

8. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

8.0. Sommario

- Il materiale acciaio: evoluzione storica, caratteristiche meccaniche degli acciai, i processi di lavorazione e i prodotti, le prove meccaniche di caratterizzazione del materiale;
- Verifica della sicurezza: metodi di analisi;
- Sistemi strutturali: edifici monopiano (industriali), edifici multipiano;
- Le membrature semplici: classificazione dei profilati, instabilità locale, elementi tesi, elementi compressi, elementi inflessi, elementi presso-inflessi, resistenza dell'anima al taglio;
- Le membrature composte: aste tralicciate, aste calastrellate;
- Le unioni bullonate: unioni a taglio; unioni a trazione; unioni a taglio e a trazione;
- Le unioni saldate: classificazione e difetti, sollecitazioni e verifica di unioni saldate;
- I collegamenti nelle strutture metalliche: unioni trave-trave; unioni trave-colonna; unioni di continuità, collegamenti di base, giunti tra elementi in acciaio ed elementi in c.a.

8.1. Riferimenti bibliografici essenziali

- “Progettare costruzioni in acciaio” – G. Ballio e C. Bernuzzi – Hoepli
- “Strutture in acciaio” – G. Ballio, F.M. Mazzolani – Hoepli 1979
- “Progetto di strutture in acciaio” – N. Scibilia – Flaccovio 2005
- “ESDEP, Structural Steelwork Eurocodes: Development of a Trans-national Approach (1998)
- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2008”
- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC2018”
- EC3 – UNI EN 1993-1-1:2005 “Progettazione delle strutture d’acciaio Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”
- CNR 10011-97: Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

La presente dispensa, modificata ed integrata, è tratta dalla dispensa realizzata per il corso di “Teoria e progetto delle costruzioni in acciaio” (Macorini – Clemente).

8.2. Il materiale acciaio

Il termine acciaio individua particolari leghe ferro-carbonio caratterizzate da ben definite quantità percentuali delle componenti, in particolare tali leghe si classificano in base al quantitativo di carbonio:

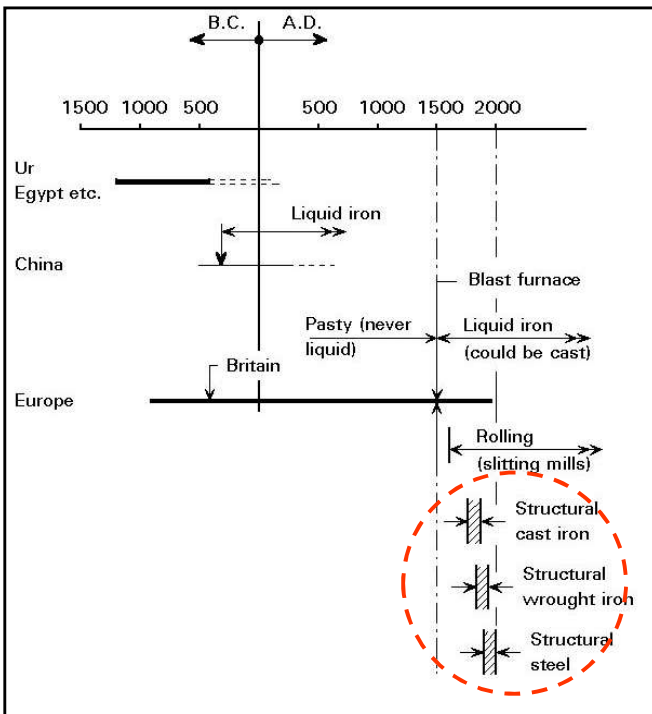
- **ghise**: il tenore di carbonio C è superiore all'1.7%
- **acciai** (il tenore di carbonio C è inferiore all'1.7%): acciai extra-dolci (ferro) $C < 0.15\%$
acciai dolci $0.15\% < C < 0.25\%$, acciai semiduri $0.25\% < C < 0.50\%$, acciai duri $0.50\% < C < 0.75\%$, acciai durissimi $C > 0.75\%$.

Il carbonio eleva la resistenza e riduce la duttilità e la saldabilità del materiale, pertanto gli acciai da costruzione (acciai da carpenteria) devono essere caratterizzati da un basso tenore di carbonio ($0.10\% < C < 0.30\%$).

Oltre al ferro e al carbonio negli acciai sono presenti altri elementi:

- fosforo, zolfo, azoto, ossigeno e idrogeno: elementi dannosi e non completamente eliminabili nei processi di lavorazione, accrescono la fragilità del materiale e ne diminuiscono la saldabilità.
- manganese, silicio, cromo, nichel: elementi aggiunti che incrementano le proprietà meccaniche e la saldabilità della lega.

8.2.1. Evoluzione storica delle strutture metalliche



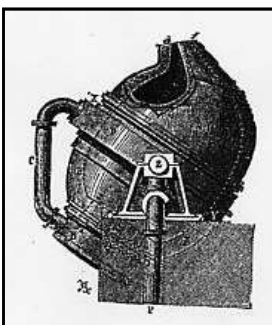
- Ghisa (cast iron) 1780 -1850;
- ferro pudellato (wrought iron) 1850-1900;
- acciaio (steel) 1880-fino ad oggi;

Material	Approx. range of carbon content (%)	Range of ultimate strengths	
		Compression N/mm ²	Tension N/mm ²
Cast iron (grey)	2,25 - 4,0	400 - 1000	100 - 150
Wrought iron	0,02 - 0,05	250 - 400	250 - 400
Steel (weldable)	0,2 - 1,0	350 - 700	350 - 700

3000 anni di impiego di ferro e acciaio, l'utilizzo in campo strutturale è limitato agli ultimi 250 anni

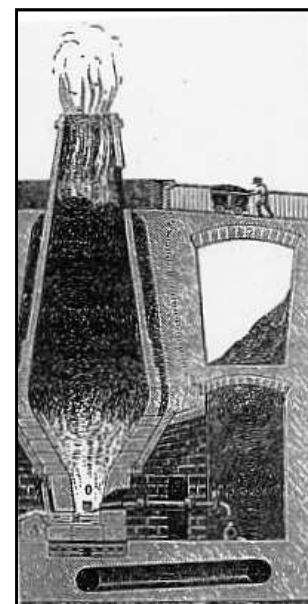
Evoluzione storica delle strutture metalliche nelle opere dell'architettura e dell'ingegneria

- fino al XIII secolo il ferro veniva estratto direttamente dai minerali mediante l'utilizzo di forni parzialmente incassati nel terreno e alimentati da mantici (ferro fucinato);
- attorno al 1200 fu introdotto il **primo altoforno**: fu possibile incrementare la temperatura raggiungibile durante l'estrazione e si ottenne la **ghisa**, materiale più fragile del ferro e che non poteva essere fucinato;
- nel 1720 **Abraham Darby** realizzò la fusione del ferro in altoforno utilizzando il **coke** dando inizio ad una produzione di massa della ghisa;



Convertitore Bessemer

- nel 1784 Henry Cort ideò il forno a riverbero nel quale la decarburazione della ghisa avveniva in modo continuo. Si otteneva un prodotto pastoso (**ferro pudellato**) che veniva poi battuto al maglio per eliminare le scorie;
- 1855 - 1864 il convertitore Bessemer e il forno Martin-Siemens aprirono l'era dell'**acciaio colato**;



Sezione di altoforno

- nel 1854 iniziò in Francia la laminazione di profili ad I in ferro forgiato (derivato direttamente dalla rotaia ferroviaria);

Il "periodo della ghisa" 1780-1850

- I primi **ponti in ghisa** furono realizzati con **forma ad arco** in alternativa ai ponti in muratura. L'utilizzo del nuovo materiale portò ad una sensibile riduzione del peso strutturale, dei costi di costruzione e dei tempi di realizzazione.

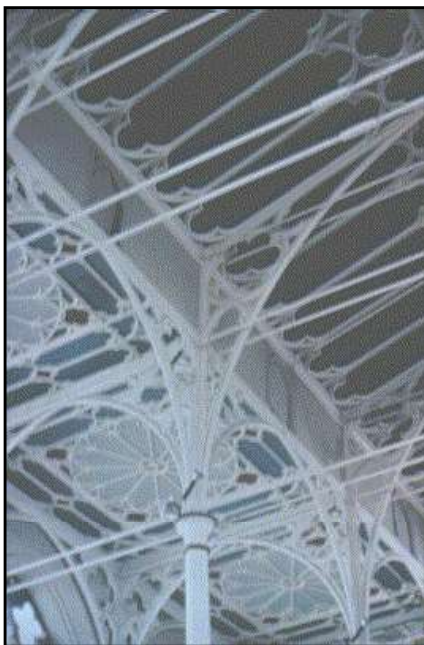


Coalbrookdale bridge sul Severn 1779 (33m)

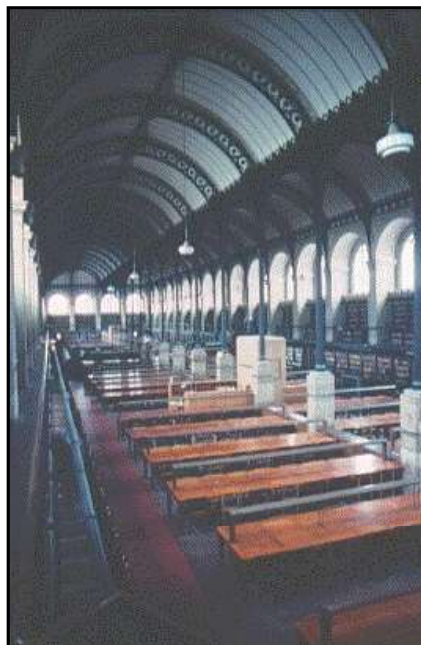


Telford's Mythe Bridge bridge 1823-26 (52m)

Il ponte sul Severn è il primo esempio rilevante di ponte ad arco in ghisa: è costituito da 5 archi affiancati su una luce di circa 30 m, ognuno composto da due conci di sviluppo pari a 21 m uniti in chiave senza specifici dispositivi di collegamento. I due semiarchi fusi in un solo pezzo pesavano 378 t ciascuno.



St George's Church, Everton, UK (1812-14)



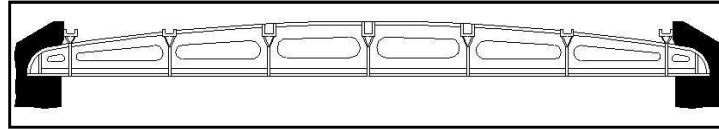
The Bibliotheque Sainte Geneviève (1843-50)



The Bibliotheque Nationale (1858-68)

Il primo utilizzo di leghe ferrose (ghisa) come elementi strutturali per edifici avvenne all'inizio dell'800: colonne e archi.

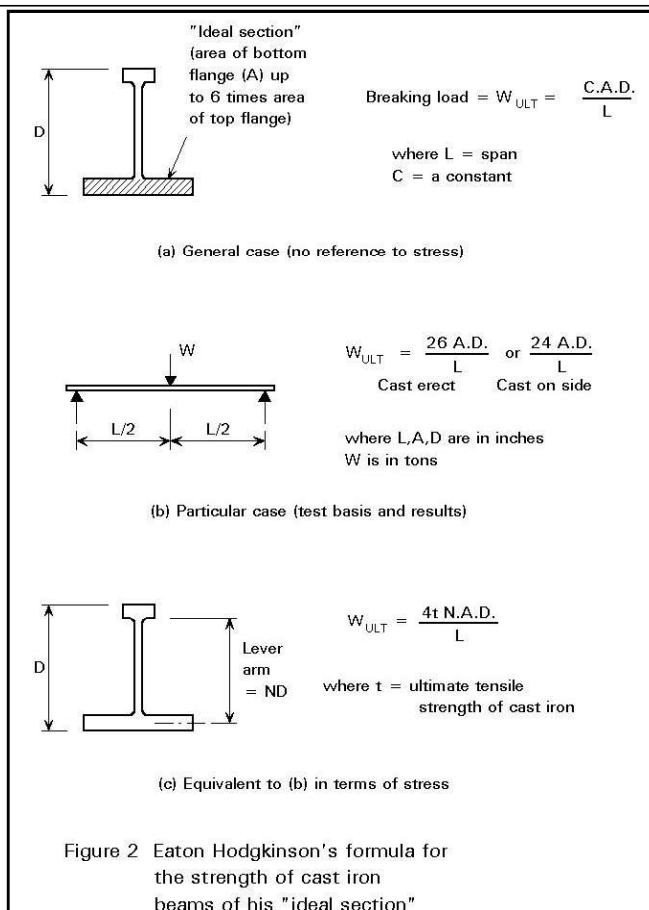
- Alla fine del '700 vennero utilizzati, nella costruzione di edifici, i primi elementi strutturali in ghisa in sostituzione di elementi lignei: inizialmente furono introdotte le colonne in ghisa a sostegno di coperture lignee, successivamente (tra il 1810 e il 1840) iniziò l'impiego di travi in ghisa di luce considerevole (superiore ai 12 m) a sostegno dei solai di piano e di copertura.



Particolare di una trave in ghisa (12.5 m di luce) del solaio della King's Library del British Museum (1820)



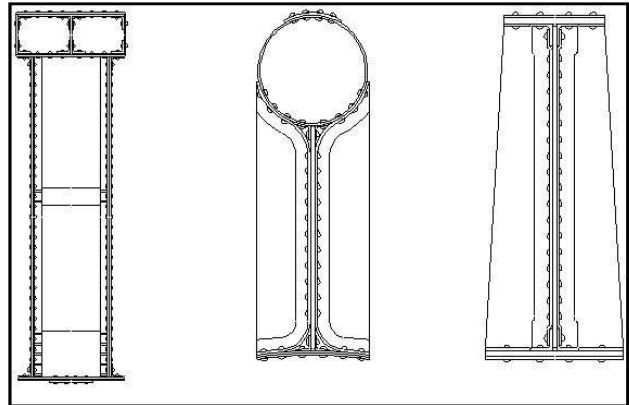
Paxton's Crystal Palace (1851): ossatura portante con colonne in ghisa, travi reticolari in ghisa e in ferro pudellato.



Verso il 1840 vennero condotti i primi lavori sperimentali finalizzati allo studio del comportamento meccanico degli elementi in ghisa. Hodgkinson **dimostrò sperimentalmente come la ghisa risulti sei volte più resistente a compressione che a trazione e seguendo tale criterio definì la forma ottimale per un elemento inflesso in ghisa.**

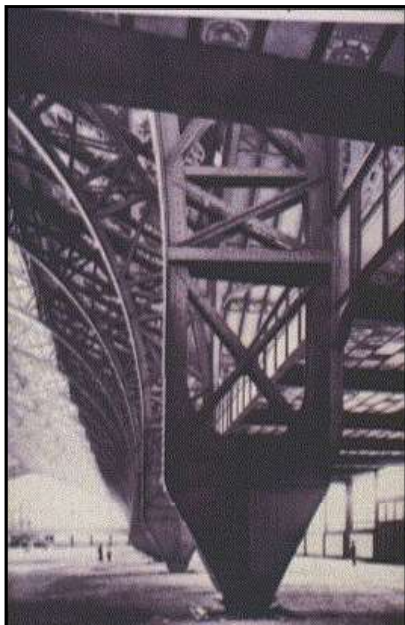
Il "periodo del ferro pudellato" 1850-1900

▪ Il periodo del ferro pudellato coincide con l'epoca delle **travi "rivettate" ovvero composte da più lamiere tramite chiodature**. L'esempio più significativo dell'epoca è rappresentato dal ponte ferroviario Britannia sul fiume Menai (1844-1850) struttura a travata continua su 5 appoggi, con le due campate centrali aventi luce di 146m e quelle laterali di 70 m. L'opera progettata da Stephenson, Fairbairn, Hodgkinson introdusse una serie di problemi non ancora risolti per l'epoca. Per la determinazione delle sollecitazioni sulla struttura iperstatica intervenne Clapeyron che studiò la trave continua con l'equazione dei 3 momenti da lui sviluppata, relativamente ai problemi statici della sezione trasversale Jourawsky suggerì opportuni rinforzi per l'instabilità locale delle lamiere. Per il progetto di questo ponte furono poi condotte delle ricerche sulla capacità portante delle unioni chiodate e sull'azione del vento e della temperatura sulle strutture.



L'età moderna: "il periodo del laminato" 1880-oggi

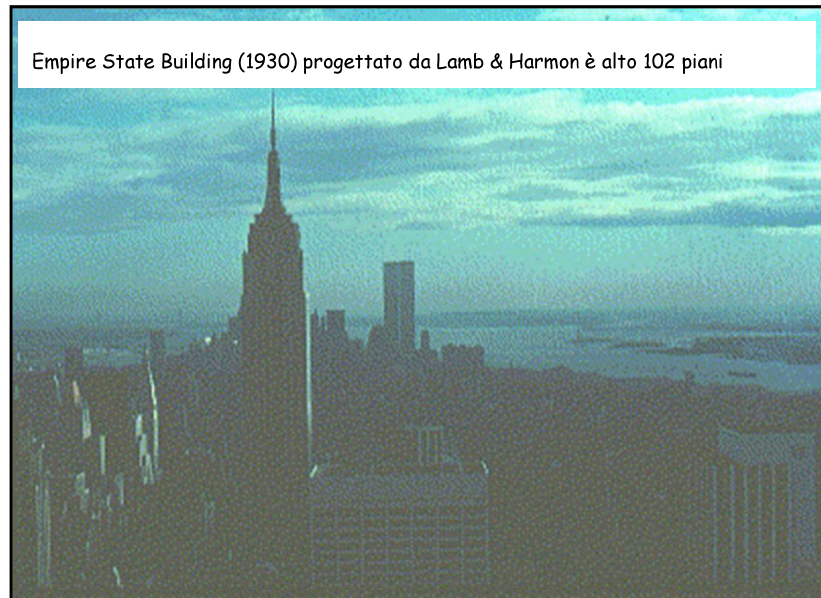
▪ Particolare impulso alle costruzioni metalliche nell'edilizia venne dato dalle esposizioni internazionali: di **Londra nel 1851** nella quale venne edificato ad opera di J. Paxton, il *Palazzo di Cristallo* con struttura di ferro e ghisa e di **Parigi nel 1855** ove venne realizzata una copertura a volta circolare di 48 m. Ulteriori esposizioni svoltesi a Parigi **nel 1867, 1878, 1889** videro la realizzazione di opere particolarmente ardite, rese possibili dall'utilizzo di prodotti laminati che dallo sviluppo di adeguati procedimenti di calcolo.



Principale simbolo dell'esposizione del 1889 è la **Tour Eiffel** con altezza pari a 300 m

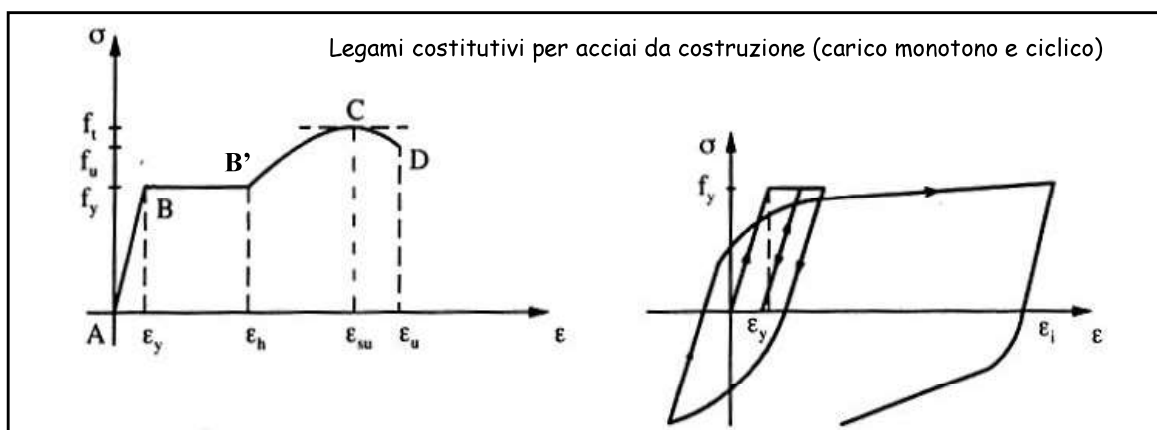
▪ Negli Stati Uniti si ebbero le più spettacolari applicazioni, sia nel campo degli edifici che dei ponti. Le più importanti applicazioni negli edifici si ebbero a partire dal 1885 ed in particolare per merito della scuola di Chicago (Le Baron Jenny, Adler, Sullivan). Veniva applicata sistematicamente la struttura intelaiata con travi e pilastri in profilati laminati dando inizio alla moderna architettura degli edifici commerciali.

