

## 1.4 Modelli di calcolo

Le connessioni fra le varie aste sono ben diverse dalle idealizzazioni.

Ipotesi semplificative per passare dalla struttura reale al modello di calcolo.

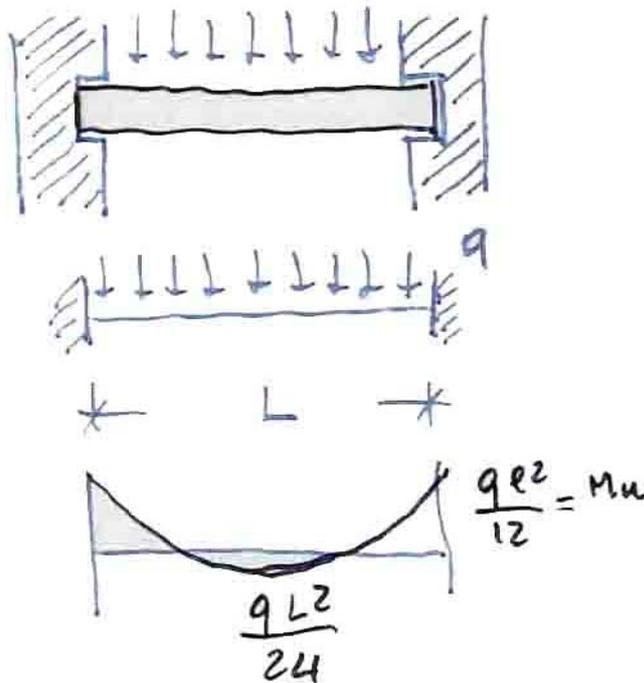
Le **ipotesi semplificative** conducono ad un **modello a favore di stabilità?**

### Teorema statico del calcolo a rottura

E' a favore di sicurezza qualsiasi soluzione che, pur violando la congruenza:

- rispetti l'equilibrio fra carichi e azioni interne (**soluzione equilibrata**)
- rispetti la resistenza del materiale (soluzione **conforme**)
- possa contare su una sufficiente **ductilità** della struttura
- eviti cedimenti locali per instabilità e comporti effetti del 2° ordine trascurabili

ESEMPIO



La trave di figura è progettata con vincoli di incastro.

La sezione viene quindi progettata per avere un momento resistente plastico di progetto:

$$M_{R,pl} = \frac{qL^2}{12} = f_y W_{pl}$$

Il carico ultimo di progetto è quindi:

$$q_{u,d} = \frac{12}{L^2} M_{R,pl}$$

Per l'inevitabile presenza di giochi all'incastro, all'inizio la trave si comporta come semplicemente appoggiata.

All'aumentare del carico il comportamento della trave è il seguente:



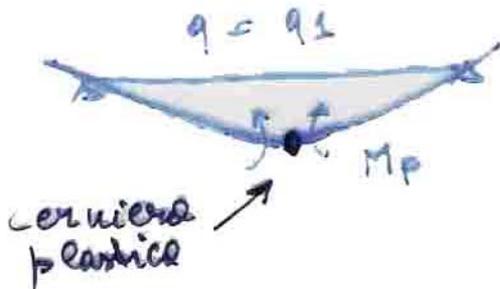
### 1<sup>a</sup> fase: incastro inefficiente

All'aumentare di  $q$  si ha un aumento delle  $\sigma$  in mezzaria fino a che si raggiunge la  $\sigma_u$  per un valore del carico:

$$q_1 = \frac{8}{L^2} \sigma_u W < q_u$$

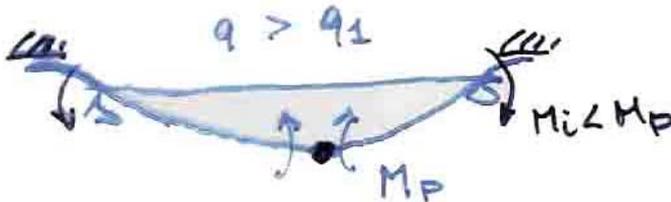
Si forma una cerniera plastica in mezzaria.

Aumenta la deformazione a carico costante fino a che entra in azione l'incastro.



### 2<sup>a</sup> fase: incastro efficiente

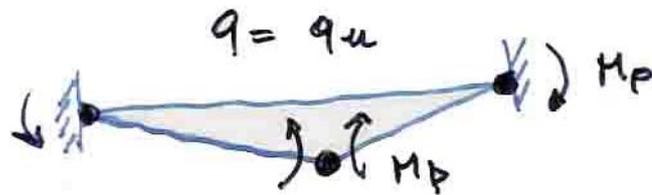
Il carico può nuovamente aumentare fino a quando anche all'incastro si raggiunge il momento ultimo (momento plastico).



La struttura si trasforma in un meccanismo (meccanismo di collasso).

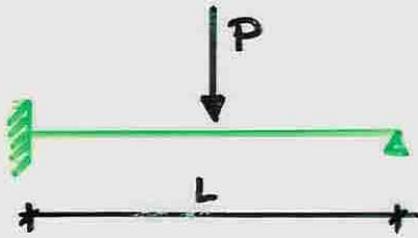
Il carico ultimo si ricava dall'equilibrio:

momento in mezzaria =  $M$  plastico

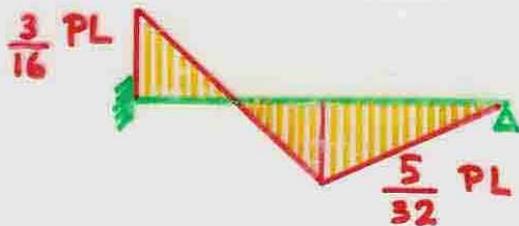


$$\frac{q_u L^2}{8} - M_{R,pl} = M_{R,pl} \rightarrow q_u = \frac{16}{L^2} M_{R,pl} > q_{u,d} = \frac{12}{L^2} M_{R,pl}$$

