



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II

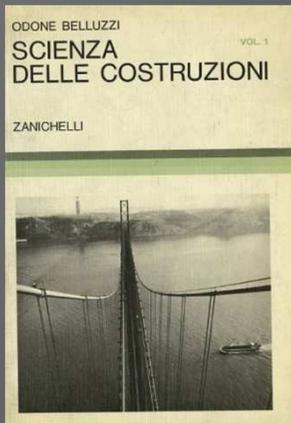
SEMINARIO TECNICO

La progettazione delle strutture in acciaio

02 Marzo 2011

TEORIA E PRATICA DELLE
STRUTTURE IN ACCIAIO

LA GLI UOMINI E LA STORIA DELL'ACCIAIO



Odone Belluzzi



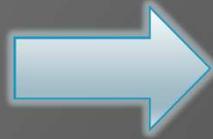
Pier Luigi Nervi

1. I MATERIALI



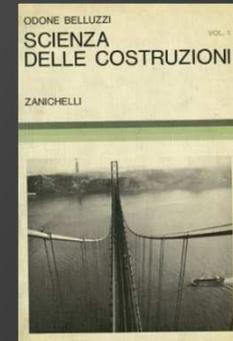
Odone Belluzzi

(Bologna, 1 Febbraio 1892 – Bologna 24 Agosto 1956)



IL MAESTRO

Il trattato sulla
Scienza delle Costruzioni:



“ Rifulge in esso la maestria nel fare intendere problemi complessi, procedendo passo passo dal semplice sin dentro le questioni elevate; mostrando con esempi chiarissimi, interamente risolti, i vari modi di procedere; educando lo studente con gradualità alla visione fisica dei fatti, che tanto spesso viene abbandonata, nella predilezione del gioco delle formule, quasi che il fenomeno da comprendere non sia l’effettiva necessità immanente”

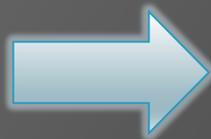
Prof. Piero Pozzati

Odone Belluzzi



Pier Luigi Nervi

(Sondrio, 21 Giugno 1891 – Roma 9 Gennaio 1979)



L'INGEGNERE

“ Il costruire è arte anche in quei suoi aspetti più tecnici che si riferiscono alla stabilità strutturale, in quanto che la enorme complessità dei fattori che determinano la vita statica di un edificio rende puramente illusoria, almeno allo stato attuale, l'esattezza di indagine di qualunque procedimento matematico e formulistico, la cui limitata acutezza può solamente essere aumentata e completata mediante un lavoro di intuizione e comprensione dei fenomeni statici, di natura personale e non traducibili in leggi di carattere assoluto e numerico.”



Hangar del corpo forestale
Aeroporto Roma Urbe

Pier Luigi Nervi

I Materiali

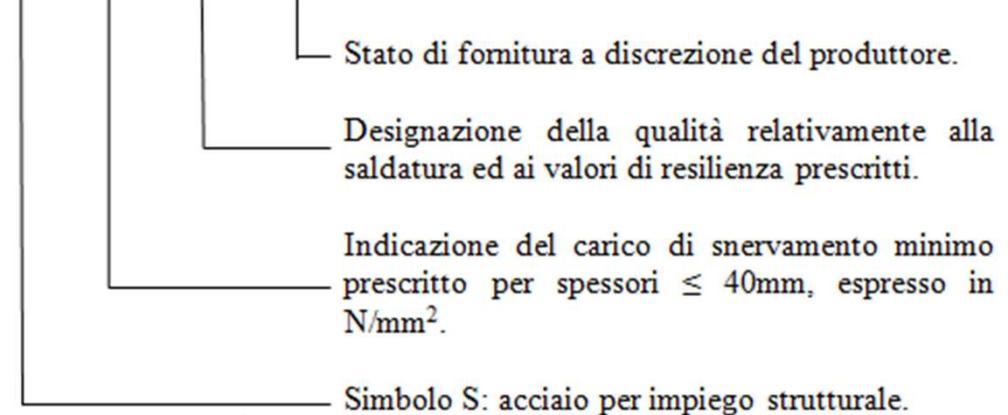
Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_t .