Da quel momento l'edificio commerciale subì notevoli incrementi in altezza a Chicago e soprattutto a New York



Empire State Building (1930) progettato da Lamb & Harmon è alto 102 piani

8.2.2. Caratteristiche meccaniche degli acciai



▪ **campo elastico** (tratto A-B): le tensioni sono proporzionali alle deformazioni con costante di proporzionalità pari al **modulo elastico del materiale (E)**; in caso di scarico si verifica il recupero totale delle deformazioni.

▪ **campo plastico** (tratto B-C-D): allo snervamento si manifesta un incremento di deformazione a tensione costante $\epsilon_h = 6-16\epsilon_y$ (tratto B-B') quindi inizia l'incrudimento caratterizzato da una ripresa di resistenza. Raggiunta la tensione massima (p.to C) $\epsilon_u = 160-200\epsilon_y$ si verifica una localizzazione dell'allungamento (strizione del provino) che provoca la rottura per una tensione inferiore al valore massimo f_t . In seguito allo scarico del provino in campo plastico non si verifica il recupero totale delle deformazioni (**deformazioni residue/plastiche**).

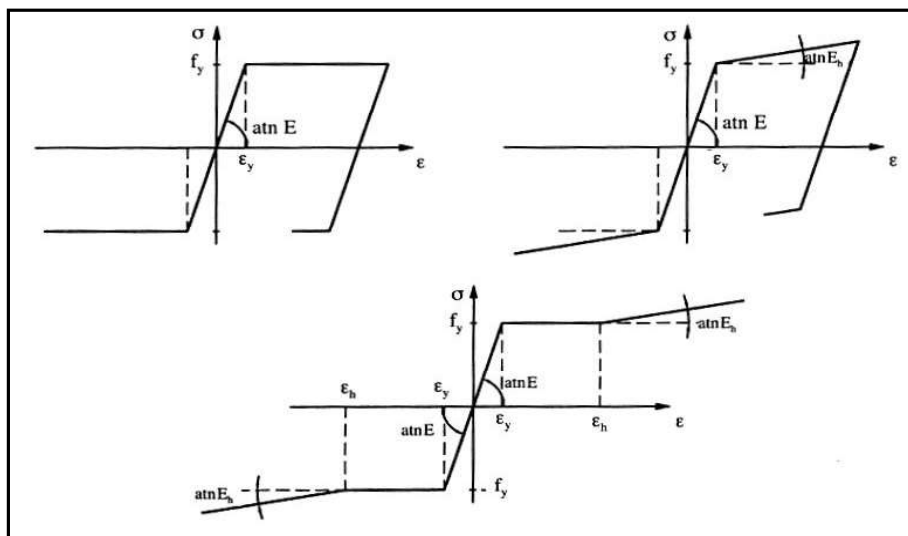
- **effetto Bauschinger** (carico ciclico): a causa della non omogeneità del provino eseguendo un ciclo con inversione di tensione (es. da trazione si passa a compressione) si raggiunge una tensione di snervamento ridotta. Il limite di snervamento, infatti, non viene raggiunto simultaneamente in tutti i punti per cui allo scarico permane uno stato di coazione di segno opposto.

Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e di rottura f_t per gli acciai strutturali impiegati nell'UE, secondo [D.M. 17/01/2018](#).

Laminati a caldo con profili a sezione aperta

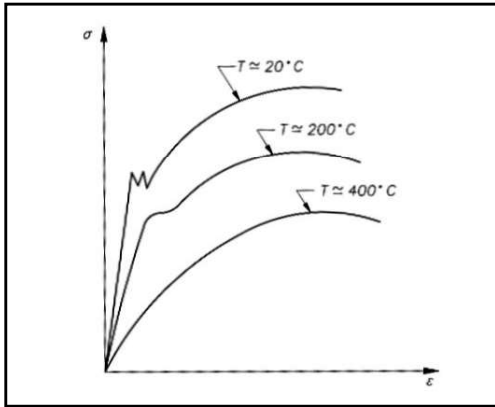
Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235 (Fe360)	235	360	215	360
S 275 (Fe430)	275	430	255	410
S 355 (Fe510)	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Legami costitutivi semplificati: elasto-plastico, elasto-incrudente, trilineare.



Parametri di incrudimento degli acciai.

acciaio	S 235 Fe 360	S 275 Fe 430	S 355 Fe 510
ϵ_h/ϵ_y	12.3	11.0	9.8
E/E_h	37.5	41.8	48.2

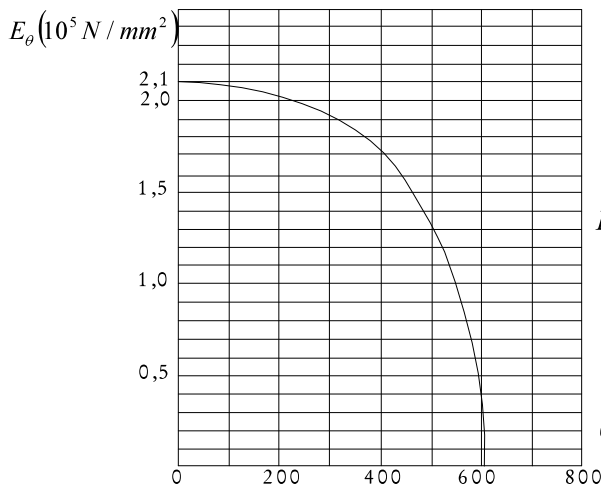
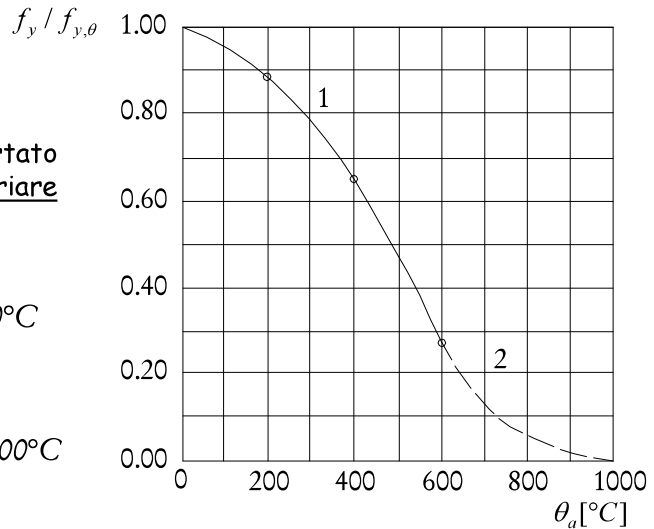


Il legame costitutivo del materiale e quindi le sue **caratteristiche meccaniche** dipendono dalla temperatura. Al crescere della temperatura diminuiscono le caratteristiche prestazionali dell'acciaio con sensibile riduzione del modulo di elasticità, della tensione di snervamento e del limite di rottura.

Nella figura a destra è riportato l'andamento del rapporto $f_y/f_{y,\theta}$ al variare della temperatura

$$f_{y,\theta} = f_y \left[1 + \frac{\theta_a}{767 \ln(\theta_a / 1750)} \right] \quad 0^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 600^\circ\text{C}$$

$$f_{y,\theta} = f_y \left[\frac{108(1 - 0,001\theta_a)}{(\theta_a - 440)} \right] \quad 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1000^\circ\text{C}$$



Nella figura a sinistra è riportato l'andamento del modulo elastico E al variare della temperatura

$$E_s = E \left(1 + 1.59 \cdot 10^{-5} \theta_a - 34.5 \cdot 10^{-7} \theta_a + 11.8 \cdot 10^{-9} \theta_a - 17.2 \cdot 10^{-2} \theta_a^4 \right)$$

Per $\theta_a > 600^\circ\text{C}$, E_θ non è definito.

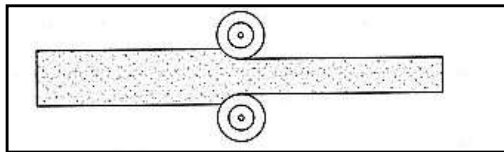
Costanti elastiche

Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Modulo di elasticità normale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}$

8.2.3. *I processi di lavorazione ed i prodotti*8.2.3.1. *Il processo produttivo*

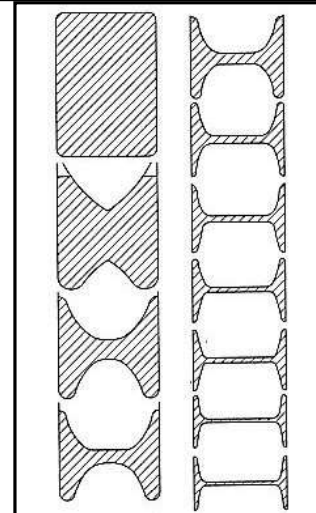
<p>Lavorazione dell'acciaio (dai lingotti ai prodotti finiti)</p>	}	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Formazione per compressione e trazione (forgiatura, laminazione, estrusione) ▪ Formazione per flessione e taglio
--	---	---

▪ **Laminazione a caldo:** i lingotti vengono riscaldati fino a 1250 °C e fatti passare attraverso una serie di cilindri contrapposti e ruotanti in senso inverso (laminazione primaria).



Laminazione primaria.

Gli elementi così ottenuti vengono sbozzati in barre a sezione quadrata (brame, blumi, billette). Successivamente i semi-lavorati vengono trasformati in prodotti finiti ossia in piatti, lamiere, barre, profilati (laminazione secondaria).

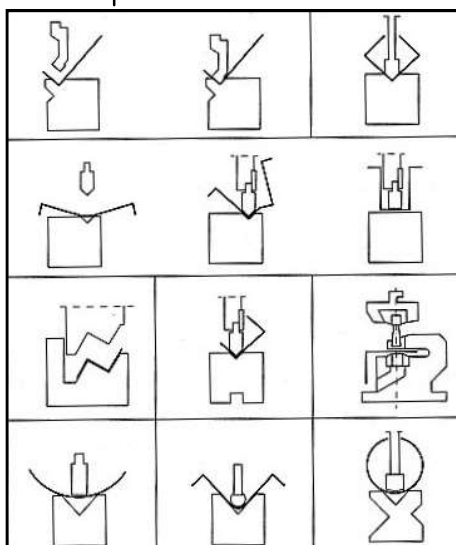


Laminazione secondaria.

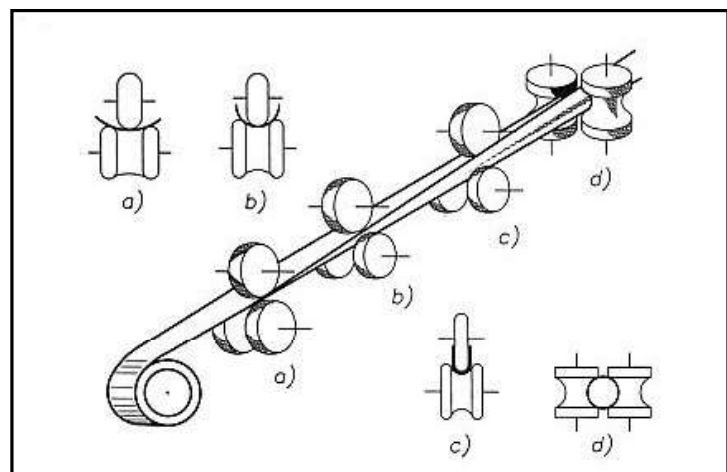
Elementi strutturali in Acciaio

▪ **Laminazione a freddo:** viene effettuata a temperatura ambiente al fine di ottenere, mediante *incrudimento*, resistenze elevate a scapito di una riduzione di duttilità non sempre trascurabile.

▪ **formazione per flessione e taglio:** consiste nel piegare sottili lamiere fino ad ottenere elementi con sezioni trasversali della forma voluta (profili sagomati a freddo). Attraverso la presso-piegatura vengono realizzate anche le lamiere grecate frequentemente impiegate nella realizzazione di strutture portanti di solai e tamponamenti.



Lavorazione per stampaggio di elementi sagomati a freddo.



Piegatura in continuo per profili tubolari circolari.

I trattamenti termici: ricottura, normalizzazione, tempra, rinvenimento, cementazione, bonifica

I prodotti in acciaio possono essere sottoposti a particolari trattamenti termici al fine di modificare la struttura molecolare e quindi variare in modo sensibile le caratteristiche meccaniche in funzione agli impieghi specifici a cui sono destinati.

- **Ricottura:** con tale processo si sottopone l'elemento in acciaio all'intero ciclo termico comprendente il riscaldamento fino alla temperatura critica (passaggio da ferrite ad austenite) la permanenza a tale temperatura ed il successivo raffreddamento. La ricottura porta ad un incremento dell'omogeneità del materiale.
- **Normalizzazione:** consiste in un riscaldamento dell'acciaio ad una temperatura tra i 900-925°C seguito da un successivo raffreddamento molto lento. La normalizzazione annulla gli effetti di qualsiasi trattamento termico precedente.
- **Tempra:** consiste in una lavorazione che prevede un riscaldamento di poco superiore al punto critico seguito da un brusco raffreddamento. Si ottiene un incremento di durezza e una riduzione della duttilità del materiale.
- **Rinvenimento:** consiste nel riscaldare un pezzo temprato a modesta temperatura per un tempo più o meno lungo in modo da umentare la resistenza alla rottura fragile.
- **Cementazione:** consiste nel riscaldare l'acciaio a contatto con altre sostanze in grado di cedergli carbonio. E' un trattamento superficiale applicato agli acciai dolci finalizzato a creare uno strato esterno resistente all'usura.

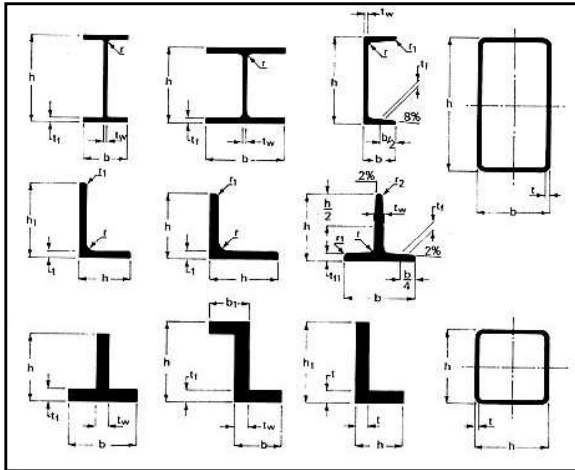
8.2.3.2. I prodotti

L'industria siderurgica fornisce alla progettazione delle costruzioni metalliche una vastissima gamma di prodotti. Tra i prodotti laminati si distinguono le **lamiere**, elementi di base che possono essere eventualmente assemblati per saldatura e i **profilati** (elementi strutturali già "prefabbricati").

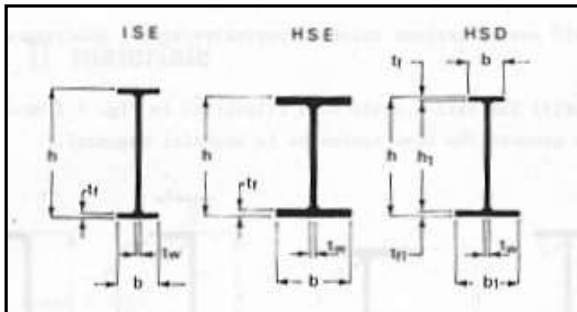
- | | |
|----------------|--|
| Lamiere | <ul style="list-style-type: none"> • lamierini (con spessori inferiori a 1mm); • lamiere sottili (con spessori compresi tra 1 e 4 mm); • lamiere medie (con spessori compresi tra 4 e 50 mm); • lamiere spesse (con spessori superiori a 50 mm). |
|----------------|--|

- | | |
|------------------|---|
| Profilati | <ul style="list-style-type: none"> • a I con ali rastremate (tipo IPN); • a I e ad H con ali parallele (tipi IPE ed HEA, HEB); • a T a Z a L con ali uguali e diseguali; • tubi o profili cavi aventi sezione chiusa a perimetro tondo quadro o rettangolare. |
|------------------|---|

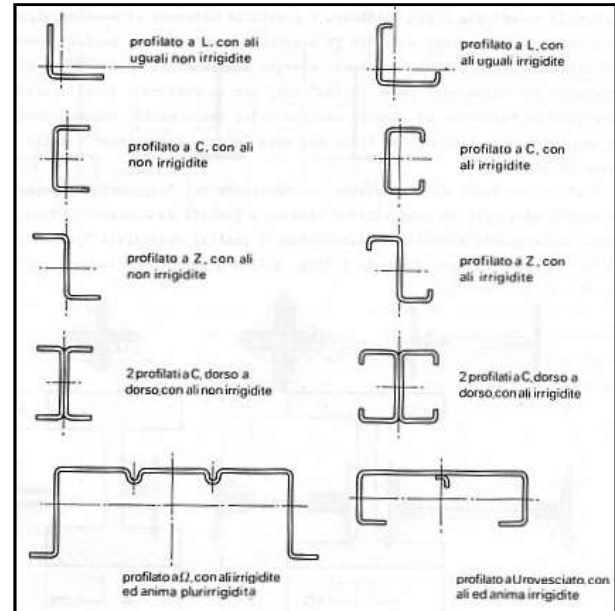
Sezioni caratteristiche di **profilati commerciali**.



Sezioni caratteristiche di **elementi saldati**.



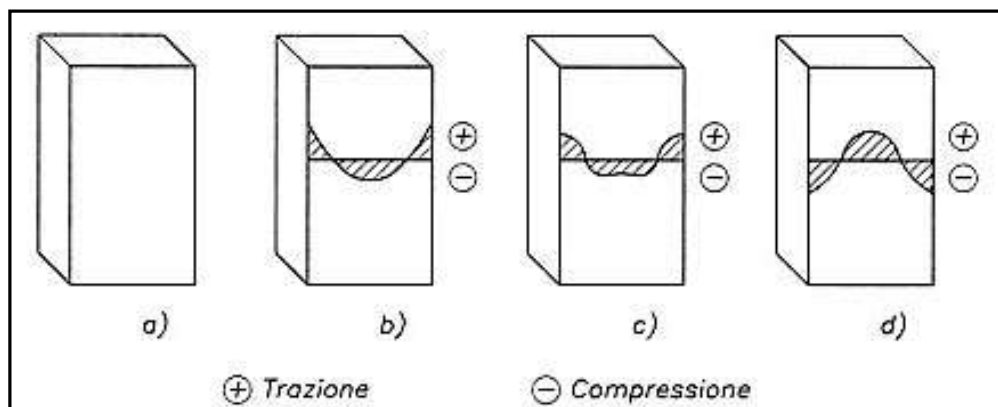
Sezioni di forme più varie possono ottenersi con la **sagomatura a freddo** di lamiere e nastri con spessore dell'ordine di 3-4 mm. Nell'ambito dei profili sottili possono ottenersi le sezioni più varie che realizzano per "forma" il massimo sfruttamento della resistenza del materiale e quindi la massima leggerezza della carpenteria metallica.