## SECONDO ESEMPIO

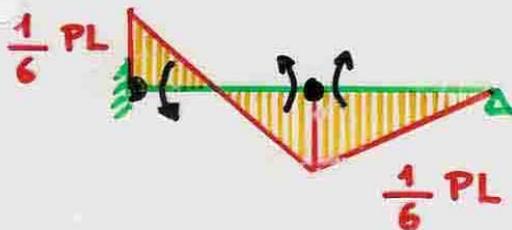


$$M_{\max} = PL/4 = 0.25 PL$$



Soluzione elastica

$$M_{\max} = \frac{3}{16} PL = 0.1875 PL$$



Soluzione plastica

$$M_{\max} = \frac{1}{6} PL = 0.1667 PL$$

↪ cerniere plastiche  
 $M_p$

### 1.4.1 Lo schema pendolare

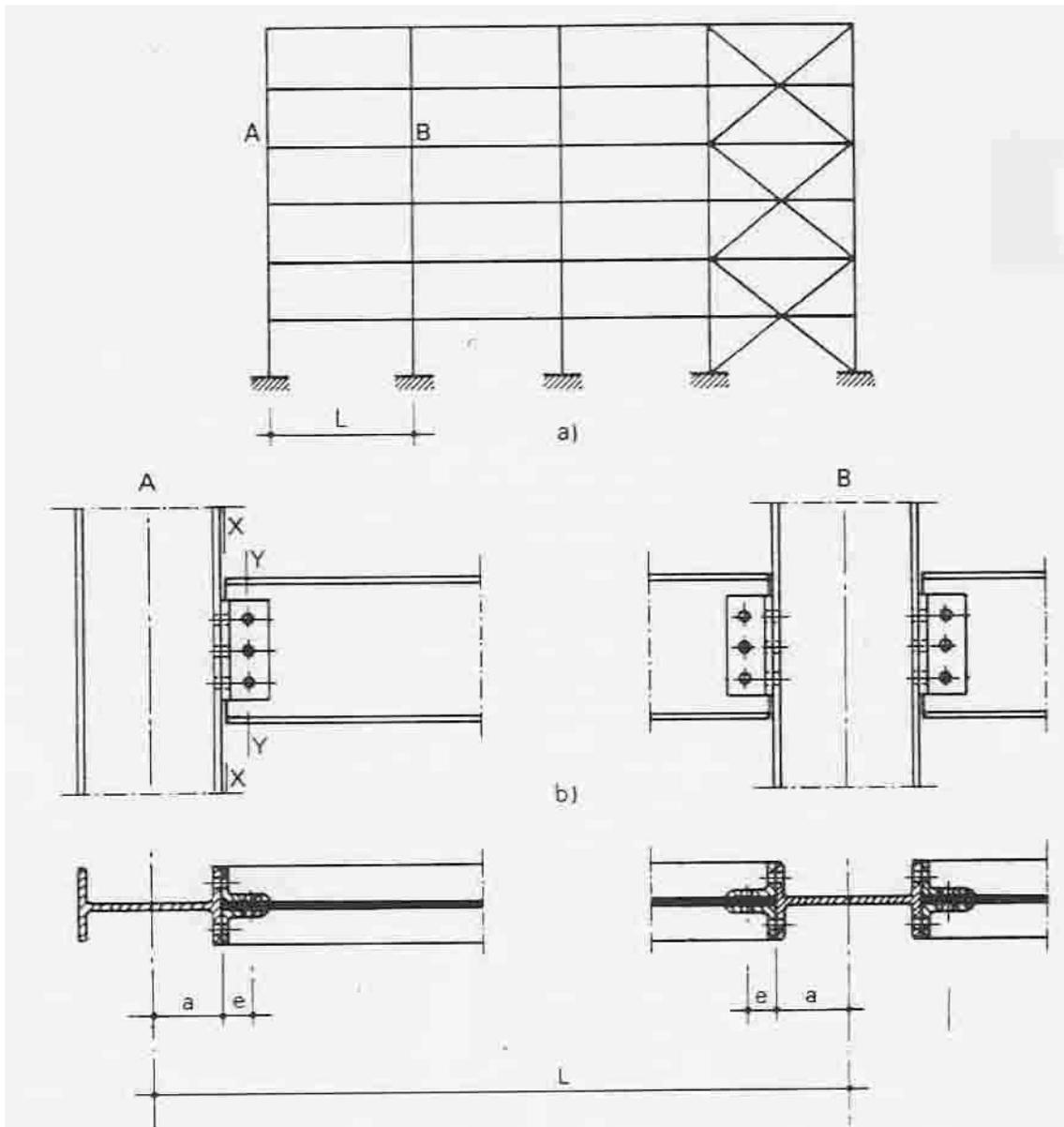
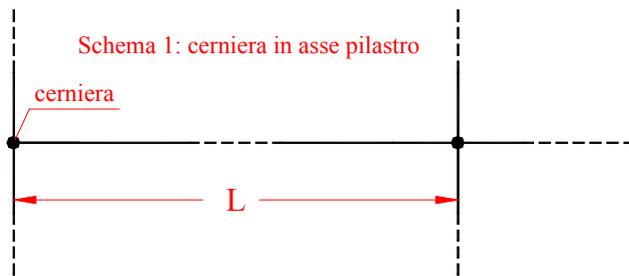
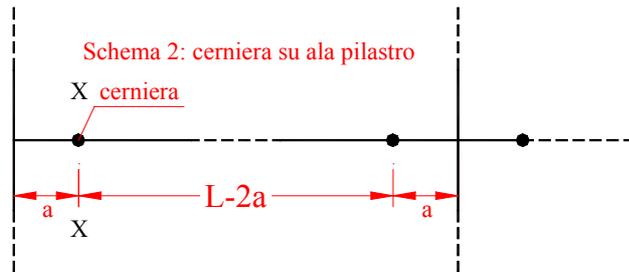


Fig. 1.50

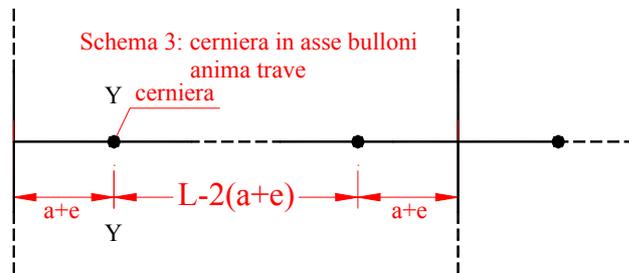
## Conseguenze della diversa localizzazione delle cerniere ideali



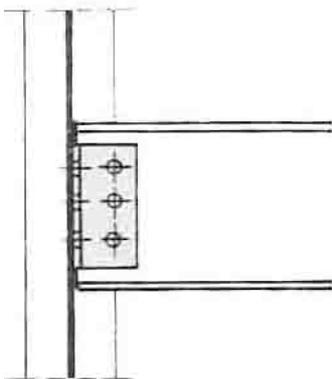
- colonne semplicemente compresse
- luce di calcolo  $L$
- giunto X-X  $M = R a$
- giunto Y-Y  $M = R (a+e)$



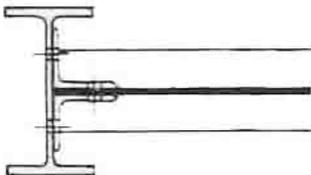
- colonne presso-inflesse  $M = R a$
- luce di calcolo  $L-2a$
- giunto X-X  $M = 0$
- giunto Y-Y  $M = R e$



- colonne presso-inflesse  
 $M = R (a+e)$
- luce di calcolo  $L-2(a+e)$
- giunto X-X  $M = R e$
- giunto Y-Y  $M = 0$

