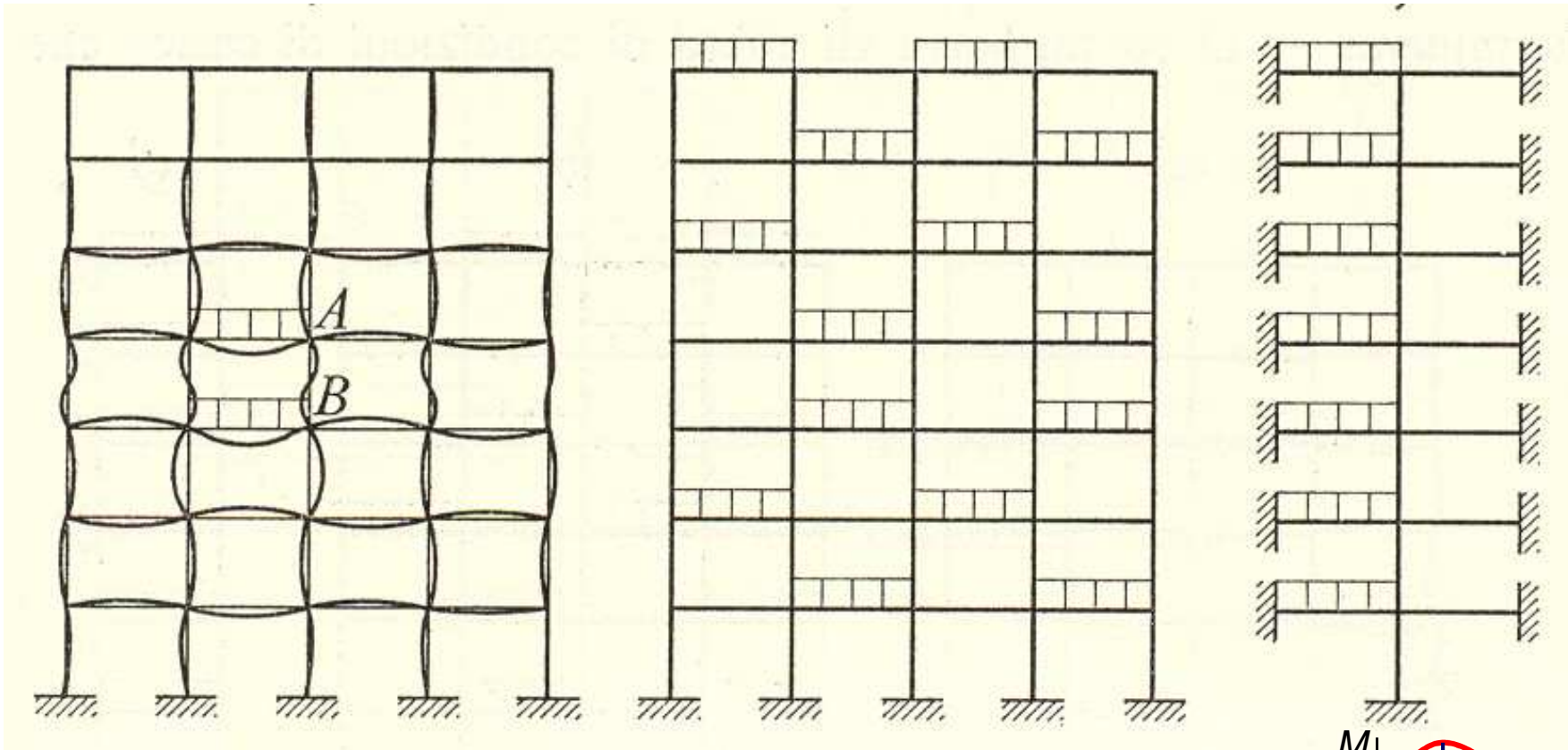
Diversamente nei pilastri l'azione assiale costituisce la sollecitazione principale mentre i momenti spesso hanno modesta importanza.

Per soli carichi verticali, infatti, i pilastri interni sono in genere dimensionati sulla base delle sole azioni assiali. Queste vengono determinate sulla base di un'area di influenza valutata tenendo conto delle possibili reazioni delle travi, in un senso, e dei solai nell'altro senso.



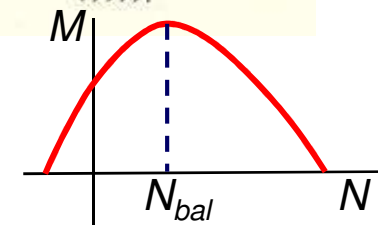
PILASTRI

Nel caso di elevati carichi variabili la componente flettente può diventare di entità significativa e non può quindi essere trascurata. Si possono utilizzare schemi semplificati del tipo



N calcolato con lo schema di sinistra (N_{min})

M calcolato con lo schema di destra (anche con N_{max})



EFFETTO DIMENSIONE DEI PILASTRI

Il valore del momento calcolato nelle travi schematizzando la struttura secondo le distanze degli assi si ottengono valori che possono essere sensibilmente diversi a seconda della dimensione dei pilastri.