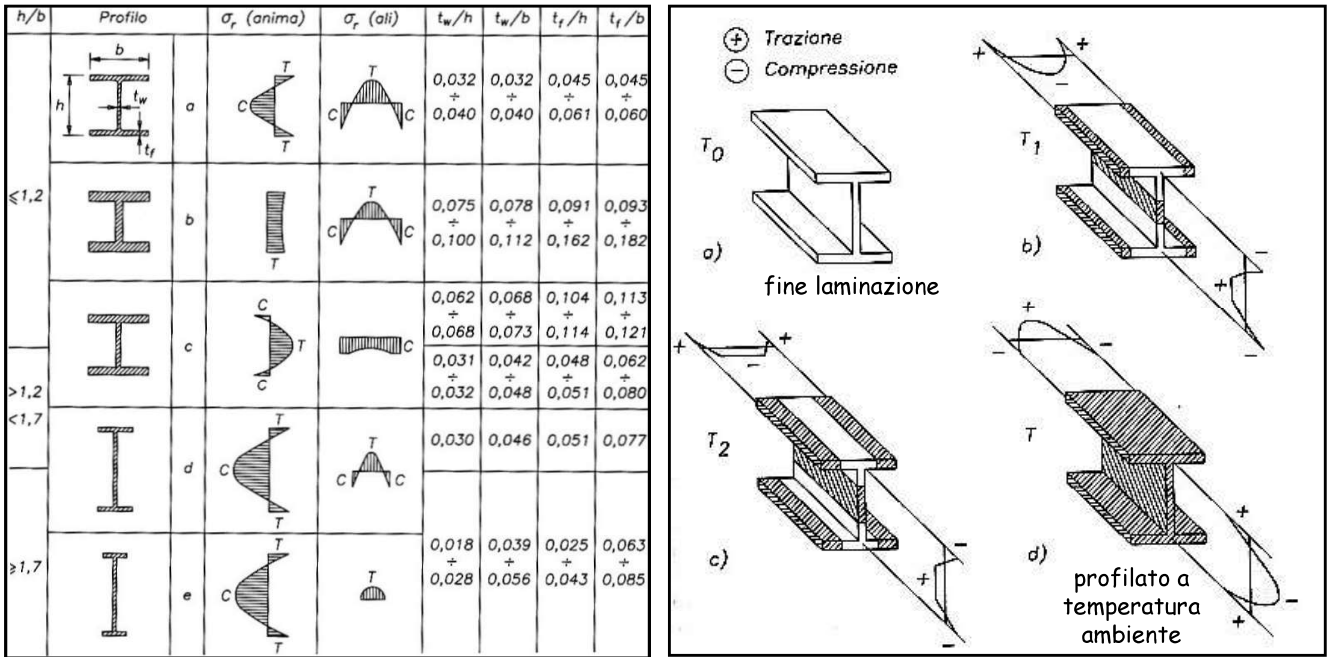
8.2.3.3. Le imperfezioni

Il comportamento delle strutture in acciaio dipende a volte anche significativamente dalla presenza delle imperfezioni. **Tali imperfezioni possono essere di tipo meccanico o strutturale e di tipo geometrico.**

▪ **Imperfezioni meccaniche:** si riferiscono alle **tensioni residue** e alla non omogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nella generica sezione di un elemento. Le tensioni residue o autotensioni costituiscono uno stato tensionale autoequilibrato strettamente legato al processo di produzione dell'elemento ed associato a deformazioni plastiche non uniformi.

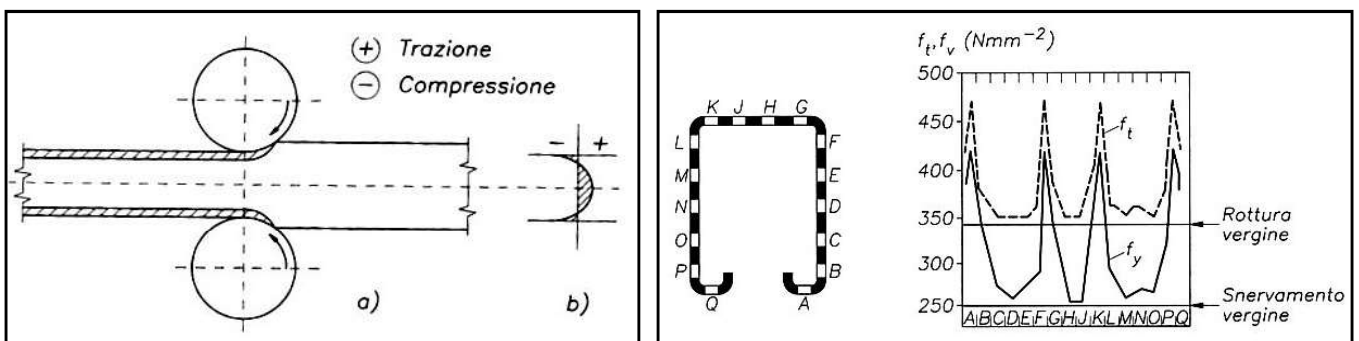


Andamento nel tempo delle autotensioni dovute ad un raffreddamento differenziale della sezione.



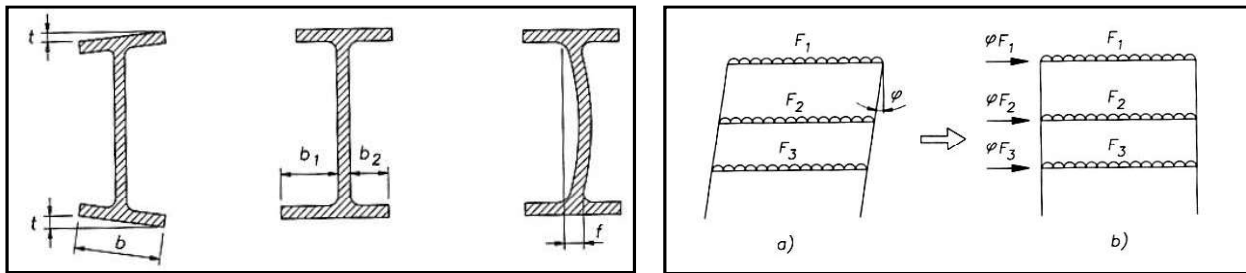
Per tutti i tipi di prodotti, l'andamento e l'entità delle tensioni residue dipendono dalle caratteristiche geometriche della sezione e in particolare dal rapporto larghezza/spessore delle sue componenti ali/anima.

Nel caso di profili sagomati a freddo, la lamiera di partenza è soggetta ad uno schiacciamento da parte di rulli che tendono ad allungare le fibre superficiali, queste sono vincolate alle fibre intermedie informate e pertanto si comprimono.



I profilati sagomati a freddo possono presentare ulteriori tipi di imperfezioni meccaniche: a seguito della lavorazione mediante piegatura o stampaggio vengono alterate le caratteristiche meccaniche in prossimità delle zone di piega. In queste si ha una deformazione plastica che corrisponde alla deformazione permanente necessaria per conferire la forma voluta.

▪ **Imperfezioni geometriche:** fanno riferimento agli scostamenti dai modelli teorici di analisi assunti nella progettazione relativamente alla geometria dell'elemento strutturale o del sistema strutturale nel suo complesso.



Parametri relativi alle tolleranze dimensionali

Le imperfezioni geometriche possono comprendere **imperfezioni della sezione trasversale, imperfezione dell'elemento, imperfezione del sistema strutturale.**

Le imperfezioni del sistema strutturale devono essere adeguatamente tenute in conto nella fase di **analisi globale della struttura** eventualmente in modo semplificato considerando forze addizionali opportunamente definite dai codici normativi.

8.2.3.3. Le prove di caratterizzazione del materiale

In aggiunta alle prove di caratterizzazione del materiale di base o di quello dei prodotti lavorati, la normativa prescrive l'esecuzione di prove di laboratorio su provini ricavati dagli elementi impiegati nelle costruzioni. L'esecuzione di ogni prova è normata; gli enti nazionali ed europei (UNI, CEN, ISO) di normazione forniscono i dettagli sulle caratteristiche dei provini, sull'esecuzione della prova, sulle attrezzature richieste e sulla presentazione dei risultati.

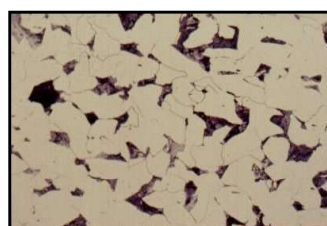
Le prove non meccaniche

▪ **analisi chimica:** risulta una delle prove di caratterizzazione più importanti, viene effettuata sulla colata ed ha lo scopo di determinare l'esatta composizione della lega ed in particolare la percentuale di carbonio presente nel materiale.

▪ **analisi metallografiche:** esame macroscopico, esame microscopico, determinazione delle inclusioni non metalliche, modalità di attacco chimico ed elettrochimico. Con l'esame macroscopico si verifica presenza di cricche ed inclusioni e si valuta la saldabilità del materiale. L'esame microscopico consente invece di analizzare la struttura cristallina e le dimensioni dei grani.

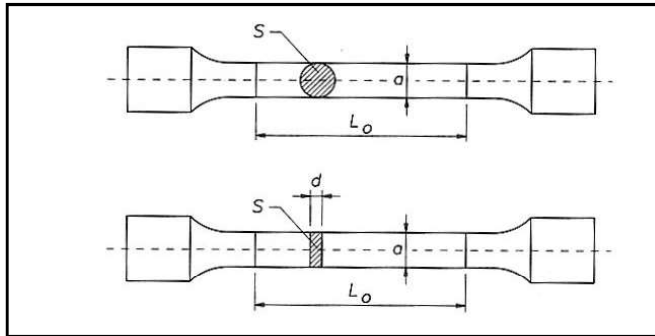


Stringler longitudinali di inclusioni (esame macroscopico).

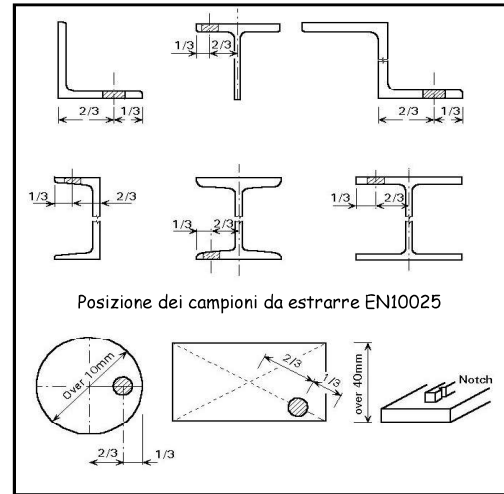


Microstruttura di acciaio laminato a caldo 0.2% C (attacco chimico).

▪ **La prova di trazione:** consente di ottenere informazioni significative sul materiale: la **tensione di rottura f_t** , la **tensione di snervamento f_y** , l'**allungamento percentuale a rottura $A_0\%$** , il **tipo di rottura**, il **limite di proporzionalità e di elasticità** ed il **modulo elastico E** .



Tipiche provette per prodotti laminati.



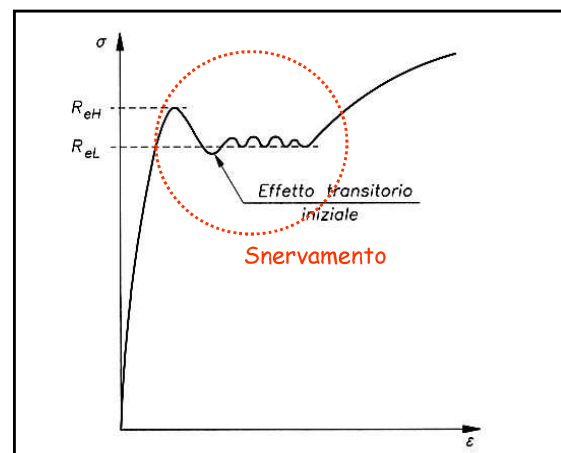
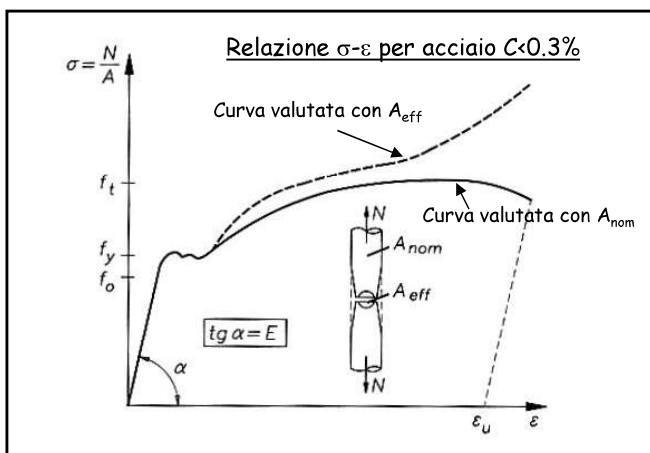
Posizione dei campioni da estrarre EN10025

La tensione σ viene valutata dividendo il carico applicato per l'area nominale della sezione trasversale (A_{nom}) mentre la deformazione ε è stimata sulla base della variazione della lunghezza iniziale tra i riferimenti Δ :

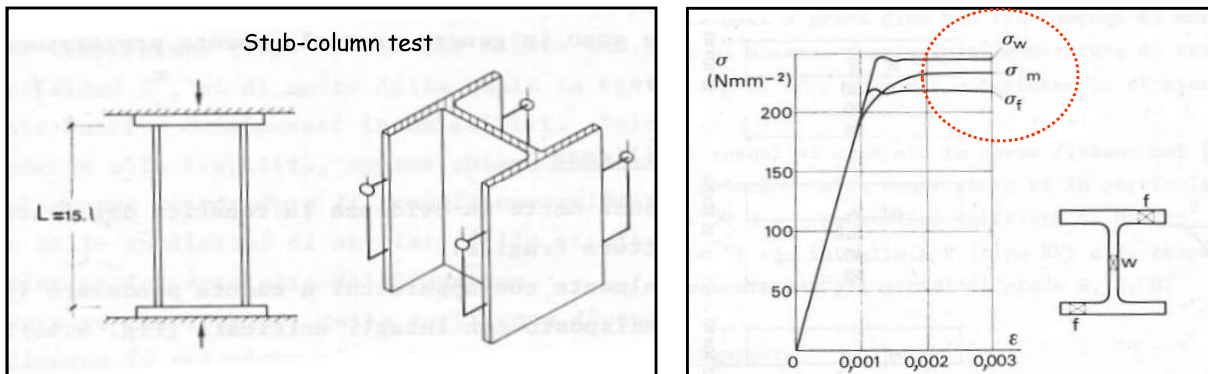
$$\varepsilon = \frac{\Delta}{L_0} = \frac{L_d - L_0}{L_0}$$

L_d rappresenta la distanza tra i riferimenti durante la prova in corrispondenza del livello di carico applicato.

Per gli acciai da carpenteria la deformazione a rottura non deve essere inferiore ai limiti da normativa in modo da garantire un'adeguata capacità di subire sensibili deformazioni senza rotture fragili.

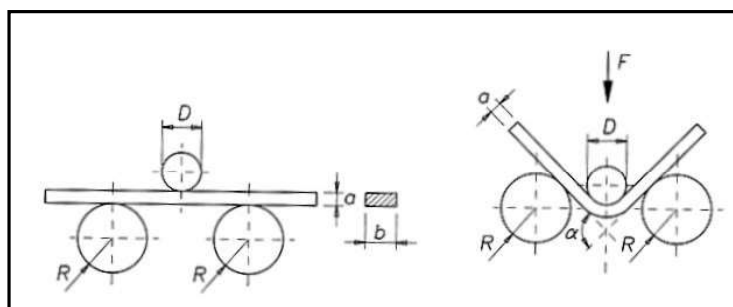


- **La prova di compressione globale:** tale prova viene effettuata su tronchi di profilati sufficientemente corti in modo da non essere influenzati da fenomeni di instabilità locale. Il test fornisce le **caratteristiche meccaniche dell'acciaio mediate rispetto alle imperfezioni strutturali del profilato: tensioni residue e non omogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle varie componenti dell'elemento** (ali, anima etc.).



Il diagramma σ - ϵ ottenuto dalla prova di compressione globale (stub-column test) presenta in genere una tensione limite di proporzionalità più bassa rispetto a quella corrispondente alla prova di trazione su singoli provini. Ciò è dovuto alla presenza di imperfezioni strutturali che rivestono un ruolo degradante sulla resistenza dei profilati.

- **La prova di piegamento:** la prova di piegamento serve per valutare la capacità del materiale di sopportare significative **deformazioni plastiche a freddo senza rompersi**.



La provetta usualmente di forma rettangolare viene assoggettata a flessione continua senza inversione della forza. Al termine della prova il campione viene esaminato sulla faccia esterna della parte piegata per rilevare l'eventuale presenza di screpolature o fenditure. Le deformazioni ottenute confermano in genere i valori dell'allungamento a rottura della prova di trazione.

8.3. Metodi di verifica della sicurezza

8.3.1. Metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo CNR 10011-97, D.M.14/02/92

La sicurezza è garantita se, in ogni sezione di tutti gli elementi che costituiscono la struttura, lo stato tensionale non supera un valore limite accettabile detto "**tensione ammissibile**"

$$\sigma_{id} < \sigma_{amm}$$

(nel caso di stato di sforzo monoassiale: $\sigma < \sigma_{amm}$).

Il metodo richiede la valutazione:

- delle tensioni massime che la struttura dovrà sopportare durante la sua vita di esercizio;
- della resistenza del materiale, rappresentata dalla σ_{amm}

$$\sigma_{amm} = \frac{f_y}{\gamma}$$

Materiale	σ_{adm} N/mm ²		τ_{adm} [N/mm ²]	
	$t \leq 40$	$t > 40$	$t \leq 40$	$t > 40$
Fe 360 (S 235)	160	140	92	80
Fe 430 (S 275)	190	170	109	98
Fe 510 (S 355)	240	210	138	121

8.3.2. Metodo di verifica agli Stati Limite, secondo D.M. 2018

Lo **stato limite ultimo** corrisponde al valore estremo della capacità portante (limite di collasso) o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone (quali ribaltamento e instabilità).

Lo **stato limite di esercizio** è uno stato al di là del quale non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti; comprende quindi situazioni che comportano un rapido deterioramento della struttura o la perdita della funzionalità (deformazioni eccessive, vibrazioni ecc.).

8.3.2.1. Stati Limite Ultimi SLU

Secondo il metodo semiprobabilistico, la verifica allo stato limite ultimo può essere applicata nelle seguenti versioni:

- **stato limite elastico della sezione** (analisi elastica - analogo alle T.A.)
- **stato limite plastico della sezione** (analisi elastica)
- **stato limite di collasso plastico della struttura** (analisi rigido plastica)

$$R_d \geq S_d$$

Il valore di progetto R_d di una proprietà del materiale viene definito come:

$$R_d = R_k / \gamma_{mj}$$

dove R_k e γ_{mj} rappresentano rispettivamente il valore caratteristico e il suo coefficiente parziale di sicurezza, tale coefficiente dipende essenzialmente dalla resistenza che si considera (elastica, plastica ..).