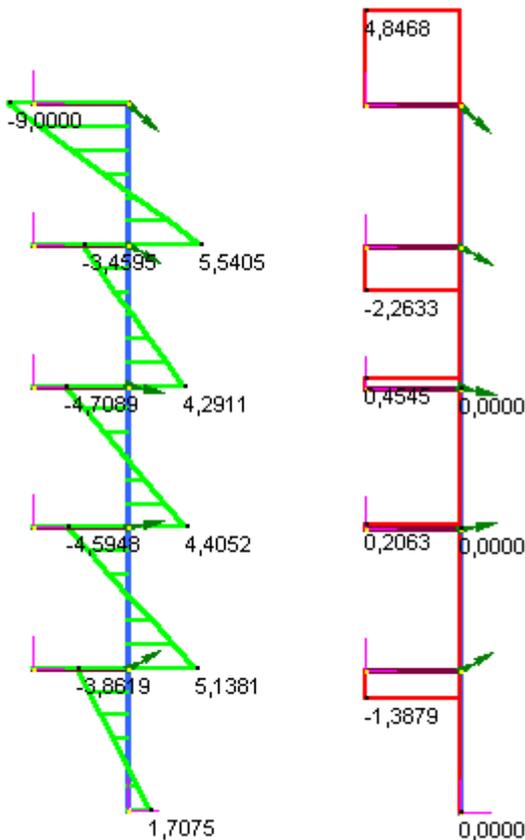
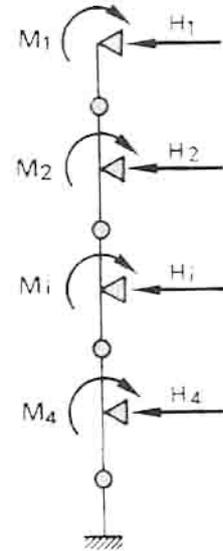
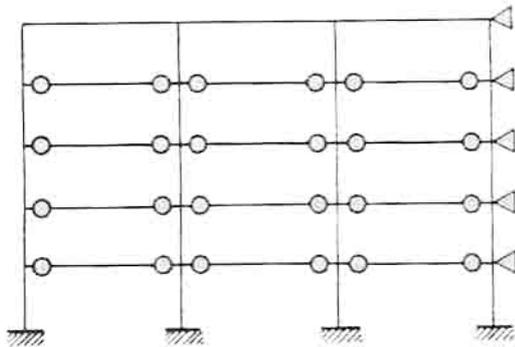


Per giunzione all'anima della colonna si adotta ovviamente lo schema 1.



Se le colonne sono orientate secondo la massima rigidezza si usa normalmente lo schema 2 che impegna meno le squadrette che formano il giunto.

Le colonne risultano impegnate anche a flessione (il momento è modesto, pari alla reazione della trave per l'eccentricità  $a$ , ma comunque non trascurabile). La struttura di controvento è soggetta alle forze  $H$  di figura.



## ESEMPIO

Travi con luce di 6 m e interasse di 5 m, che portano un impalcato con carico totale  $q=6 \text{ kN/m}^2$ . Le colonne sono HEB 240 (altezza della sezione 240 mm) e l'interpiano è di 3 m. Il carico sulla trave è  $q=6 \cdot 5=30 \text{ kN/m}$ .

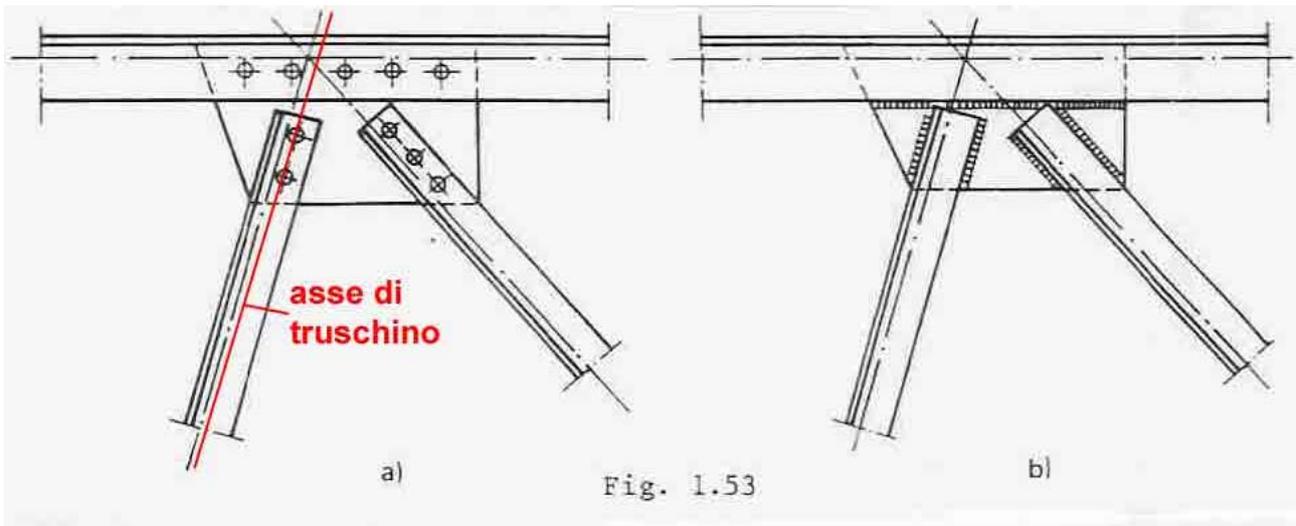
La reazione d'appoggio della trave è  $R=30 \cdot 5/2=75 \text{ kN}$ . Il momento applicato al nodo è  $M=75 \cdot 0,12=9 \text{ kNm}$ .

L'edificio ha 5 piani.

A sinistra sono riportati i diagrammi del momento flettente nei pilastri e dell'azione assiale nelle bielle che bloccano gli spostamenti orizzontali.