Norma e Tipo di acciaio	Spessore nominale dell'elemento t [mm]			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275	275	370	255	360
M/ML	355	470	335	450
S 355	420	520	390	500
M/ML	460	540	430	530
S 420				
M/ML				
S 460				
M/ML				
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per profili cavi strutturali.

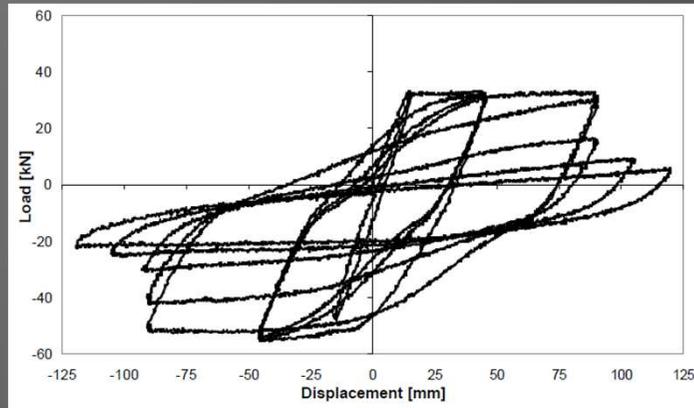
Norma e Tipo di acciaio	Spessore nominale dell'elemento t [mm]			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 65\text{mm}$	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10210-1 (profilati cavi formati a caldo)	235	360	215	340
S 235 H	275	430	255	410
S 275 H	355	510	335	490
S 355 H	275	390	255	370
S 275 NH/NLH	355	490	335	470
S 355 NH/NLH	420	540	390	520
S 420 NH/NHL	460	560	430	550
S 460 NH/NHL				
EN 10219-1 (profilati cavi saldati formati a freddo)	235	360		
S 235 H	275	430		
S 275 H	355	510		
S 355 H	275	370		
S 275 NH/NLH	355	470		
S 355 NH/NLH	460	550		
S 420 NH/NLH	275	360		
S 460 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	420	500		
S 355 MH/MLH	460	530		
S 420 MH/MLH				
S 460 MH/MLH				

S 355 J0 G3

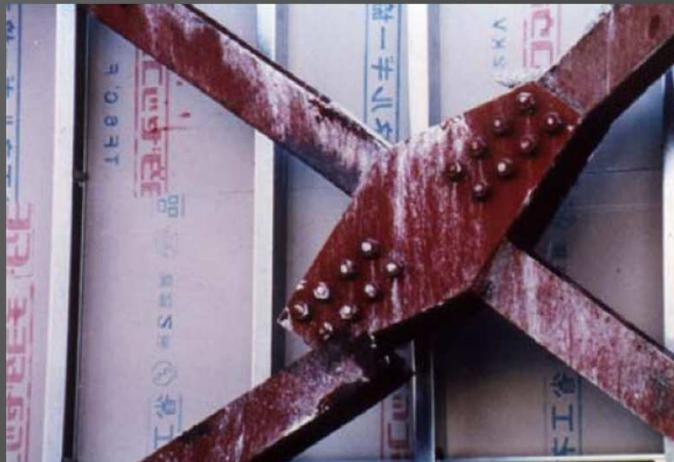


PROBLEMATICHE

La Fatica



La Rottura fragile



PROBLEMATICHE

La protezione al fuoco

Livello 1	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco, dove le conseguenze del crollo delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello 2	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro;
Livello 3	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
Livello 4	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello 5	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

Livelli di resistenza al fuoco.

Classi di resistenza

R15 ; R20 ; R30 ; R45 ; R60 ; R90 ; R120 ; R180 ; R240

Carico di incendio specifico:

$$q_{f,d} = \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \cdot q_f$$

Classi di resistenza Livello 3

$q_{f,d}$ [MJ/m ²]	Classe
<100	0
<200	15
<300	20
<450	30
<600	45
<900	60
<1200	90
<1800	120
<2400	180
>2400	240

Protezione contro la corrosione



Figura 7



a)