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Nel caso di stati piani pluriassiali deve essere verificato che:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq f_d$$

Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_{vk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{vk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235 (Fe360)	235	360	215	360
S 275 (Fe430)	275	430	255	410
S 355 (Fe510)	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Stato limite elastico della sezione

- si definiscono le azioni di calcolo F_d ;
- si calcolano mediante **analisi elastica** le sollecitazioni di calcolo S_d (M_d , T_d , N_d);
- si verifica che $S_d \leq R_d$ oppure $\sigma_{id}(S_d) \leq f_d = f_k/\gamma_M$

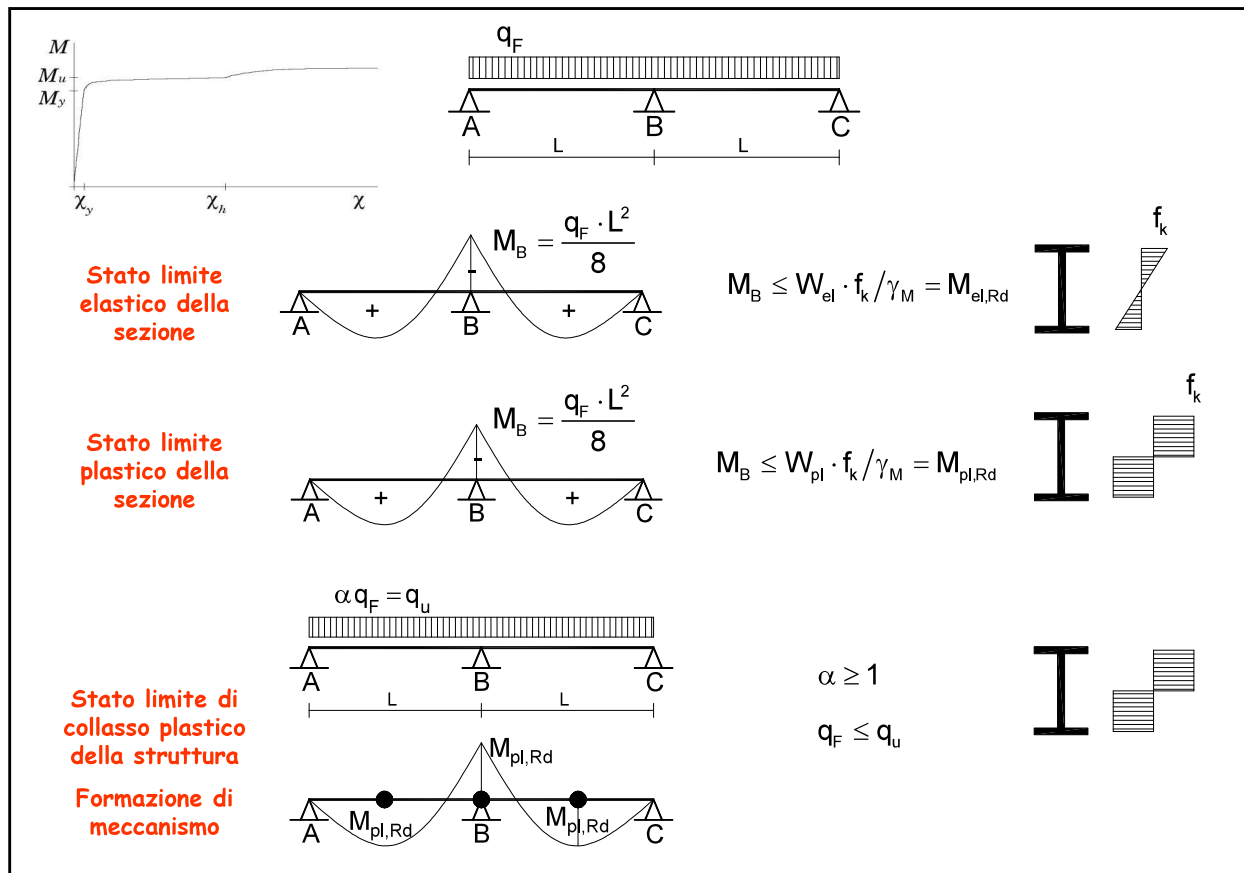
Con tale metodo di verifica è possibile operare nello spazio delle sollecitazioni verificando che $S(\gamma_F, F_k) \leq R(f_k, \gamma_M)$ o nello spazio delle tensioni, in questo caso il prodotto $\gamma_F \gamma_M$ è prossimo al coefficiente di sicurezza del metodo delle tensioni ammissibili.

Stato limite plastico della sezione

Questo calcolo è possibile quando le sezioni e i collegamenti consentono di superare il limite elastico e raggiungere il limite plastico senza che prima intervengano fenomeni di instabilità (locale).

- si definiscono le azioni di calcolo F_d ;
- si calcolano mediante analisi elastica le sollecitazioni di calcolo S_d (M_d , T_d , N_d);
- si valuta R_d considerando un comportamento $\sigma - \epsilon$ di tipo **elastico-perfettamente plastico**
- si verifica che $S_d \leq R_d$

N.B.: non sono possibili ridistribuzioni degli sforzi nella struttura ma solo nella sezione.



Stato limite di collasso plastico della struttura - Formazione di meccanismo

Questo calcolo è possibile quando le sezioni, i collegamenti o il tipo di struttura (a nodi fissi) consentono una **ridistribuzione delle sollecitazioni nella struttura** senza che prima intervengano fenomeni di instabilità. E' quindi richiesta una **prefissata duttilità nelle sezioni e nei collegamenti**.

- si definiscono le azioni di calcolo F_d ;
- si calcolano le sollecitazioni di calcolo $S_d (M_d, T_d, N_d)$;
- si valuta $R_d (f_d)$ nelle sezioni maggiormente sollecitate;
- **calcolo il moltiplicatore di carico α in corrispondenza del collasso;**
- **verifico $\alpha \geq 1$**

E' possibile effettuare anche un'analisi lineare semplificata con redistribuzione dei momenti massimi (15%).

È possibile, assumendo come S.L.U. quello di collasso della struttura, effettuare un'analisi non lineare al passo mediante codici di calcolo opportuni che permettono di determinare il carico di collasso tenendo conto anche degli effetti del 2° ordine.

8.3.2.2. Stati Limite di Esercizio o Servizio SLE

In condizioni di esercizio lo stato tensionale è ben distante dai valori di rottura, perciò la legge costitutiva σ - ϵ del materiale ed il metodo di analisi strutturale adottato sono sempre lineari.

In quanto ai carichi, si utilizzano per essi valori aventi una probabilità di essere superati maggiore rispetto a quelli utilizzati per le verifiche allo stato limite ultimo (e quindi più bassi).

Si distinguono condizioni di carico **rare, frequenti o quasi permanenti**, con probabilità di superamento via via maggiori e valori del carico progressivamente minori.

Anche in questo caso la verifica è positiva se

$$R_d \geq S_d$$

Relativamente agli Stati Limite di :

- Deformazione
- Vibrazione
- Plasticizzazioni locali, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- Scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza,

8.4. Tipologie Strutturali

- Osservazioni preliminari;
- edifici monopiano (industriali): tipologie strutturali;
- edifici multipiano: tipologie strutturali;
- la classificazione dei sistemi strutturali e metodi di calcolo.

8.4.1. Osservazioni preliminari

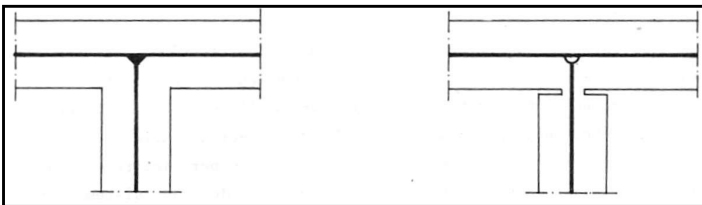


La tipologia di una struttura in acciaio è fortemente influenzata **dalla sequenza di costruzione**:

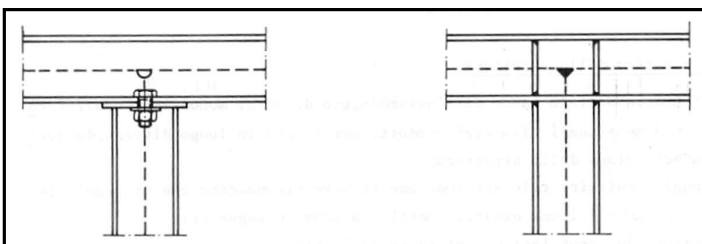
- produzione dei profilati e delle lamiere in Acciaieria;
- trasformazione dei profilati e di lamiere in elementi strutturali complessi **preassemblati** in Carpenteria Metallica;
- **trasporto e montaggio** dei complessi strutturali in Cantiere.

Confronto fra strutture in c.a. e strutture in acciaio.

- Le strutture in c.a. vengono realizzate completamente in cantiere tramite getto in casseforme, pertanto la **struttura che ne deriva risulta monolitica e fortemente iperstatica**;
- le strutture in acciaio nascono **dall'assemblaggio di pezzi diversi e pertanto il grado di vincolo mutuo tende ad essere il minore possibile.**



Il vincolo tra elementi in c.a. risulta **rigido** (le rotazioni relative sono trascurabili); se si desidera declassarlo (permettere una maggiore libertà di spostamento relativo) è necessario intervenire con adeguati accorgimenti costruttivi.

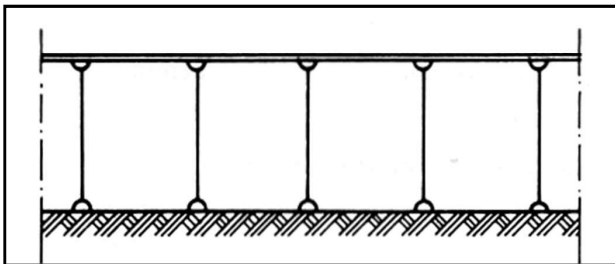


Per realizzare una maggiore solidarietà strutturale è necessario ricorrere a **lavorazioni complicate ed economicamente onerose.**

nodo incernierato

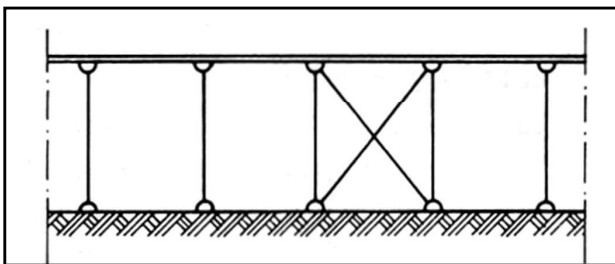
nodo rigido

La necessità economica di contenere al minimo indispensabile le lavorazioni e di rendere spedito ed agevole il lavoro di montaggio (prefabbricazione) comporta una semplificazione delle giunzioni che si ripercuote sul grado di vincolo fra le aste che compongono la struttura



struttura labile

La concezione della struttura e delle sue giunzioni può portare a delle [soluzioni labili](#).

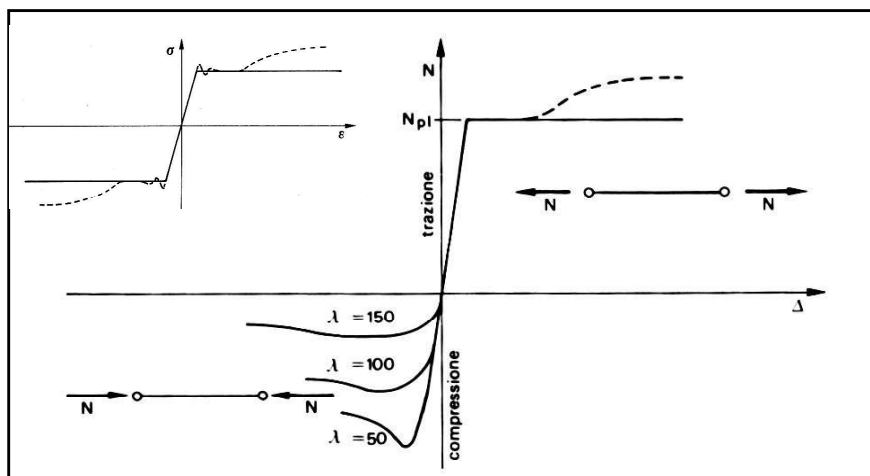


struttura isostatica

Pertanto risulta necessario intervenire mediante l'introduzione di opportuni elementi strutturali ([controventi](#)) per rendere la struttura isostatica e quindi in grado di resistere sia ad azioni verticali che a carichi diretti orizzontalmente.

Stabilità degli elementi strutturali.

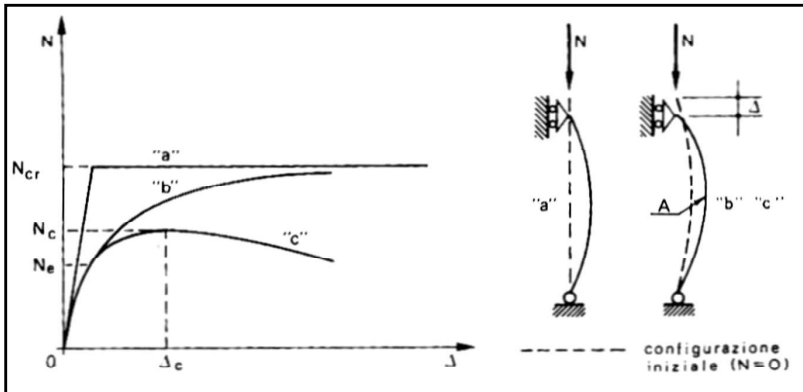
L'acciaio è un materiale dotato di [legge costitutiva simmetrica a trazione e a compressione](#). Un elemento strutturale in acciaio può essere caratterizzato da un comportamento [non simmetrico a causa dei fenomeni connessi alla stabilità dell'equilibrio](#).



Un'asta soggetta ad azione assiale N costituisce un elemento strutturale con [legame costitutivo \$N\(\Delta\)\$ non simmetrico](#). A trazione può considerarsi con buona approssimazione di tipo elastoplastico, mentre a compressione il legame è curvilineo e il suo limite massimo dipende dalla snellezza e dalle imperfezioni geometriche e strutturali dell'asta.

Asta caricata di punta.

Se l'asta è inizialmente rettilinea e compressa da un carico perfettamente centrato ed il materiale che la compone è indefinitamente elastico, allora l'asta rimane dritta e si accorcia in virtù della propria deformabilità assiale (EA) fino al raggiungimento del **carico critico euleriano N_{cr}** che definisce il collasso per instabilità dell'asta. Le "aste reali" sono caratterizzate da imperfezioni geometriche pertanto il loro comportamento sotto un carico di compressione N , nell'ipotesi di materiale elastico, risulta non lineare (curva b) in quanto al regime assiale si sovrappone uno stato flessionale causato dallo scostamento dell'asta dalla linea di azione del carico esterno. **Il carico critico euleriano N_{cr} rappresenta ancora il valore asintotico del carico che l'asta può sopportare.**



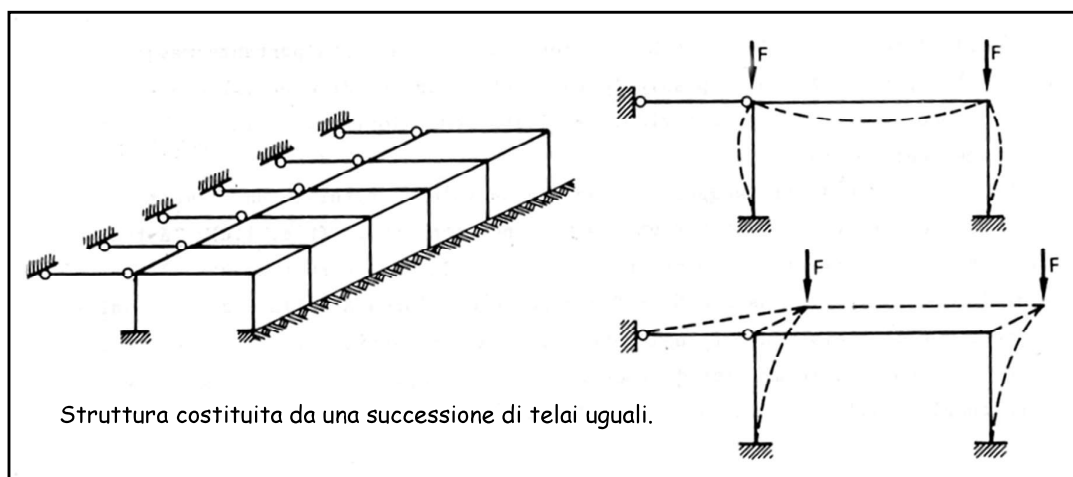
L'acciaio non è un materiale indefinitamente elastico. Il comportamento di un'asta reale può essere caratterizzato da un valore del carico ultimo sensibilmente inferiore al valore critico euleriano. Una volta raggiunto il carico N_e corrispondente al raggiungimento del limite elastico nella fibra maggiormente sollecitata l'asta evolve in campo elasto-plastico (curva c).

Asta caratterizzata da un collasso per instabilità elasto-plastica.

Comportamento delle strutture nello spazio.

Le strutture in acciaio devono essere analizzate considerando il **loro comportamento strutturale nello spazio tridimensionale**. Solo in questo modo è possibile intervenire su ogni possibile forma di labilità strutturale e valutare in modo corretto i fenomeni di instabilità che possono interessare tutti gli elementi o parti di elemento compressi.

Nel caso della struttura in esame lo stato tensionale dovuto all'azione dei carichi esterni è analizzabile mediante un sistema piano, mentre [gli effetti dell'instabilità vanno valutati sia nel piano che fuori piano.](#)

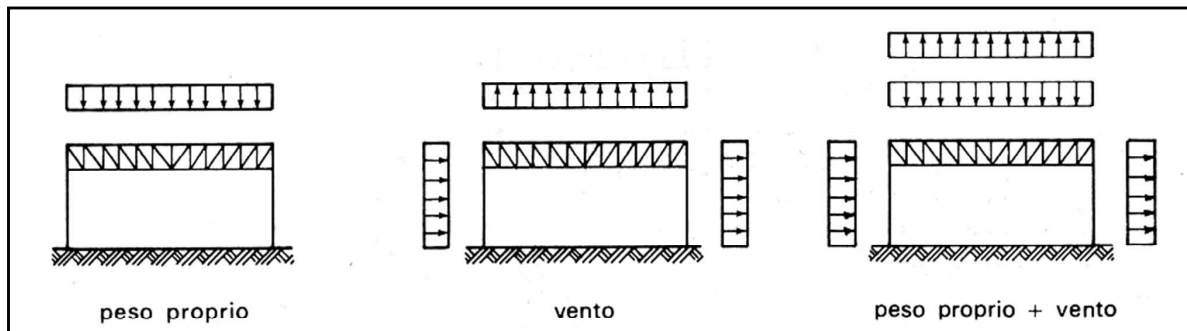


Struttura costituita da una successione di telai uguali.

Effetti del peso proprio.

L'acciaio è caratterizzato da un rapporto molto vantaggioso fra peso specifico e resistenza, ne risulta che nel dimensionamento delle strutture in acciaio gli effetti del peso strutturale spesso possono essere trascurati.

Nell'analisi di coperture leggere diventa fondamentale la corretta modellazione dei carichi accidentali: carico da neve e carico da vento. Se si analizza l'entità del carico da neve si evince come questo rappresenti un valore superiore anche di un ordine rispetto al peso proprio: una errata valutazione dell'entità di questo carico può portare al crollo della struttura



Il carico da vento produce una depressione in copertura che può essere rappresentata da una pressione normale diretta nel verso opposto all'azione gravitazionale e di entità che spesso risulta superiore al carico permanente in copertura. Nelle strutture metalliche di copertura si può creare una inversione nel segno delle azioni interne nelle membrature componenti. Aste di elevata snellezza, dimensionare come tese, possono collassare se sollecitate da un'azione assiale anche se di modesta entità.

Deformabilità degli elementi strutturali in acciaio.

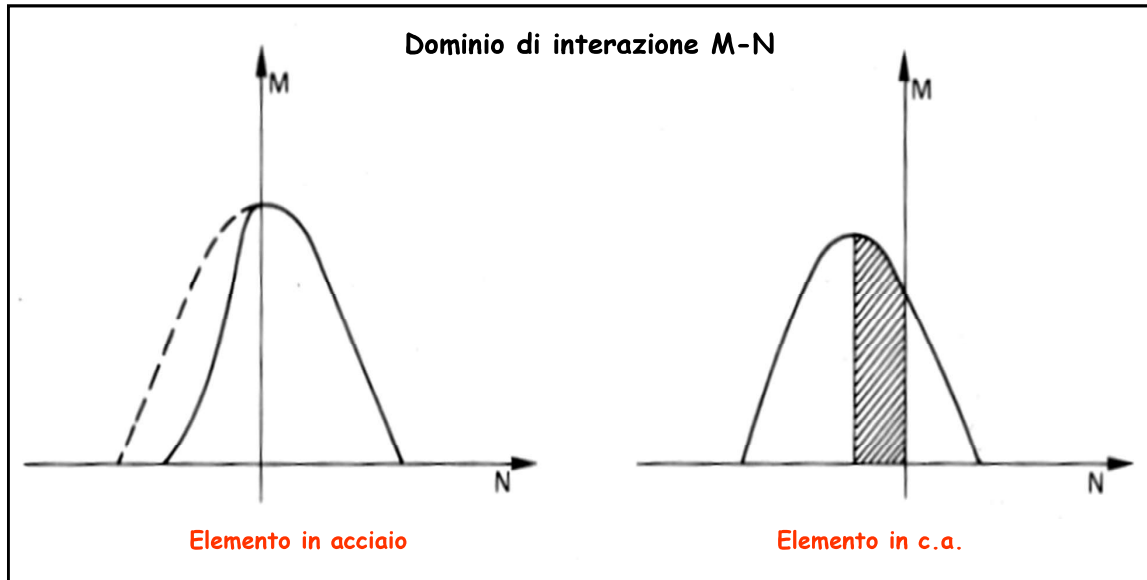
Le strutture in acciaio sono caratterizzate da una elevata deformabilità in esercizio (S.L.E), deformabilità che può risultare incompatibile con la corretta utilizzazione della struttura.