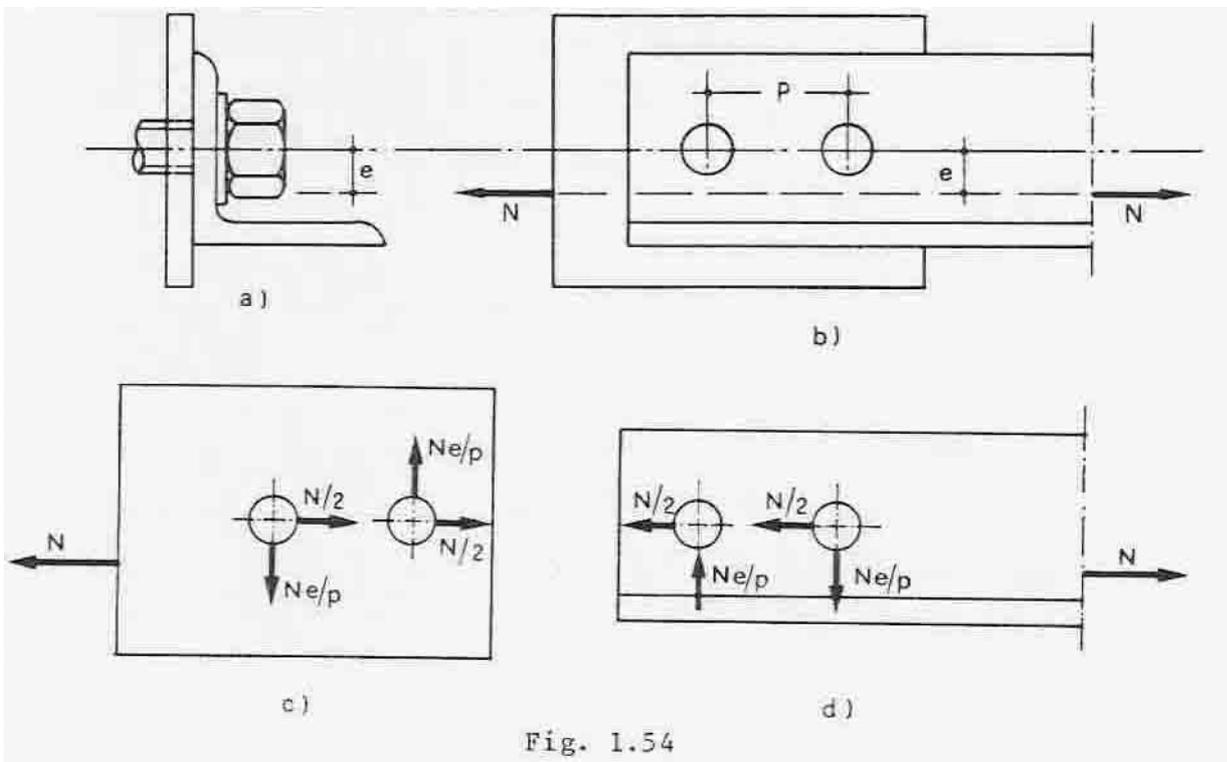
Si nota che le azioni orizzontali che si scaricano sul controvento sono modeste e di segno alterno e quindi in genere il loro effetto sul controvento è trascurabile.

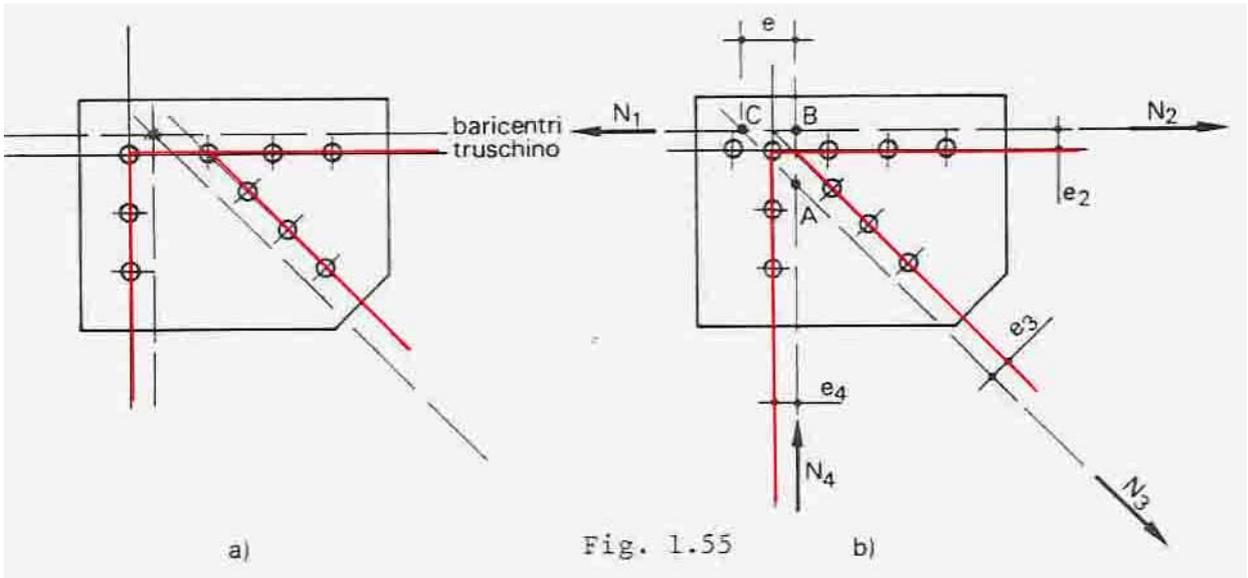
## 1.4.2 Tracciamento delle travi reticolari



Per le travi reticolari si usa il modello di calcolo con cerniere nei nodi (nei programmi ad elementi finiti si usano elementi “truss” che hanno solo rigidità assiale). Il modello di calcolo è a favore di stabilità se:

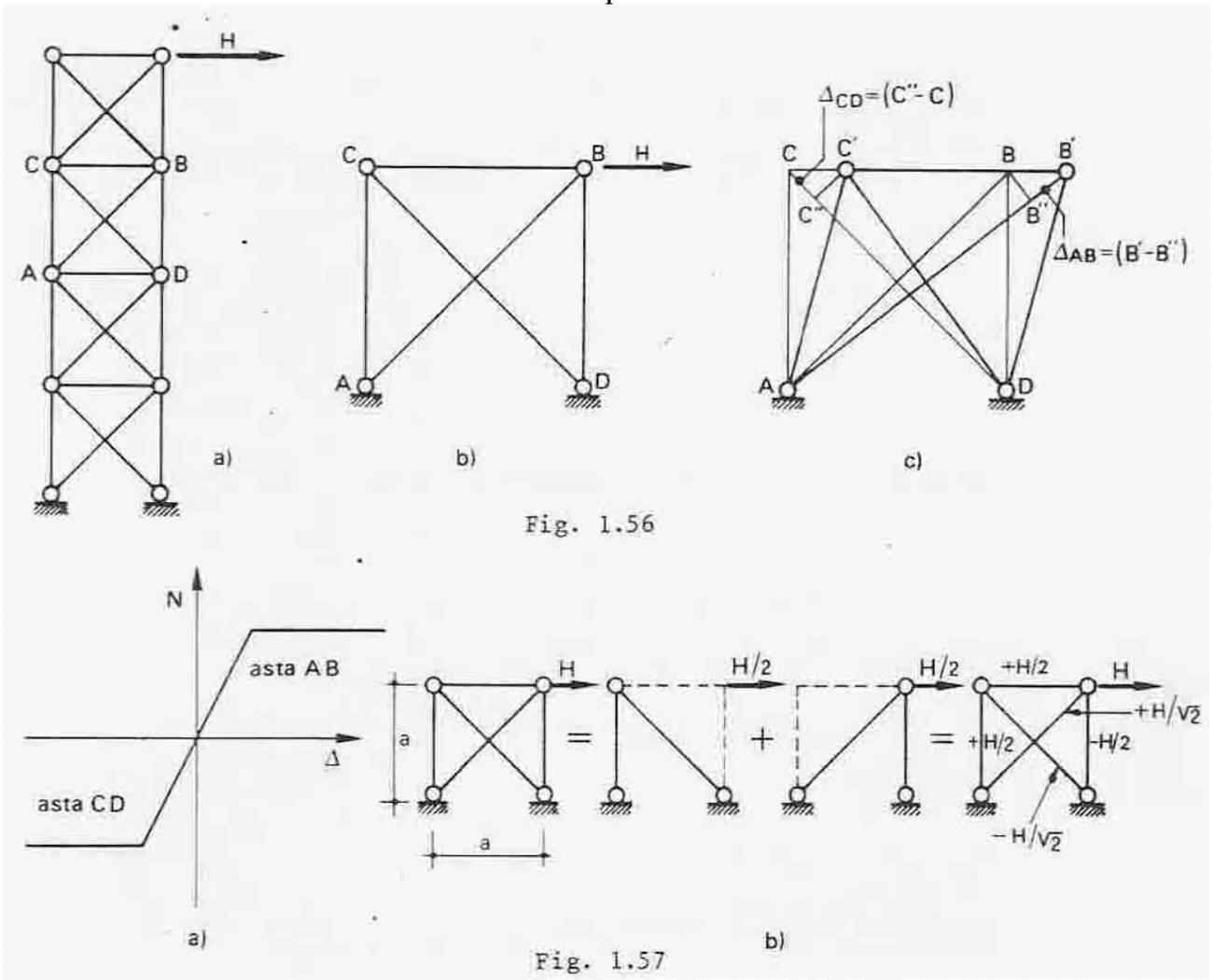
- gli assi baricentrici delle aste concorrono nel nodo
- per le verifiche di stabilità si usano come lunghezze di libera inflessione le distanze fra i nodi



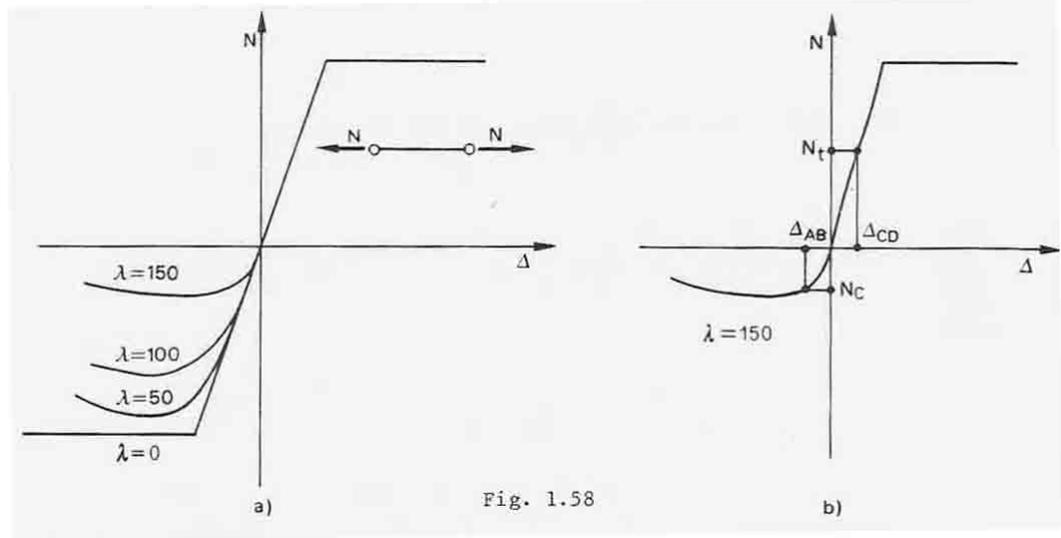


### 1.4.3 Travi reticolari di controvento

modello iperstatico

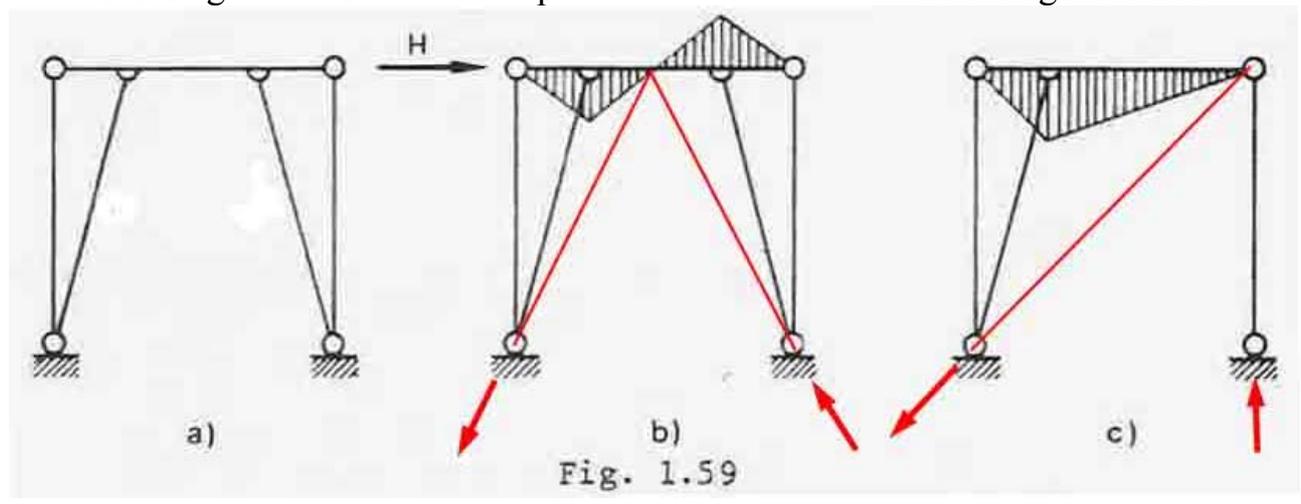


Le aste hanno la stessa rigidezza per snellezze non elevate ( $\lambda < 100$ ). Per snellezze elevate dimensionare il controvento a diagonali solo tese (soluzione più economica ma più deformabile).