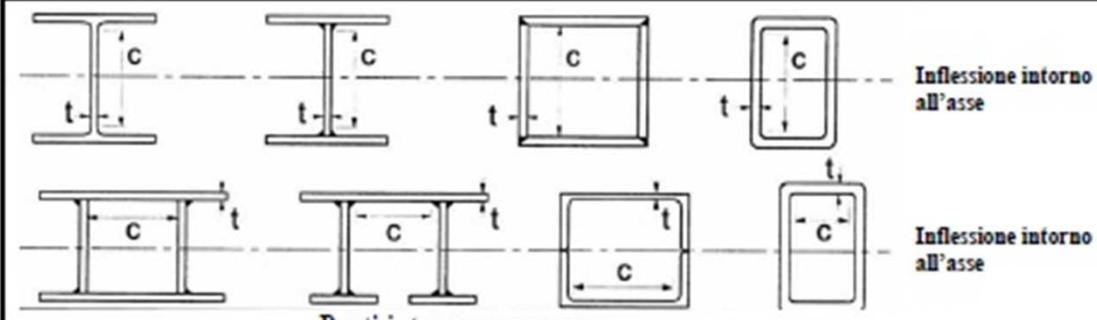
b)

Figura 8 – Pilastro sostituito

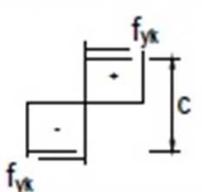
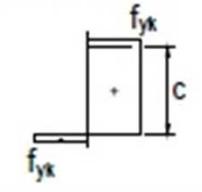
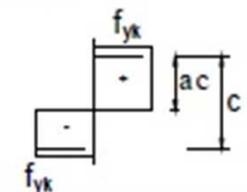
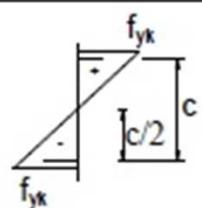
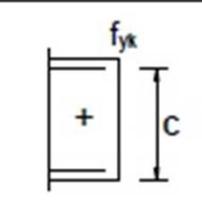
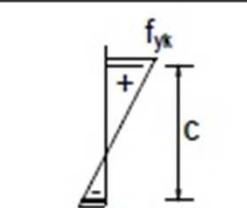
Classificazione delle sezioni trasversali

Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

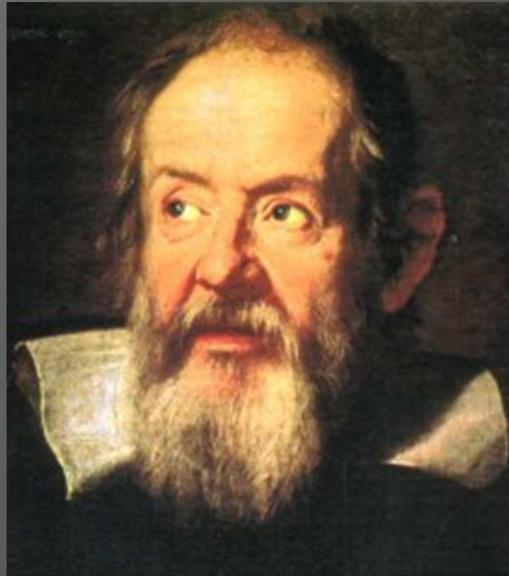
Classificazione delle sezioni trasversali