Le limitazioni della deformabilità possono, in molti casi, essere più condizionanti delle verifiche di resistenza; esse quindi costituiscono dei notevoli vincoli progettuali soprattutto quando si utilizza la struttura metallica assieme ad altri elementi costruttivi che richiedono, per la loro buona funzionalità, strutture non molto deformabili: pareti di facciata, divisori di laterizio poggianti su solai o travi metalliche.

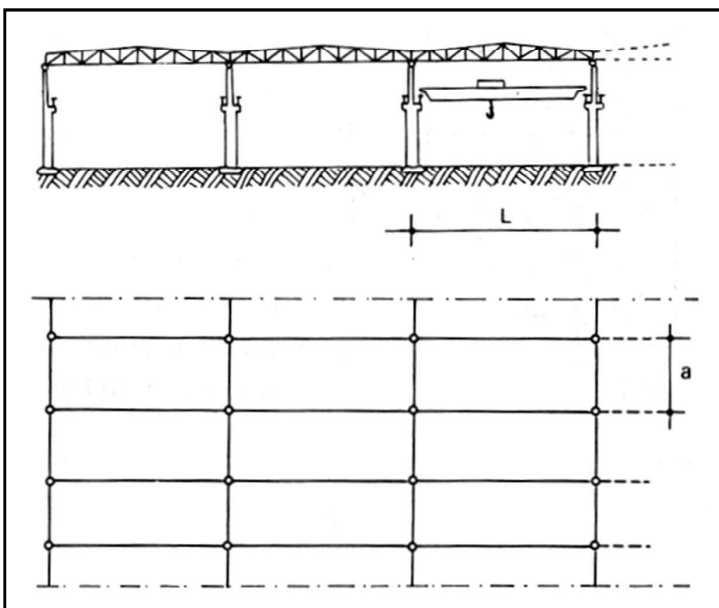
Interazione fra momento flettente e azione assiale.

Il molte tipologie strutturali (strutture intelaiate) gli elementi verticali sono compressi per effetto dei carichi verticali ed inflessi per effetto delle forze orizzontali.

Nelle strutture metalliche l'interazione fra momento flettente e azione assiale è sempre sfavorevole e per snellezze elevate, per effetto dei fenomeni di instabilità, estremamente penalizzante. Nel caso di strutture in acciaio, a differenza di elementi in c.a., la presenza di momento flettente fa sempre diminuire la capacità portante nei confronti di azioni assiali.

**8.4.2. Edifici monopiano (industriali): tipologie strutturali**

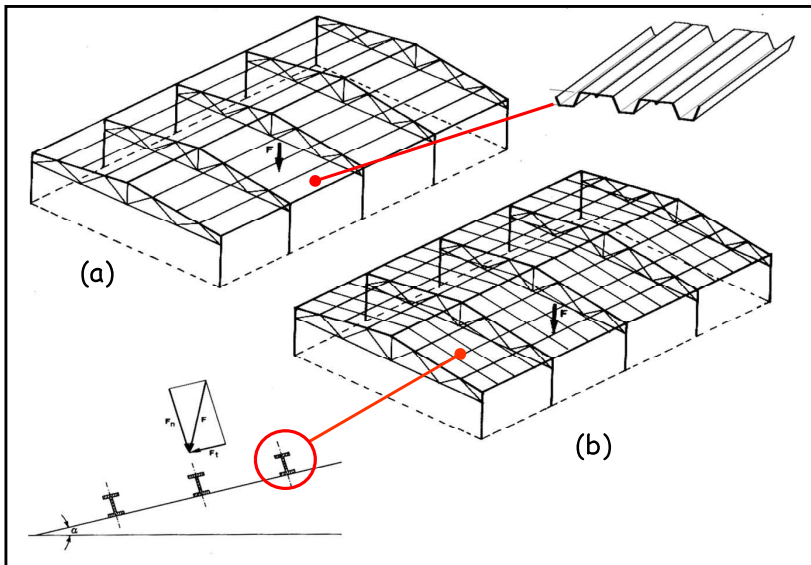
Si considerano edifici di forma rettangolare, ad una o più campate, **destinati a depositi, a lavorazioni industriali, ad attività ricreative**. Generalmente, nel caso di strutture ordinarie, l'interasse longitudinale a tra le colonne varia tra 4 e 16m, mentre quello trasversale L è compreso tra 15 e 30m. L'altezza libera interna supera i 6m e spesso è installato un carroponete.



Lo schema statico più ricorrente è quello che presenta **telai trasversali composti da colonne incastrate al piede e collegate in testa da travi reticolari o da travi a parete piena**. Le travi a parete piena, generalmente della serie IPE o saldate, possono essere vincolate alle colonne sia a cerniera che ad incastro. Il vincolo a cerniera, iperstatico rispetto ai carichi orizzontali, è preferibile rispetto allo schema isostatico di cerniera e carrello in quanto presenta il vantaggio di far partecipare in modo efficace le colonne alla resistenza alle azioni da vento e di evitare la fuoriuscita delle travi di copertura dalle sedi di appoggio in caso di azioni sismiche.

Sistema resistente ai carichi verticali

I carichi verticali vengono riportati sulle travi principali attraverso elementi inflessi secondari. Questi possono essere costituiti dagli stessi elementi coprenti (a) o da travi secondarie o arcarecci (b).

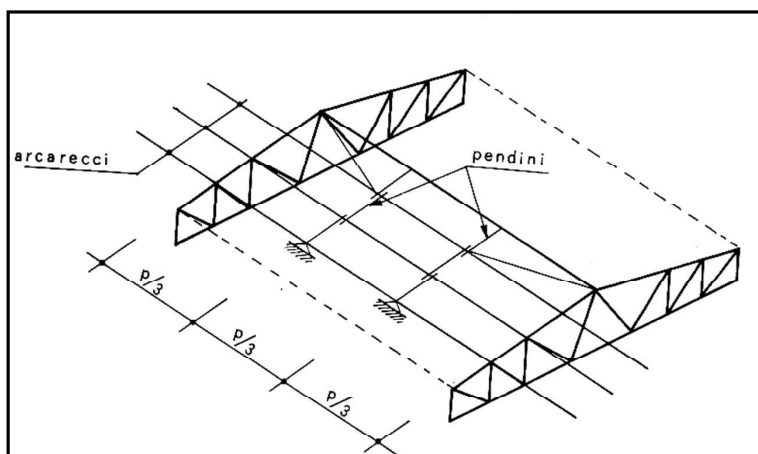


Gli elementi coprenti sono generalmente costituiti da **lastre nervate in lamiera zincata**, su tali lastre si dispongono uno strato coibente ed uno impermeabilizzante (in alternativa si possono utilizzare dei **pannelli sandwich**). Lo spessore delle lamiere varia tra 0.6 e 1.5 mm e l'altezza delle nervature è compresa tra 28 e 55 mm. Con lamiera da 55 mm è possibile coprire luci fino a 4 m. Recentemente sono state introdotte delle lamiere zincate dotate di un doppio ordine di piegature di irrigidimento aventi altezza di circa 200 mm. Con tali lamiere è possibile coprire luci fino a 10 m.

Elementi strutturali in Acciaio

Gli arcarecci sono travi prevalentemente inflesse, talvolta nei due piani principali di inerzia a causa della pendenza del tetto.

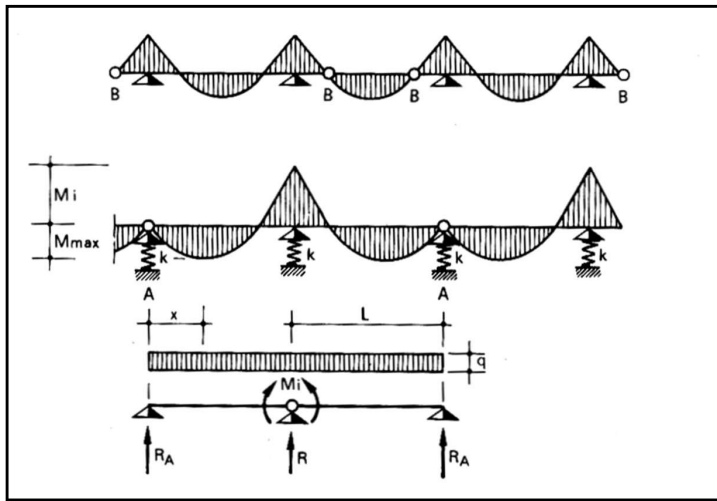
I profilati più adottati sono quelli della serie IPE ed UPN o ricavati a piegatura a freddo della lamiera. Di pregevole effetto sono le travi alveolari aventi fori circolari o esagonali. Il dimensionamento degli arcarecci può risultare condizionato dalle tensioni prodotte dalla **flessione deviata**, in questo caso si possono disporre dei tiranti di sospensione a metà o ai terzi della campata che vanno devianti in sommità per riportare alle travi la componente del carico da essi assorbita.



Nel piano di falda l'arcareccio può essere schematizzato come una trave su più appoggi. Nel piano normale alla falda (piano verticale) l'interasse fra le travi non permette in genere di superare con un unico elemento più di due campi, **la lunghezza commerciale dei profilati non supera, infatti, i 12 m**.

Di norma, si adottano i seguenti schemi statici longitudinali:

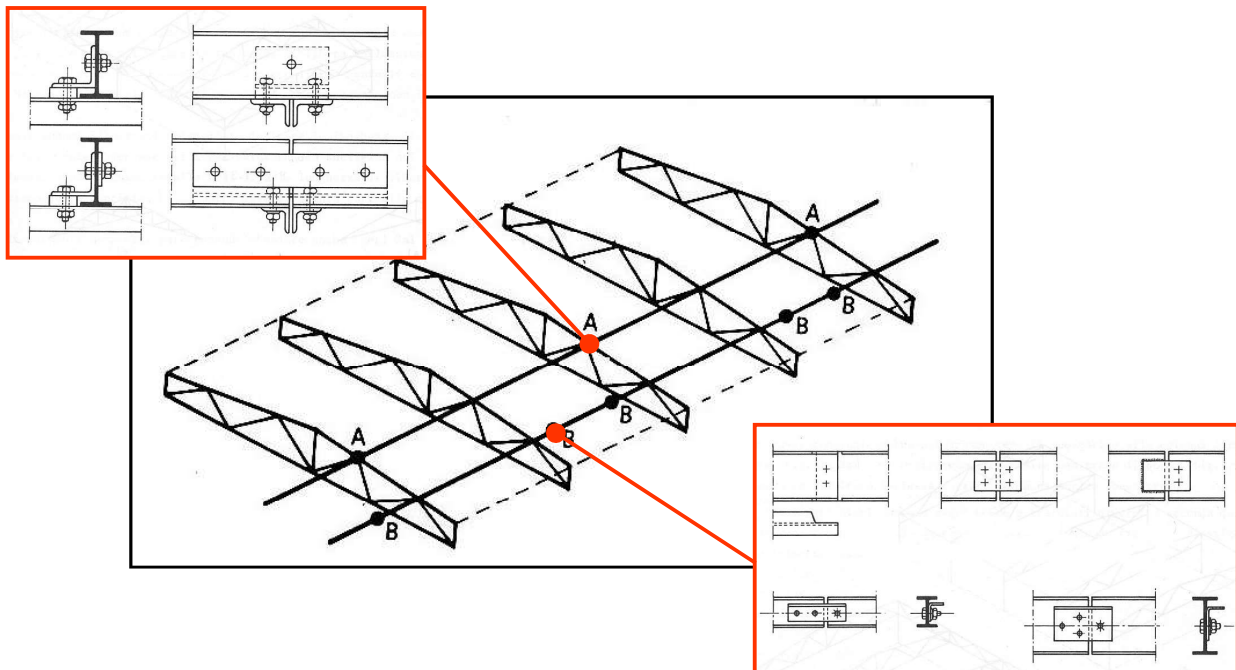
- appoggio alle estremità, di semplice esecuzione;
- trave Gerber, le giunzioni sono localizzate in campata in punti opportuni;
- trave continua in presenza di strutture principali ravvicinate.



Nel caso di giunzioni in corrispondenza degli appoggi, il comportamento dell'arcareccio potrà essere ricondotto a quello di una trave su appoggi elastici la cui rigidezza dipende dalla geometria delle travi principali e dalla posizione dell'arcareccio stesso lungo la trave principale (distanza dagli appoggi).

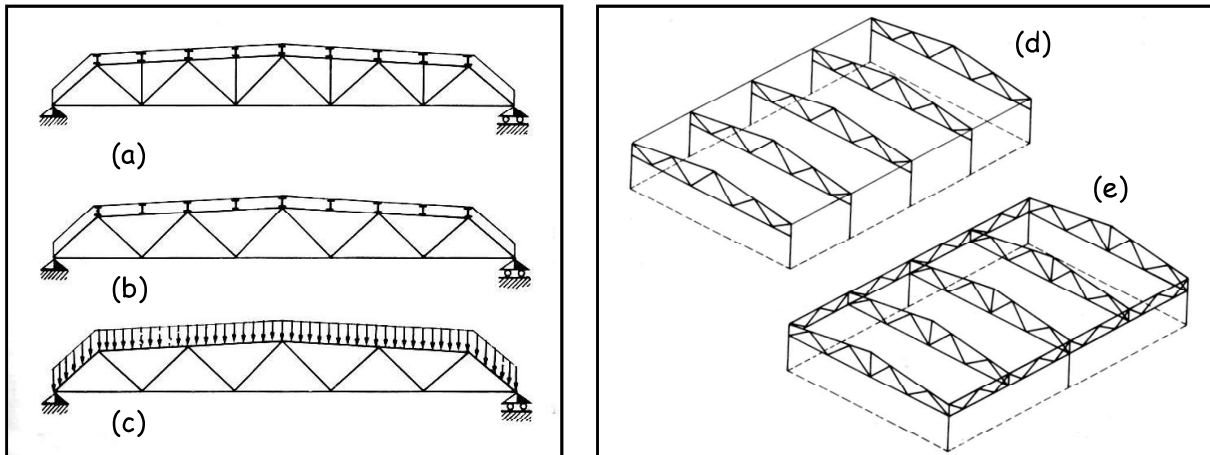
In generale anche la più sofisticata analisi elastica non è in grado di cogliere la reale distribuzione dei momenti flettenti presenti negli arcarecci.

Si può assumere, sempre a favore di sicurezza, una qualsiasi soluzione equilibrata per l'arcareccio, purché si dimensionino le travi principali sottostanti per il valore del carico R corrispondente alla distribuzione dei momenti impiegata per dimensionare l'arcareccio stesso.



Per semplificare le giunzioni fra i vari elementi dello stesso arcareccio (pt.i A e B) si è soliti utilizzare un collegamento che interessi la sola anima del profilato.

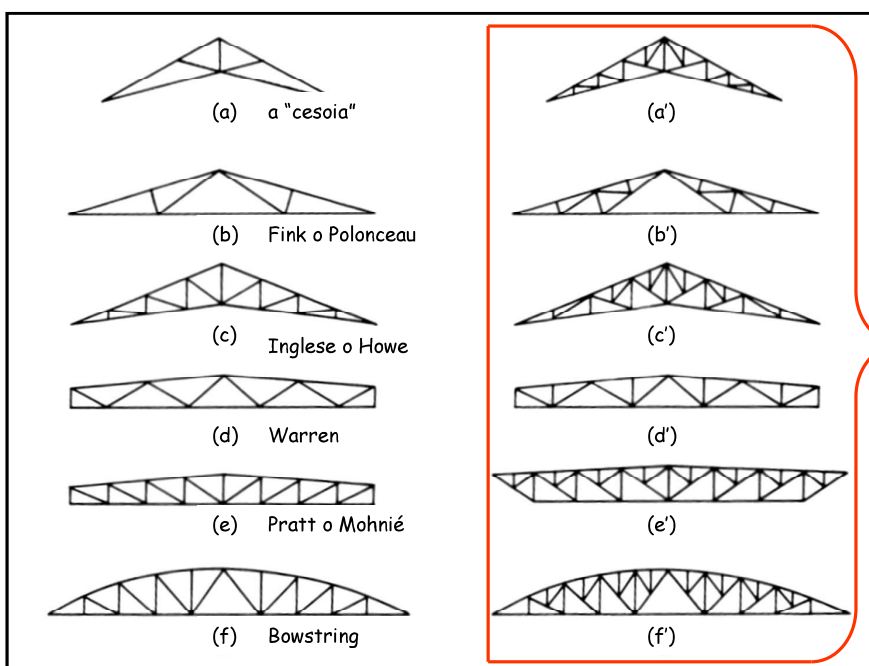
Gli arcarecci trasmettono il carico verticale sulla travi principali: queste possono venir realizzate a parete piena (di altezza contenuta), o reticolari (più leggere). Un notevole vantaggio delle travi reticolari deriva dal poter sagomare il corrente superiore a doppia pendenza (2-15%), legata alla necessità di impermeabilizzare la copertura.



Nel caso di trave principale reticolare, la briglia superiore risulta per lo più compressa se gli arcarecci cadono sui nodi (a), pressoinflessa se essi sono disposti fuori nodo (b) o se l'elemento coprente trasmette direttamente il carico alla trave reticolare (c).

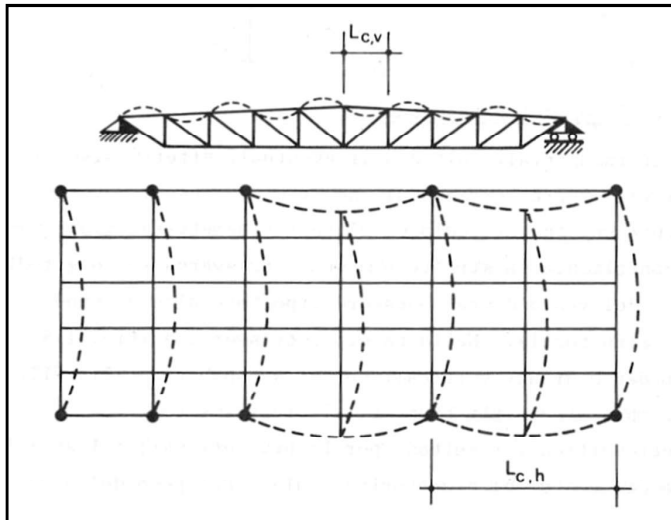
La trave principale potrà poi trasmettere la sua reazione direttamente (d) o indirettamente (e) alle colonne, nel secondo caso sarà presente una trave di bordo.

Le travi reticolari possono avere forme e tracciati diversi a seconda delle diverse esigenze progettuali. Tra gli schemi statici risulta particolarmente vantaggiosa la capriata Pratt o Mohnie avente le aste di parete compresse di minore lunghezza rispetto quelle tese.