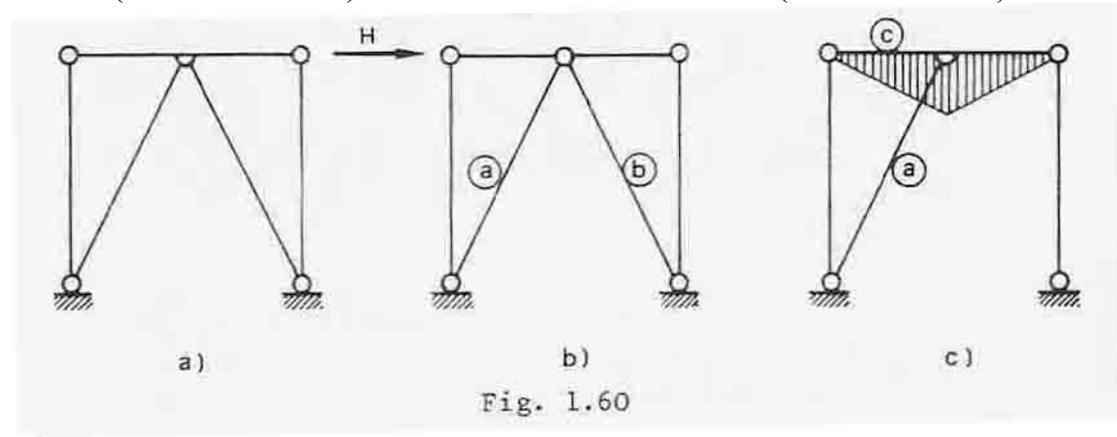
una diagonale tesa e una compressa

solo diagonale tesa



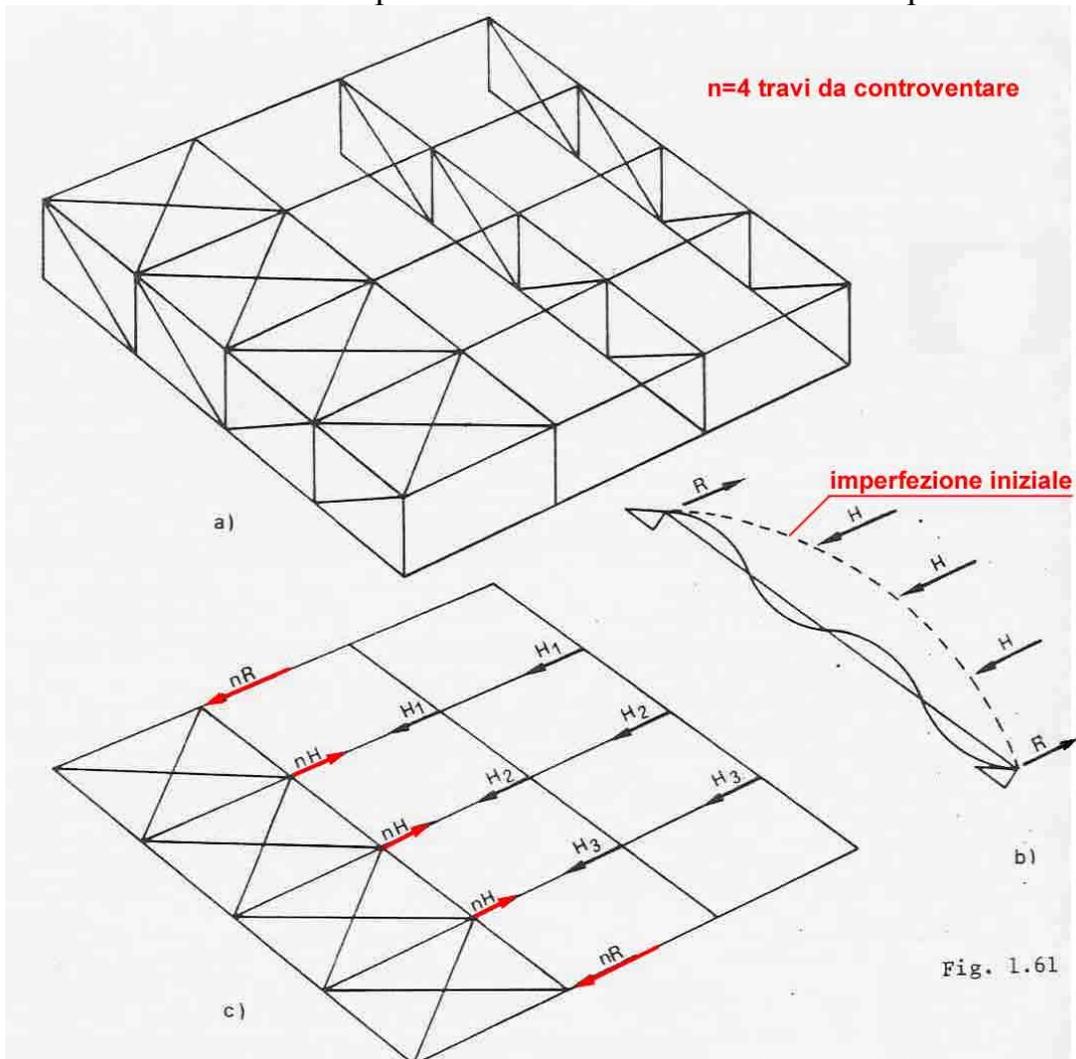
una diagonale tesa e una compressa  
(arco 3 cerniere)

solo diagonale tesa  
(trave in flessa)

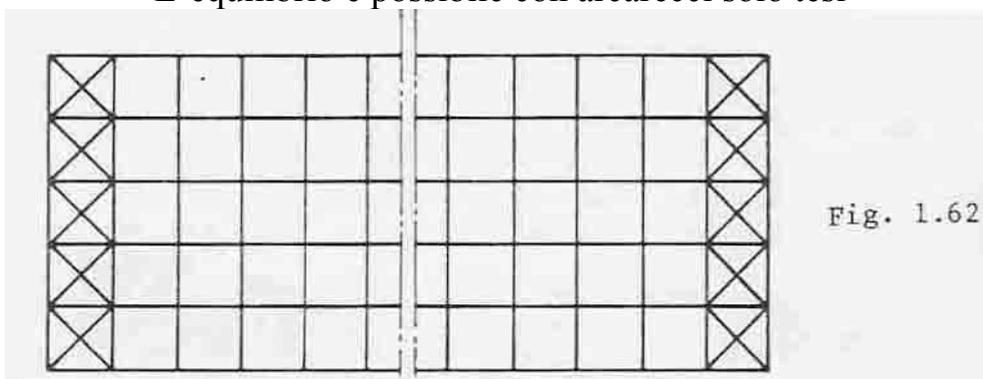


### 1.4.4 Controventi di falda di copertura

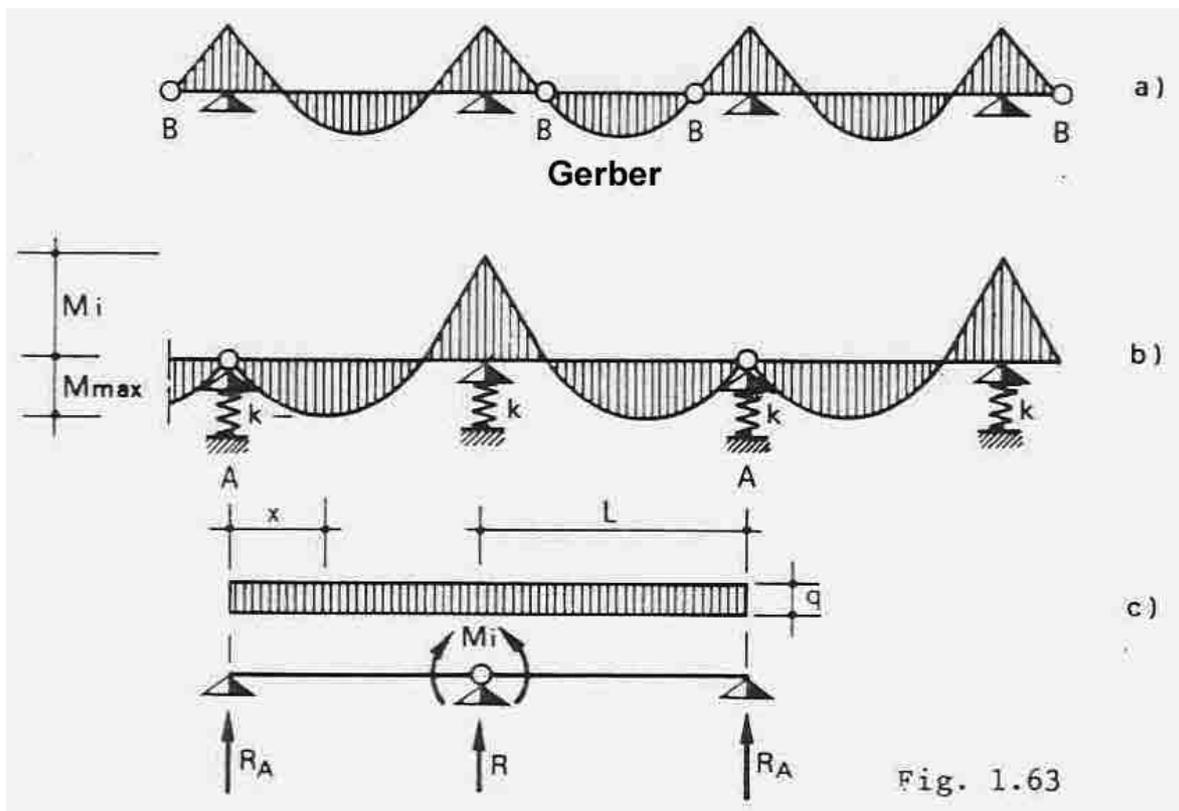
Gli arcarecci devono poter assorbire anche azioni di compressione



L'equilibrio è possibile con arcarecci solo tesi



### 1.4.5 Arcarecci di copertura



Gli appoggi (le capriate) non sono rigidi. La soluzione elastica non è reale (cedimenti anelatici ecc.). Si usa una soluzione equilibrata assumendo per il momento di incastro  $M_i$  un valore "a piacere". In tabella sono riportate le soluzioni equilibrate in funzione del rapporto:

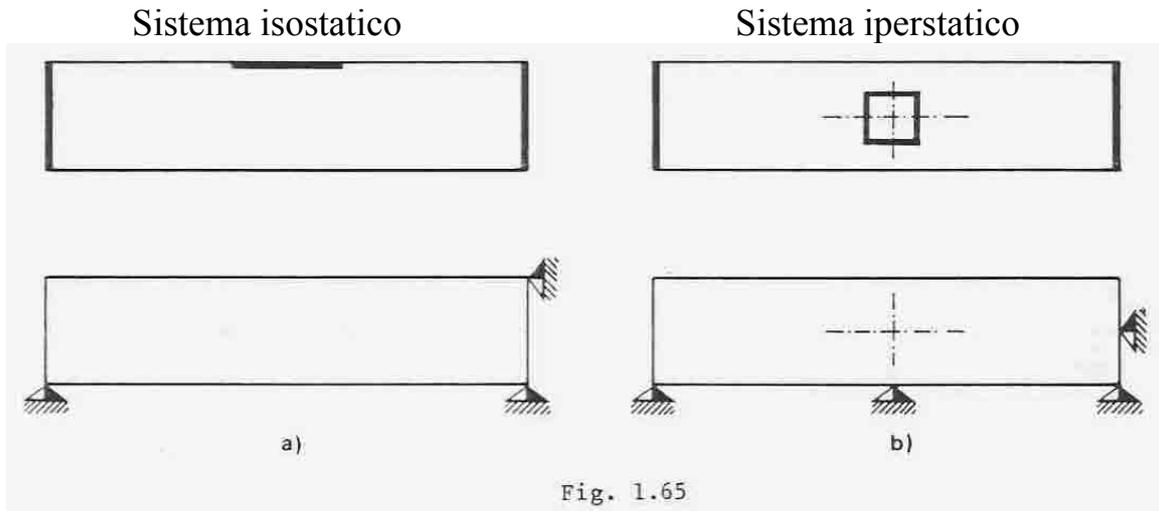
$$\alpha = M_i / (qL^2)$$

$\alpha$	$M_{max}$	$M_i$	$R$
0	$qL^2/8$	0	$qL$
0.05	$qL^2/9.88$	$qL^2/20$	$1.1qL$
0.0625	$qL^2/10.44$	$qL^2/16$	$1.125qL$
0.08579	$qL^2/11.66$	$qL^2/11.66$	$1.171qL$