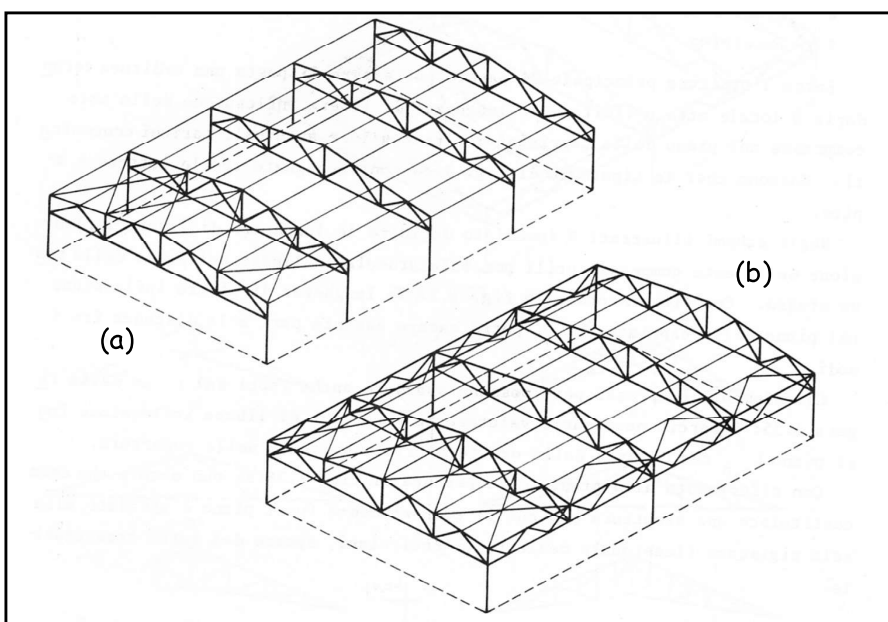
Entro l'orditura principale di parete può essere disposta una orditura secondaria atta a limitare le lunghezze di libera inflessione delle aste compresse nel piano della capriata e a sostenere eventuali carichi concentrati.

Nella valutazione della capacità portante degli elementi compressi delle travi reticolari principali è necessario **calcolare la lunghezza di libera inflessione sia nel piano verticale (piano della trave reticolare) che nel piano orizzontale**. Nel primo caso la lunghezza di libera inflessione $L_{c,v}$ può essere assunta pari alla distanza fra i nodi, mentre nel secondo caso dipende dall'orditura tridimensionale della copertura.



Se non vengono introdotti adeguati dispositivi di controvento la lunghezza libera di inflessione della briglia compressa fuori piano è rappresentata dall'intera luce di calcolo. Infatti gli arcarecci possono essere schematizzati, nel piano orizzontale, come delle bielle che collegano le varie travi, con questo schema non è possibile escludere uno sbandamento instabile di tutte le travi.

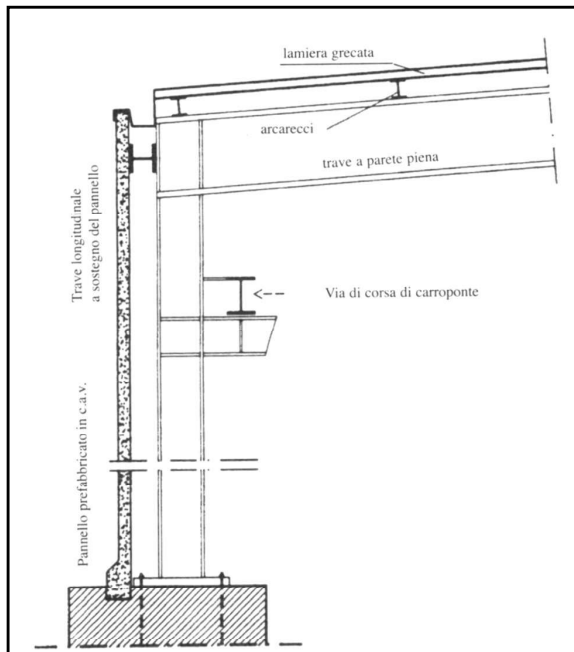
Nel caso di coperture con tutte le travi principali reticolari che appoggiano direttamente su colonne, è sufficiente, per ridurre sensibilmente la lunghezza di libera inflessione della briglia compressa, predisporre un **controvento di falda trasversale** (a). Mentre nel caso di travi principali che appoggiano anche su travi di bordo è necessario inserire un ulteriore **controvento di falda longitudinale** (b).



Queste controventature, indispensabili per limitare i pericoli connessi all'instabilità delle aste compresse dagli effetti dei carichi verticali, **sono necessarie anche per resistere agli effetti dei carichi orizzontali (vento)**.

Sistema resistente ai carichi orizzontali

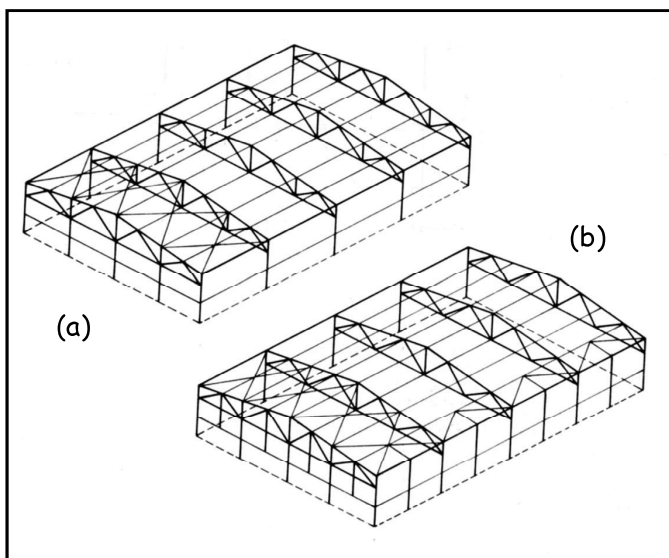
Negli edifici industriali, oltre agli eventuali **effetti sismici**, devono essere considerati i **carichi orizzontali da vento e quelli dovuti allo scorrimento del carro ponte**. In particolare i carichi da vento devono essere riportati alle colonne attraverso un opportuno ordito strutturale che è condizionato dal tipo di tamponamento.



Attualmente si impiegano, come elementi di tamponamento perimetrale, **lastre sandwich coibentate** (aventi uno o entrambi i paramenti in lamiera d'acciaio preverniciata) o in alternativa si utilizzano **pareti prefabbricate in cemento armato vibrato aventi altezza pari a quella dell'edificio**. Nel secondo caso è sufficiente disporre un vincolo al piede del pannello il quale assorbe tutto il carico verticale e metà della spinta orizzontale ed un secondo vincolo in testa al pannello, costituito da una trave la quale assorbe la rimanente metà spinta. In tal caso per l'azione del vento **la trave longitudinale a sostegno della parete è soggetta ad un carico orizzontale ed i pilastri perimetrali sono sollecitati da forze orizzontali concentrate in sommità**.

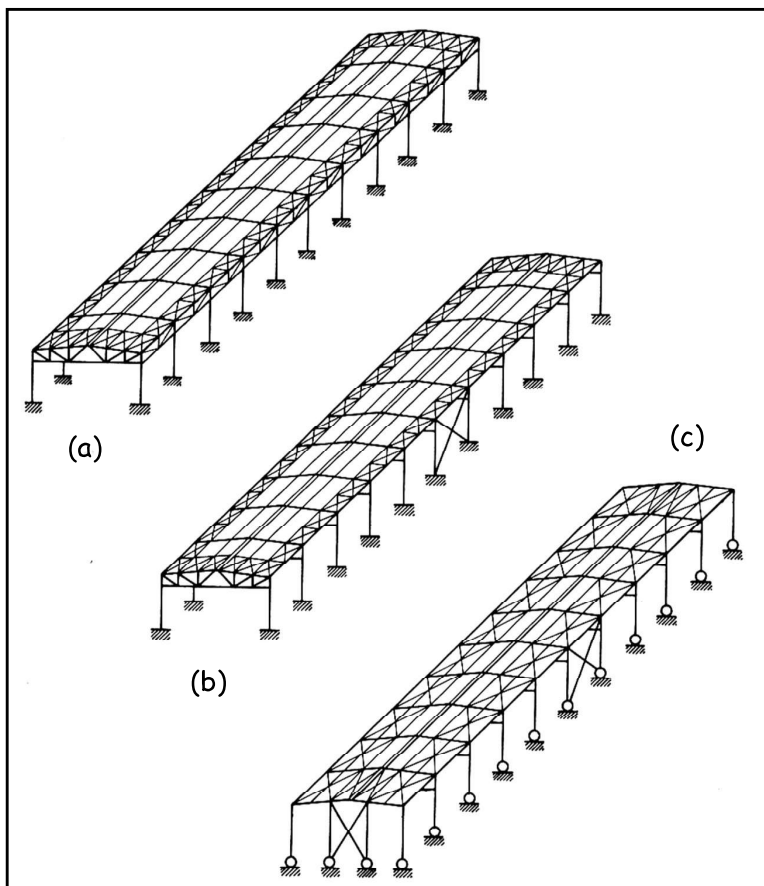
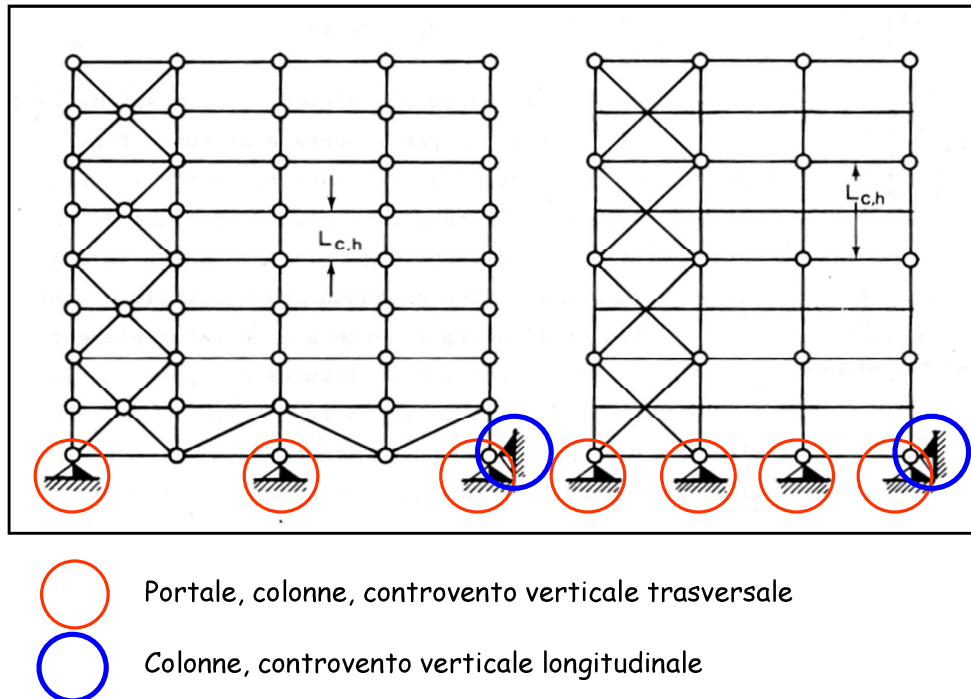
Elementi strutturali in Acciaio

Nel caso di tamponatura verticale con pannelli metallici, questi ultimi devono essere sostenuti da dei correnti (arcarecci di parete) disposti orizzontalmente sul perimetro tra le colonne (a).



Gli arcarecci di parete sono soggetti a flessione deviata per effetto del peso dei pannelli di tamponamento (carico verticale) e della pressione (depressione) da vento. Se le colonne sono notevolmente distanziate può risultare conveniente disporre uno o **due ritti verticali intermedi (b)**, i quali corrispondono a delle travi appoggiate a terra ed in corrispondenza dei nodi dei controventi di falda trasversale e longitudinale. Per effetto del carico orizzontale da vento i controventi di falda vengono sollecitati da carichi nodali orizzontali e si comportano come delle travi reticolari appoggiate in corrispondenza degli elementi verticali che riprendono le forze orizzontali: colonne e/o controventi verticali.

Per il corretto funzionamento strutturale è necessario garantire che la **struttura di copertura possa essere assunta infinitamente rigido nel proprio piano**. Questo viene garantito dalla **presenza dei controventi di falda** costituiti da travi reticolari vincolate in corrispondenza di strutture verticali che hanno lo scopo riportare i carichi orizzontali agenti in copertura fino in fondazione.



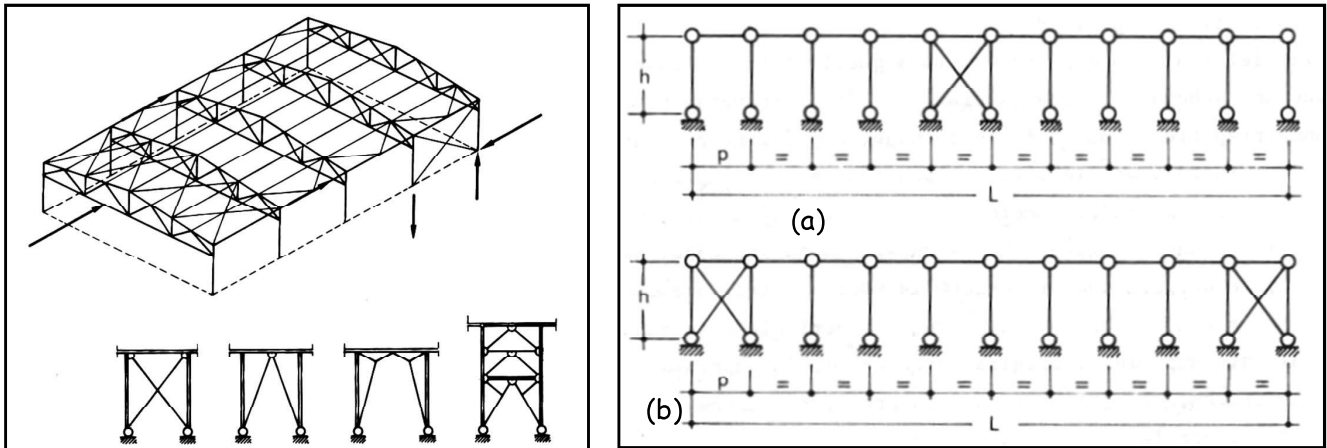
Le azioni orizzontali possono essere trasmesse dalla copertura (controventi di falda) alle fondazioni attraverso diversi schemi:

- telai in ambedue le direzioni (a);
- telai in direzione trasversale e controventi reticolari in direzione longitudinale (b);
- strutture di controvento reticolari in entrambe le direzioni (c).

La soluzione intelaiata nei due sensi penalizza le colonne quando queste sono realizzate con sezioni ad I (snellezza elevata nel piano di flessione debole); il terzo schema riduce sensibilmente il regime flessionale sulle colonne ma necessita di un'organizzazione a trave della copertura. La soluzione a telai in senso trasversale e controventi longitudinali è la più frequentemente utilizzata.

I **controventi longitudinali** sono destinati ad assorbire le forze orizzontali in direzione **longitudinale**. Il carico da vento viene trasferito ai controventi longitudinali attraverso l'arcareccio di bordo (o la trave di bordo reggi-pannelli) che risulta pertanto compresso.

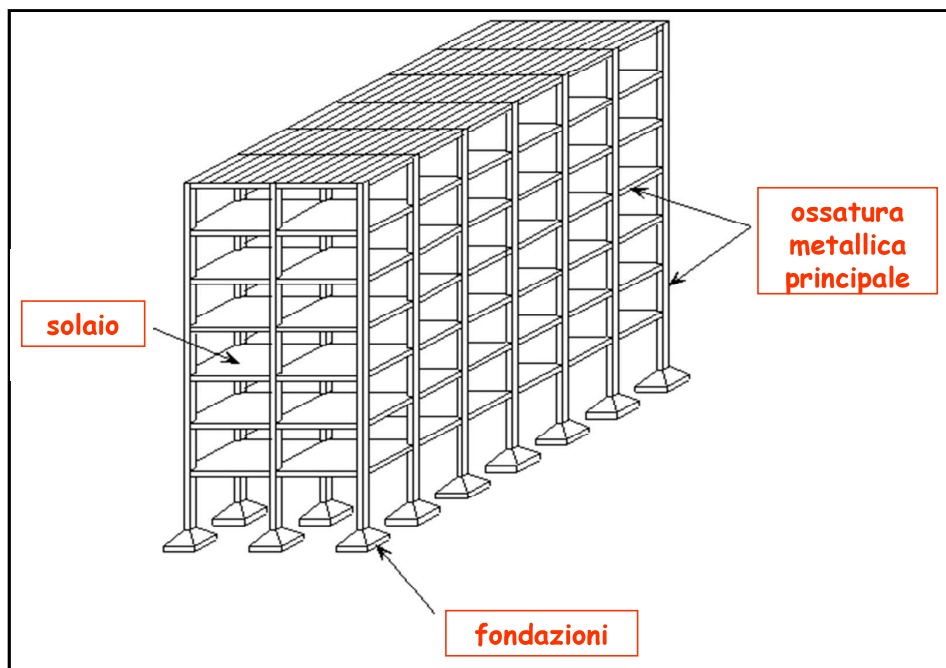
I controventi sono spesso disposti nelle campate centrali (a) delle file longitudinali e **si cerca di evitare il loro posizionamento nelle due campate terminali** (b) per non provocare la formazione di stati di coazione, dovuti a sbalzi termici che generano sforzi di compressione nelle membrature.



8.4.3. *Edifici multipiano: tipologie strutturali e classificazione*

Un **edificio multipiano** in acciaio è composto da tre componenti fondamentali:

i solai di piano, **l'ossatura portante principale** (travi e colonne in acciaio, eventuali sistemi di controvento verticali in acciaio o in c.a.) e le **fondazioni generalmente in c.a.**

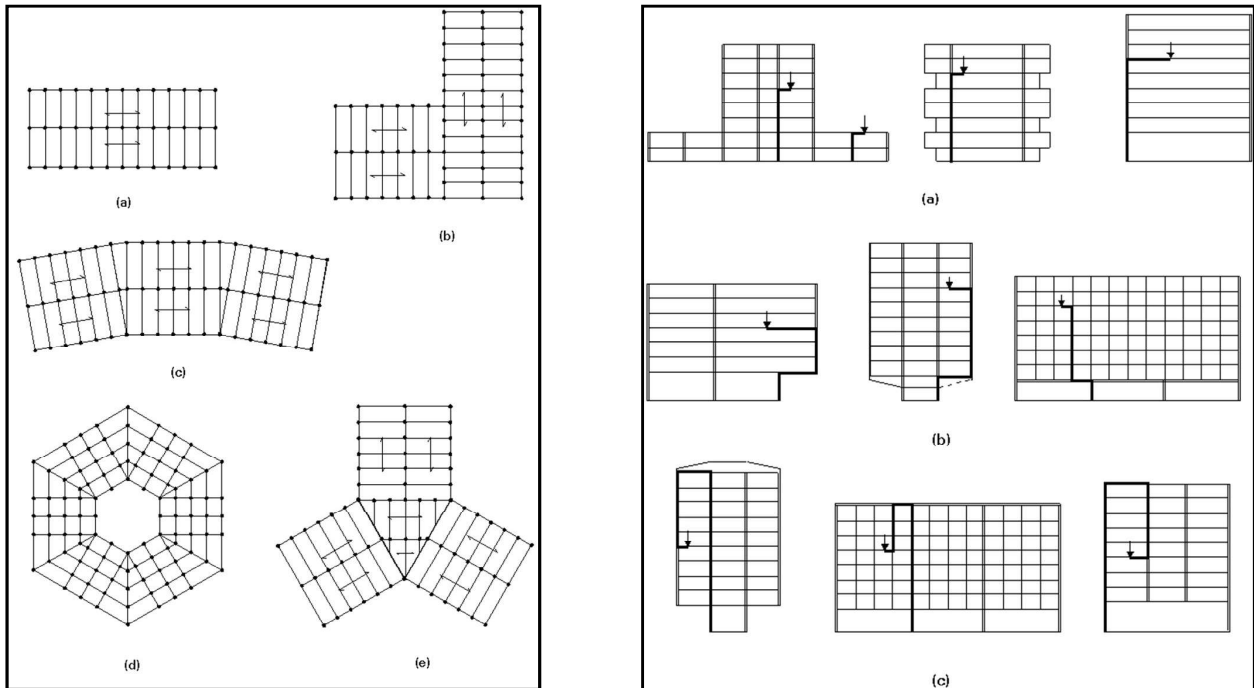


In molti casi le strutture multipiano in acciaio possono risultare più vantaggiose rispetto a quelle in cemento armato, in particolare questo si verifica:

- all'aumentare del numero di piani;
- in presenza di cattivi terreni di fondazione;
- per esigenze architettoniche o di rapidità esecutiva;
- in presenza di azioni sismiche.