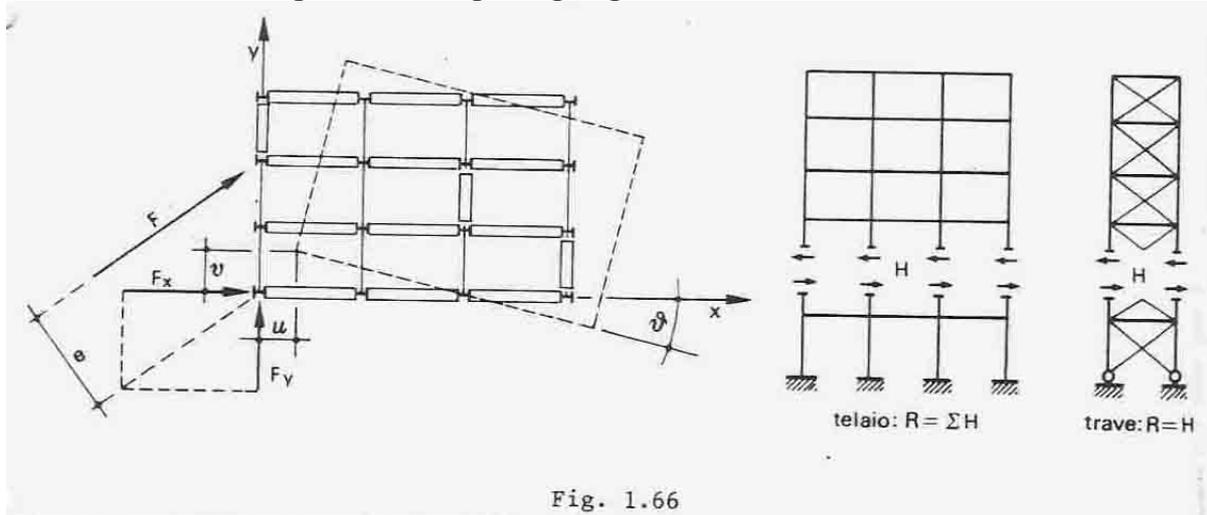
Fig. 1.64

Se  $M_i > 0$  la reazione  $R$  sull'appoggio centrale è maggiore di  $2R_A$ , quindi le capriate sarebbero soggette a carichi diversi, a meno di sfalsare gli arcarecci.

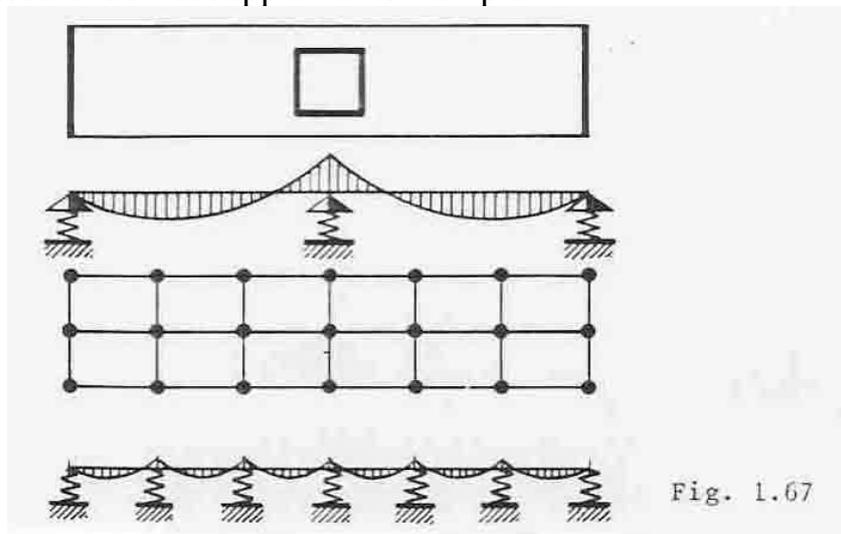
### 1.4.6 La ripartizione delle forze orizzontali nei controventi verticali



Piano infinitamente rigido. 3 incognite per piano



Normalmente è sufficiente analizzare un piano generico ed utilizzare i risultati per tutti i piani, trascurando l'accoppiamento fra i piani.



# 1.5 Tolleranze dimensionali

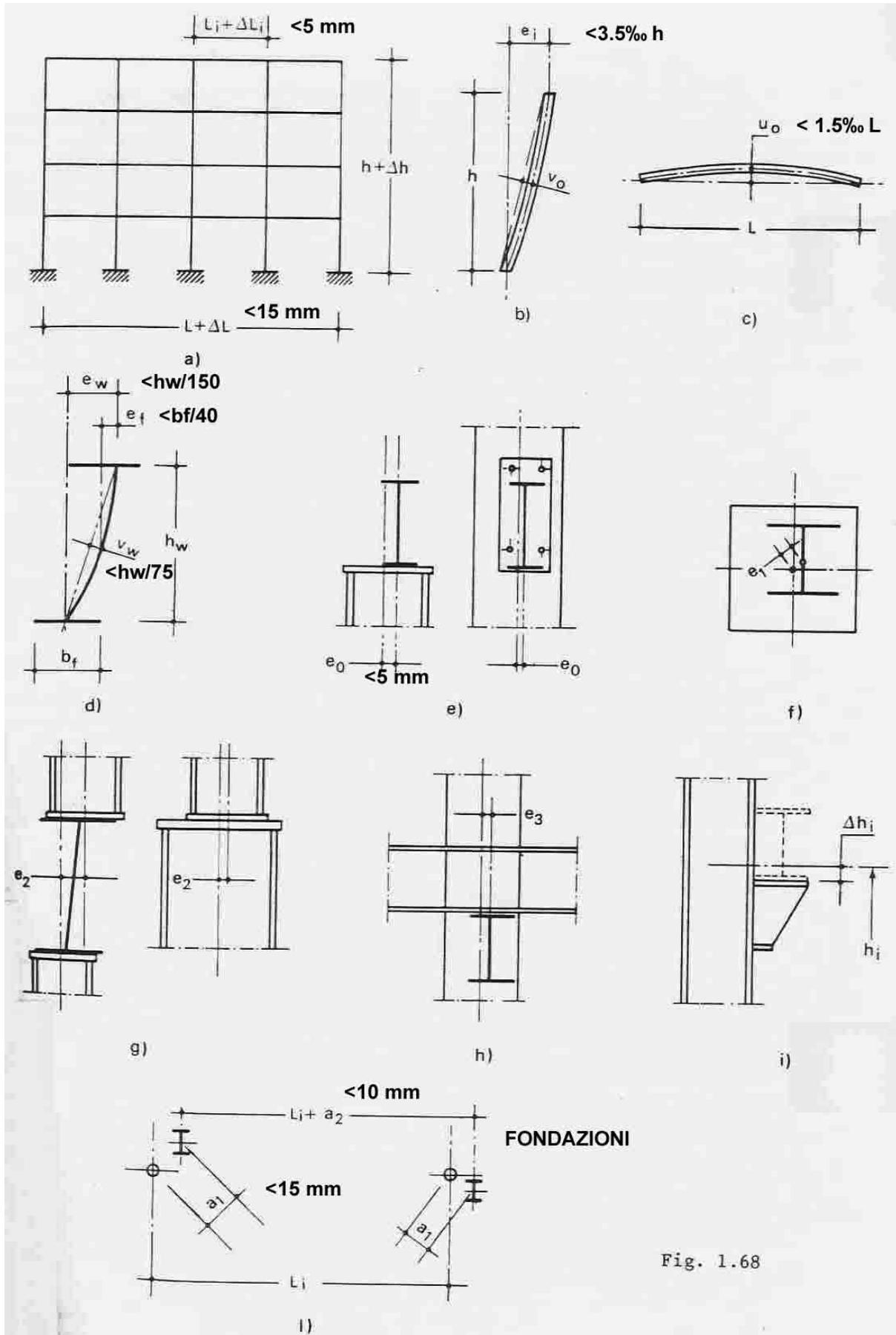


Fig. 1.68