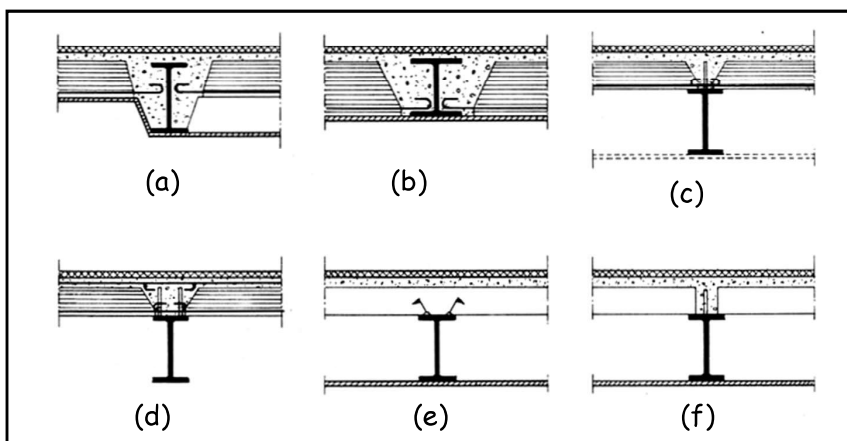
Sistema resistente ai carichi verticali

I carichi verticali vanno trasmessi dagli impalcanti di piano all'ossatura metallica principale che ha il compito di riportare le azioni sollecitanti fino in fondazione. La maglia strutturale viene definita in funzione del tipo di solaio e dalle condizioni di vincolo tra travi principali e colonne.



Solai di piano

I solai di piano rappresentano delle strutture secondarie che devono essere in grado di trasferire i carichi verticali che gravano direttamente su di esse alle strutture principali (travi).



I tipi a,b,c,d sono derivati dalla tecnologia del c.a. e richiedono generalmente l'esecuzione di banchinaggi intermedi e di collegamento tra le armature dei travetti e le travi di acciaio. Per tale motivo si utilizzano più frequentemente, negli edifici in acciaio, solai con lamiera grecata.

Attualmente i solai di edifici con struttura portante in acciaio vengono realizzati secondo diversi sistemi:

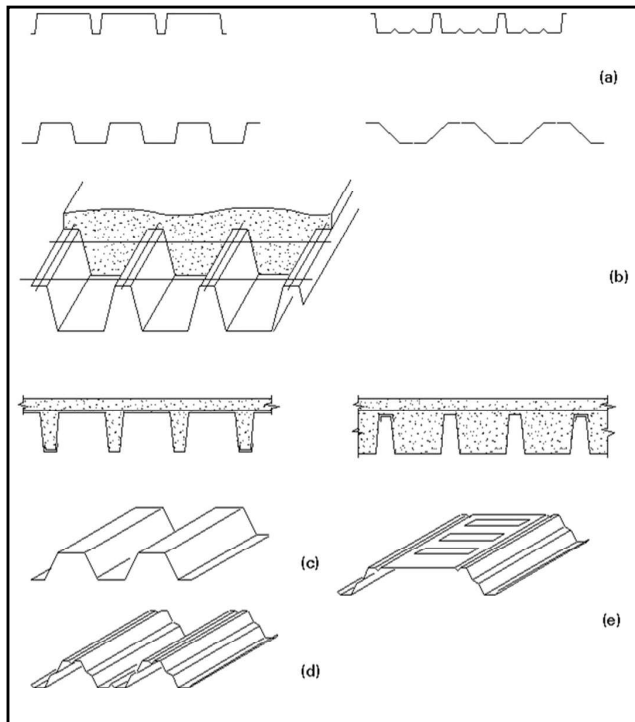
- solai misti a travetti in c.a. e laterizio gettati in opera o del tipo a travetti o a pannelli prefabbricati;

- solai in c.a. e polistirolo o laterizio aventi le nervature e la cappa gettate in opera su lastre prefabbricate;

- solai in lamiera grecata

- solai in lamiera grecata e c.a. collaborante.

I solai con **lamiera di acciaio zincato**, non richiedono, per luci modeste fino a 3 m, un sistema di puntellazione durante il getto e quindi permettono di velocizzare il lavoro di costruzione. Il calcestruzzo di riempimento viene reso collaborante con la lamiera per aderenza tramite delle cavità stampate nella lamiera che impediscono lo scorrimento del calcestruzzo.

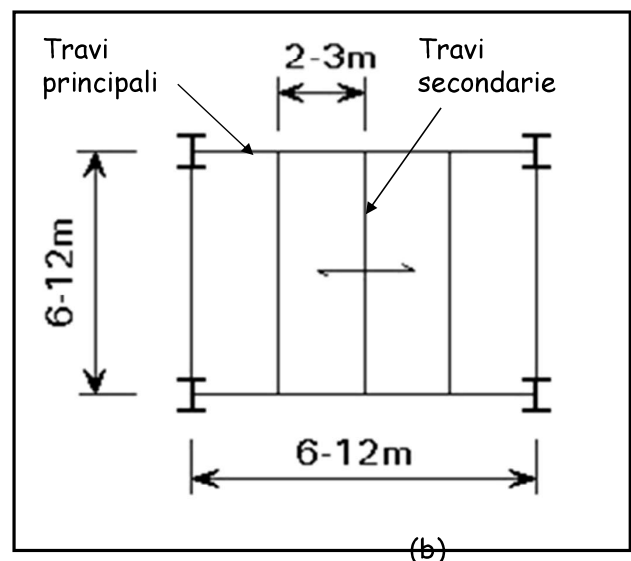
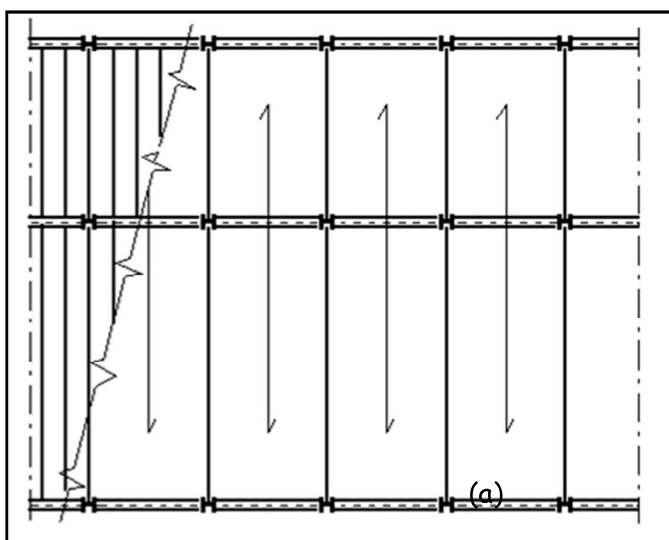


Gli elementi in lamiera grecata hanno spessore compreso tra 0.6 e 1.5 mm ed altezze variabili tra 40 e 90 mm; il collegamento con le travi può avvenire attraverso viti autofilettanti o chiodi spartati.

Lo spessore della cappa di completamento in cls varia tra 4 e 8 cm, si dispone inoltre una rete elettrosaldata avente la funzione di ripartire i carichi concentrati e contrastare il ritiro del calcestruzzo.

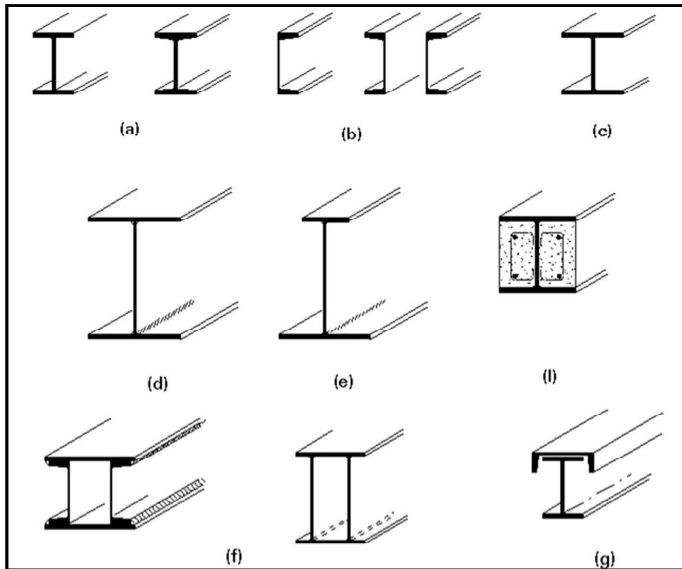
In funzione della resistenza e rigidità del solaio e dell'interasse tra le travi principali in acciaio si possono avere diverse organizzazioni dell'impalcato di piano:

- solaio che appoggia direttamente sulle travi principali (a);
- solaio che appoggia su travi secondarie (b).

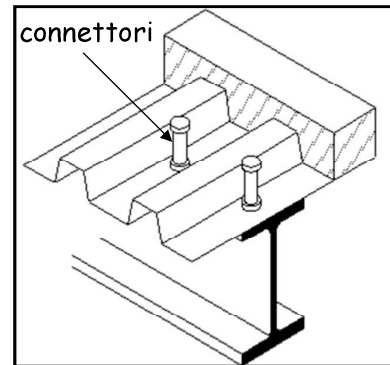


Travi

Negli edifici con struttura in acciaio, quando gli impalcati devono essere caratterizzati da uno spessore ridotto e la distanza fra le colonne è limitata, le travi sono generalmente costituite da profilati laminati a caldo delle serie I o H con altezze fino a 600 mm. Quando la distanza tra le colonne diventa impegnativa si possono utilizzare sezioni saldate o travi reticolari.

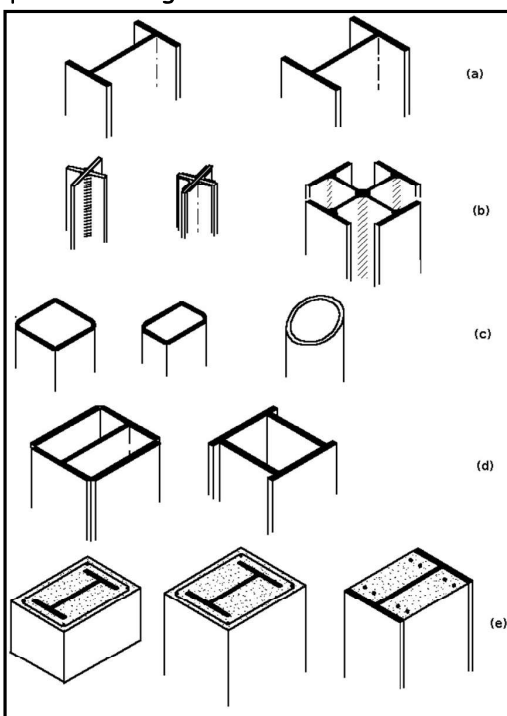


Si ottengono notevoli vantaggi solidarizzando i solai alle travi mediante connettori da annegare nel calcestruzzo realizzando **strutture miste acciaio calcestruzzo**.



Colonne

Le colonne degli edifici in acciaio sono sensibili all'instabilità dell'equilibrio, pertanto se è prevalente lo sforzo normale risulta opportuno che le sezioni posseggano raggi di inerzia pressoché uguali nelle due direzioni.

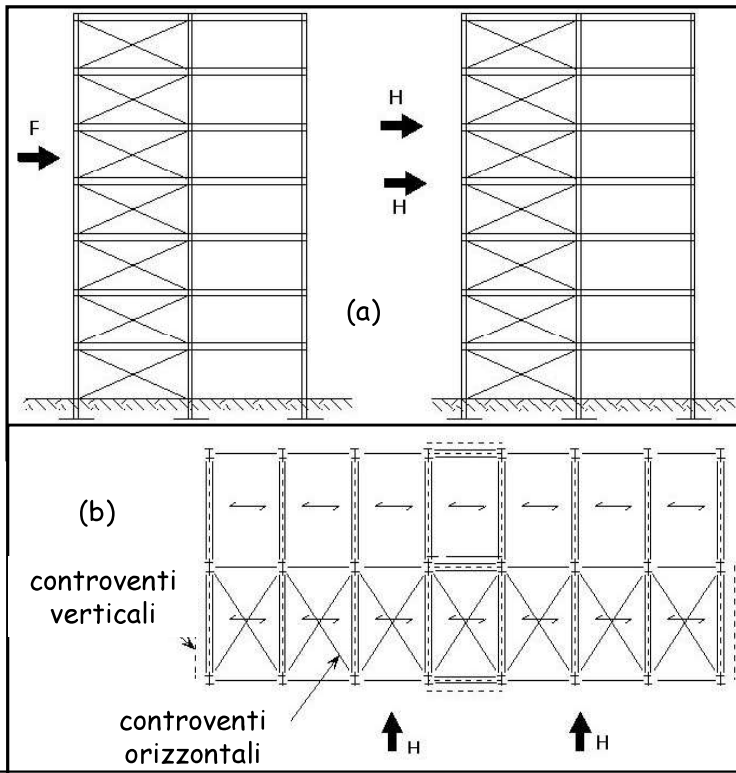


Generalmente si utilizzano profili delle serie **HEA, HEB, HEM**; tuttavia è possibile ricorrere a sezioni saldate ad H, a cassone o a colonne tubolari. Nelle situazioni di notevole impegno statico possono ottenersi soluzioni di notevole efficacia facendo ricorso a colonne cruciformi, ottenute accoppiando due profilati ad H, in tal modo è possibile ottenere sezioni aventi uguale resistenza e rigidezza nelle due direzioni principali. Le colonne tubolari offrono ottime prestazioni statiche ma richiedono particolari accorgimenti per l'esecuzione delle unioni.

Alle colonne si attribuisce la maggior lunghezza possibile al fine di limitare le unioni, le quali si dispongono al di fuori del nodo con la trave in corrispondenza della semialtezza del piano.

Sistema resistente ai carichi orizzontali (carico da vento)

I carichi orizzontali in facciata vengono trasferiti per mezzo di elementi coprenti inflessi (struttura della facciata) ai due piani contigui (a).



Attraverso gli elementi resistenti nel piano del solaio (controventi orizzontali) i carichi orizzontali si trasferiscono sugli elementi verticali (controventi, colonne) e raggiungono le fondazioni (b).

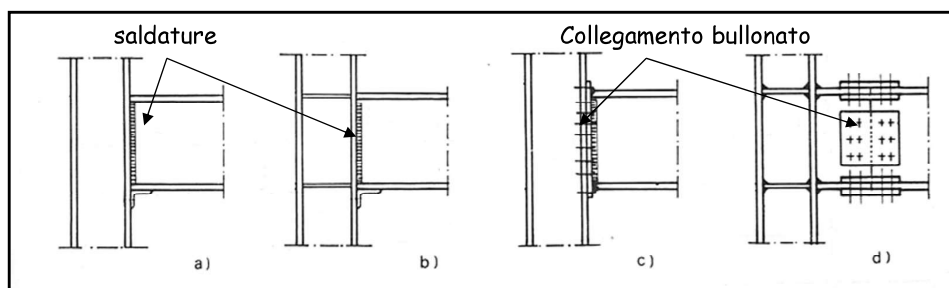
Per effetto dei carichi orizzontali gli elementi resistenti nel piano del solaio risultano inflessi ed impegnati assialmente, mentre gli elementi verticali risultano o inflessi (colonne o setti di controvento) o soggetti a sforzo assiale (controventi verticale a struttura reticolare).

Tipologie strutturali e classificazione

E' possibile classificare le ossature portanti in acciaio degli edifici multipiano in funzione della tipologia strutturale che individua due classi:

- **strutture a telaio non controventate;**
- **strutture controventate.**

Nelle strutture non controventate (verticalmente) gli elementi che resistono alle azioni verticali sono sollecitati anche dai carichi orizzontali. Le colonne devono essere connesse rigidamente alle travi dando luogo ad una struttura con elevato grado di iperstaticità. Le giunzioni fra i vari elementi risultano impegnative, il dimensionamento delle colonne è condizionato l'interazione N-M e la deformabilità globale della struttura, legata alla rigidità delle colonne può risultare eccessiva.



Nodi resistenti a flessione di telai non controventati: collegamenti onerosi nei riguardi dell'economicità e celerità dell'opera.

In funzione dell'entità del carico orizzontale sollecitante, i telai non controventali possono risultare a nodi spostabili quando gli spostamenti dei nodi diventano rilevanti nel definire l'equilibrio della struttura e quindi l'entità delle azioni interne. Per telai a nodi spostabili è necessario condurre un'analisi del II ordine (non linearità geometrica).

Telaio a nodi fissi se risulta: $\max\left(\frac{\delta \cdot V}{h \cdot H}\right)_i \leq 0.1$

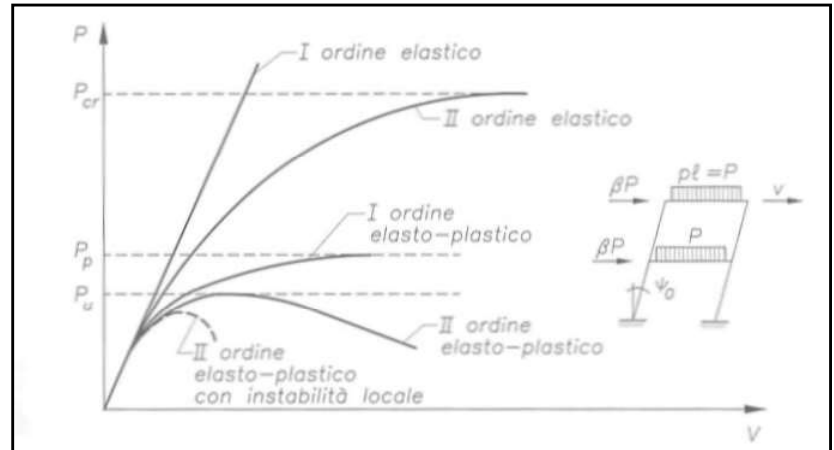
dove:

δ rappresenta lo spostamento d'interpiano;

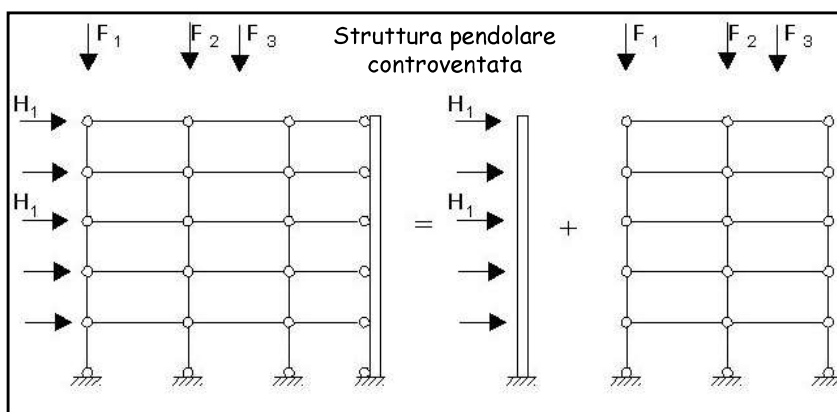
h l'altezza di piano

H l'azione orizzontale totale di piano agente alla base delle colonne;

V è il carico verticale gravante a livello del piano.



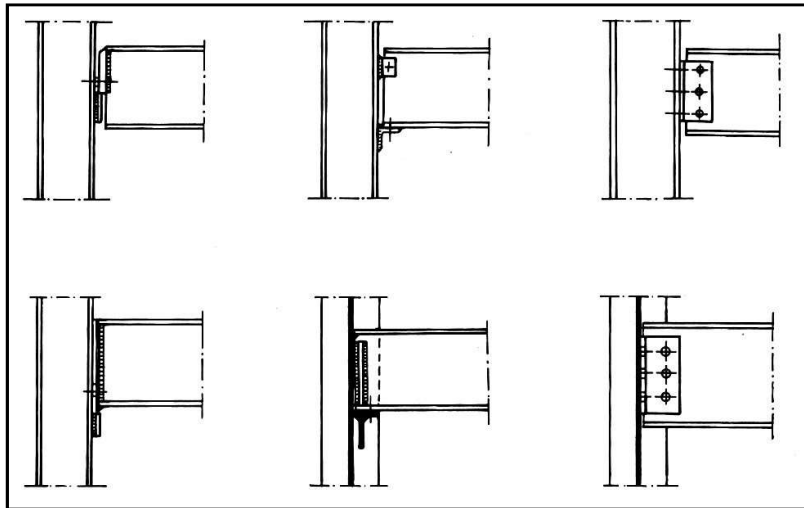
Nel caso di strutture controventate esiste una ripartizione dei compiti tra elementi strutturali che riprendono i carichi verticali e sistemi strutturali a cui è affidato il compito di resistere alle azioni orizzontali. Le travi orizzontali risultano inflesse nel piano verticale (sotto l'azione dei carichi verticali), le colonne semplicemente compresse e le giunzioni a cerniera fra travi e colonne devono assorbire solo le azioni taglianti.



La struttura risulta isostatica:

- le giunzioni risultano semplici;
- la deformabilità è legata alla rigidità del controvento;
- l'interazione fra azioni assiali e flettenti nelle membrature verticali è sensibilmente ridotta.

Con l'inserimento dei sistemi di controvento si introduce un maggior ingombro strutturale ed un aggravio al sistema fondazionale che deve fornire le reazioni ai carichi orizzontali concentrati in alcuni elementi e non distribuiti su tutta la pianta dell'edificio.



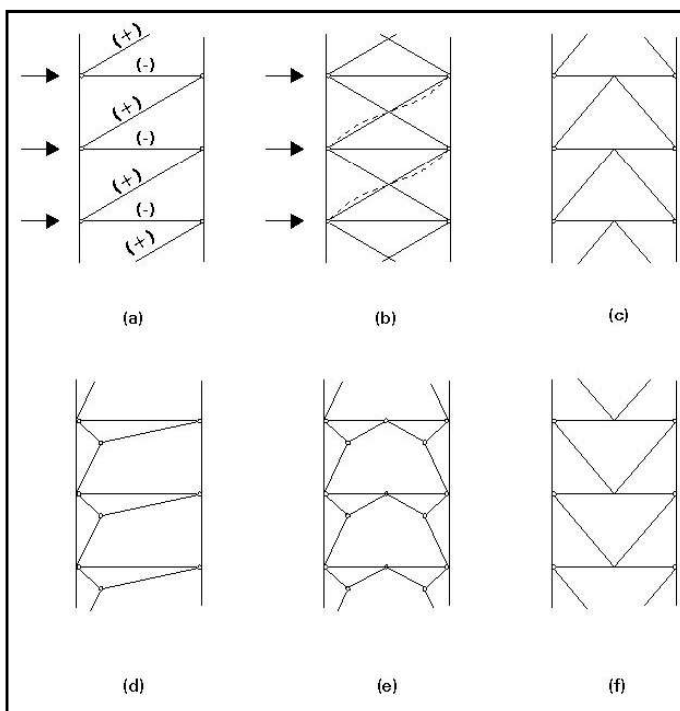
Collegamenti trave colonna di strutture pendolari in grado di trasferire **solo azioni assiali e taglianti**.

Il sistema di controvento deve essere progettato per resistere a:

- tutte le azioni orizzontali direttamente applicate ai telai controventati;
- tutte le azioni orizzontali direttamente applicate al sistema di controvento;
- tutti gli effetti legati alle imperfezioni laterali iniziali derivati sia dal sistema di controvento che da tutti i telai che questo controventa.

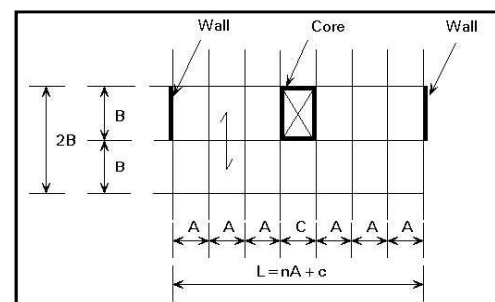
Le strutture di controvento possono essere realizzate in due modi differenti:

possono corrispondere **a pareti (setti) o a nuclei in c.a.** disposti generalmente attorno ai vani scala, oppure possono essere realizzati con **strutture reticolari in acciaio disponendo delle diagonali** fra i nodi trave-colonna.



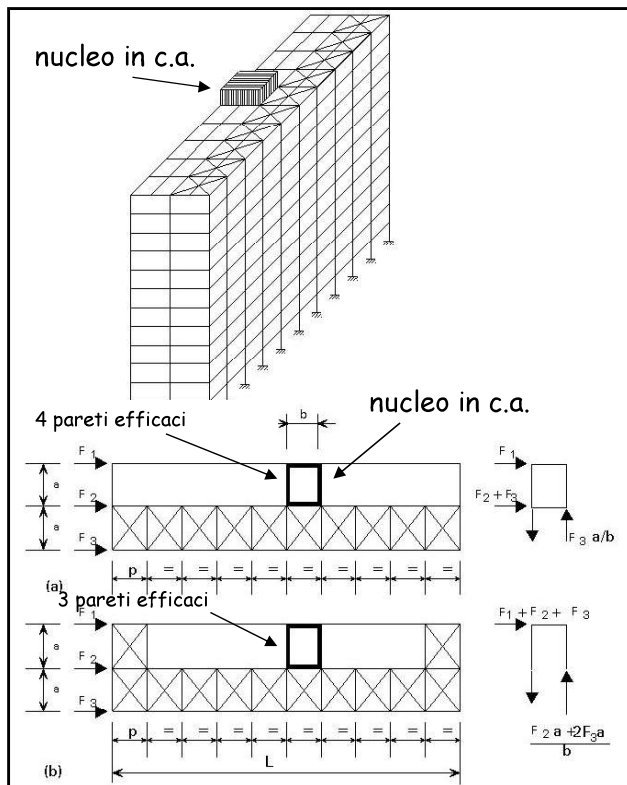
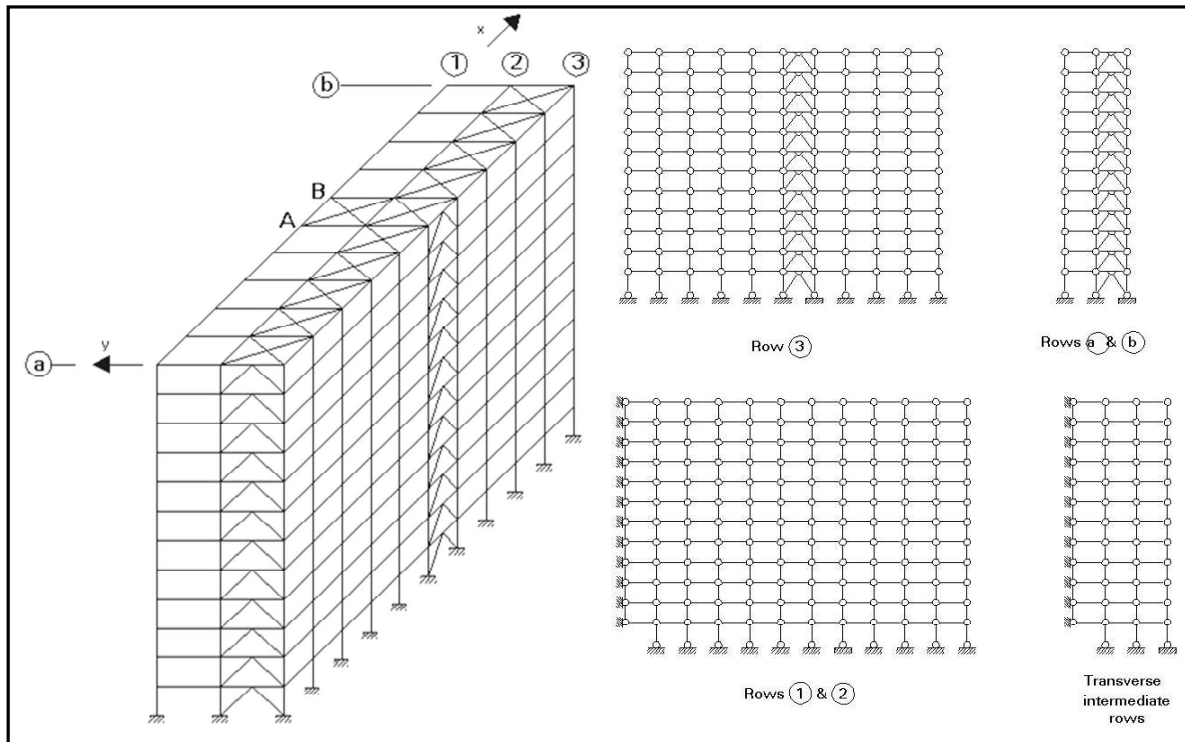
Sistemi di controvento:

- a singola diagonale;
- a Croce di S. Andrea;
- a K;
- a portale non simmetrico;
- a portale;
- a V.



Disposizione in pianta di pareti di controvento in c.a.

- i controventi risultano vincoli esterni semplici (carrelli) che garantiscono una reazione nel piano del controvento stesso (trave reticolare o setto in c.a.).



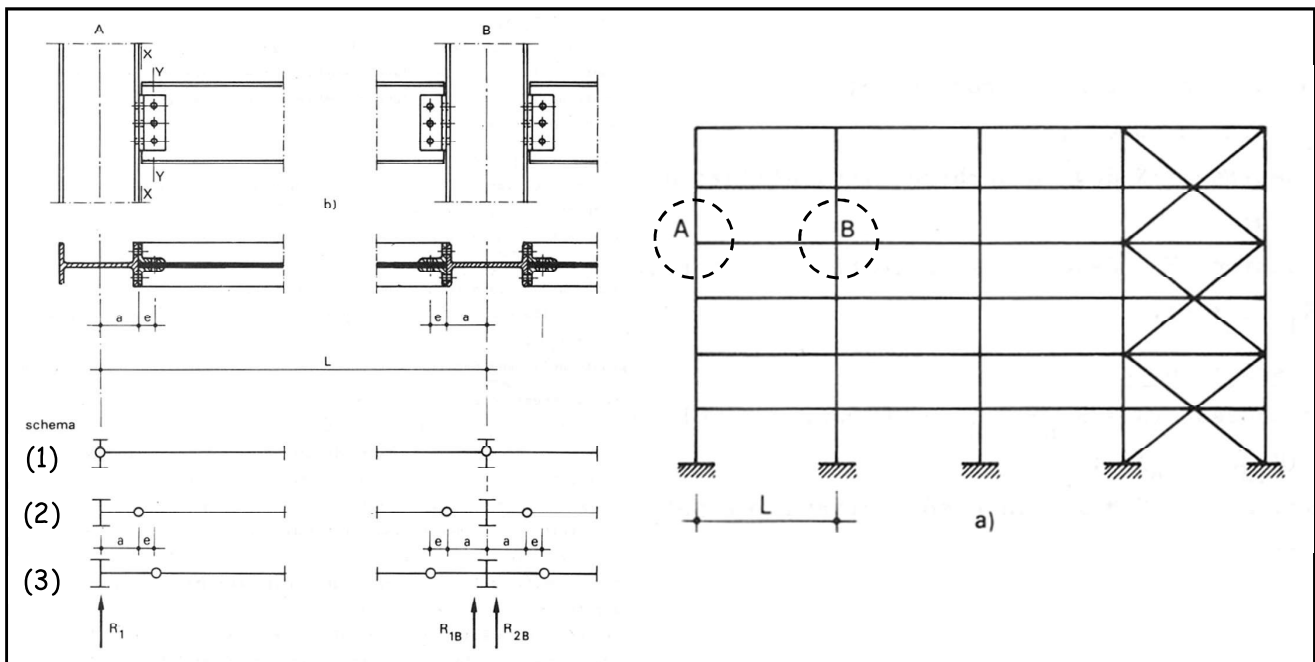
- La struttura dell'impalcato deve essere in grado di resistere alle azioni interne ingenerate dai carichi orizzontali ad esso applicati.

- Il controvento orizzontale di piano a diagonali in acciaio o la soletta di cls vanno verificati considerando la distribuzione dei carichi orizzontali che agisce a livello di solaio.

8.4.4. Metodi di calcolo

Lo schema pendolare

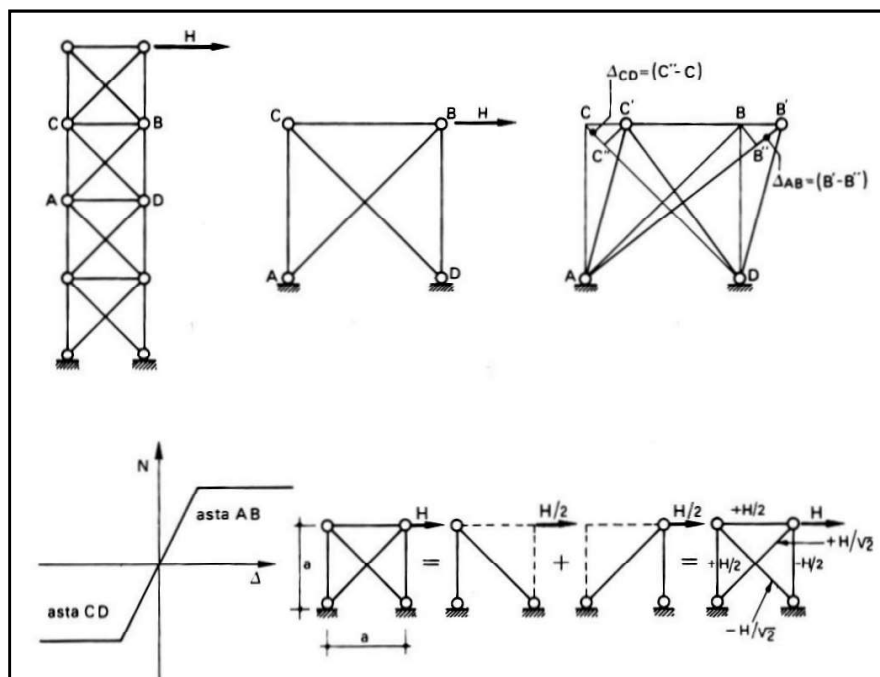
Lo schema pendolare di una generica struttura può essere studiato con riferimento a differenti localizzazioni delle cerniere ideali: si otterranno comunque risultati a favore di sicurezza purché i vari elementi strutturali vengano dimensionati coerentemente allo schema assunto.



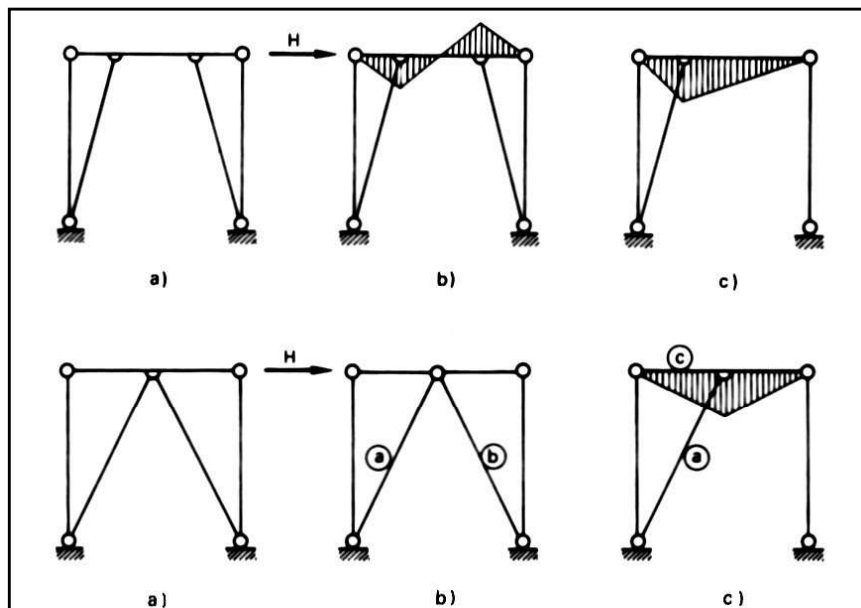
Travi reticolari di controvento

Il controvento metallico può essere progettato secondo due diversi approcci:

- **considerando come resistenti sia le diagonali tese che quelle compresse** (struttura iperstatica);
- **considerando solo le diagonali tese** (struttura isostatica).

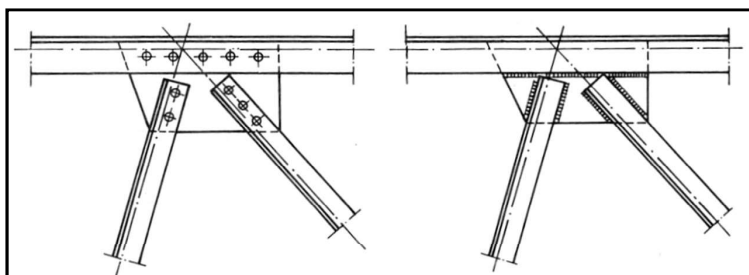


Anche nel caso di controventi a K o controventi eccentrici è possibile considerare le **diagonali attive anche a compressione** impiegando aste di ridotta snellezza. In questo caso si riducono sensibilmente le azioni flettenti sul traverso.



Tracciatura delle travi reticolari

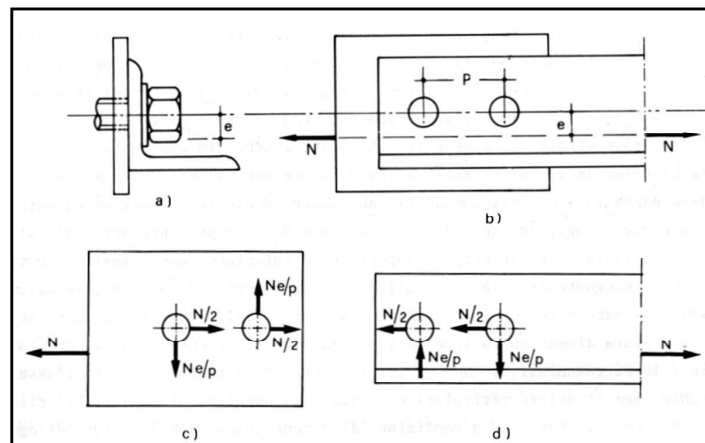
Le **travi reticolari** vengono di norma analizzate secondo uno schema che considera **ogni asta incernierata alle estremità**. Il modello di calcolo non è quindi in grado di rilevare i momenti che nascono dalla solidarizzazione delle aste nel nodo ma considera le **aste soggette a solo sforzo normale**.



Il modello di calcolo che usualmente si adotta è a favore di sicurezza se:

- nel piano della trave si assumono le lunghezze di libera inflessione delle aste compresse pari alla distanza fra le cerniere ideali;
- lo **schema della trave reticolare viene tracciato secondo gli assi baricentrici delle aste**.

Nel caso di **collegamenti bullonati** spesso non risulta possibile eseguire i fori in corrispondenza dell'asse baricentrico; solitamente i fori vengono eseguiti lungo l'asse di truschino per tener conto dell'ingombro del dado e del raggio di raccordo dell'angolare.



Se gli assi baricentrici delle aste di ciascun nodo convergono in un punto, la piastra di collegamento e le aste sono sollecitate da solo sforzo assiale N mentre il collegamento bullonato è sollecitato oltre che da N anche da un **momento parassita** proporzionale alla distanza tra l'asse di truschino e l'asse baricentrico dell'asta.

8.4.5. L'approccio progettuale

La progettazione e la verifica di strutture in acciaio vanno effettuate in due momenti distinti:

- fase dell'**analisi globale**;
- fase di **verifica locale**.

Nella prima fase viene condotta inizialmente un'**analisi qualitativa dell'intero sistema strutturale**: va definita l'organizzazione in pianta (controventi di piano), il sistema pendolare (o intelaiato) che riprende i carichi verticali e gli eventuali controventi verticale. Successivamente con schemi isostatici (nel caso di strutture controventate con schema pendolare) si valutano le azioni interne e le deformazioni più significative.

Devono essere considerate le combinazioni di carico agli SLU e SLE ovvero quelle associate alle T.A.

Nella fase di verifica locale vengono individuati gli **elementi ed i collegamenti maggiormente sollecitati** che vanno verificati in accordo con la normativa di riferimento sia nei confronti della **resistenza che della deformabilità**.