Parti interne compresse

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$



Galileo Galilei

2. LA PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Eureka

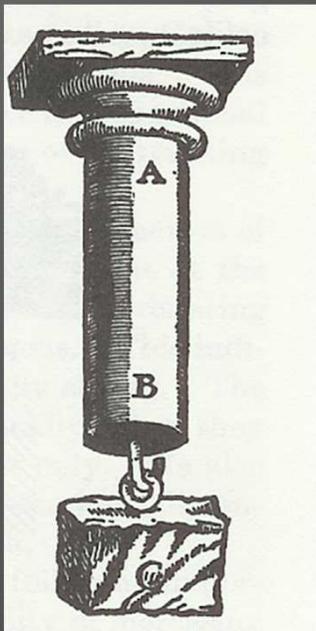




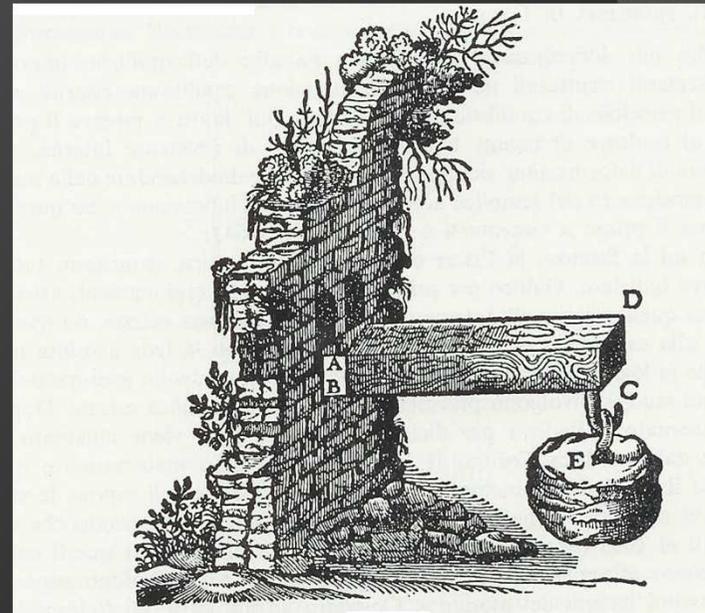
Galileo Galilei

(Pisa, 15 Febbraio 1564 – Arcetri 8 Gennaio 1642)

Il problema di Galileo o mensola di Galileo

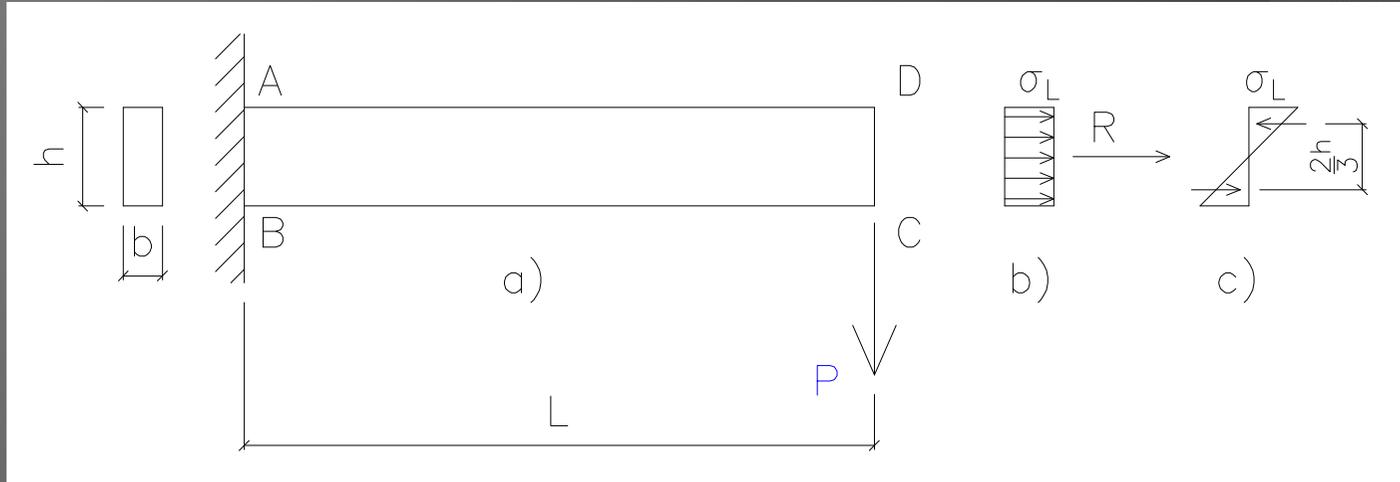


Prova a trazione: Resistenza assoluta "R"



La mensola di Galileo

MENSOLA DI GALILEO



Ipotesi b) - Galileo

$$\frac{P}{R} = \frac{h/2}{L}$$

$$M_G = P \cdot L = R \cdot h/2 = \sigma_L \cdot b \cdot h \cdot \frac{h}{2} = \sigma_L \cdot \frac{b \cdot h^2}{2}$$

Ipotesi c) – Analisi elastica

$$M_E = P \cdot L = \left(\frac{\sigma_L}{2} \cdot b \cdot \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot h = \sigma_L \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

La progettazione agli stati limite

“Si definisce “stato limite” uno stato raggiunto il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non soddisfa più i requisiti per i quali è stata progettata.”

Stati limite ultimi *SLU*

- ➔ Stato limite di equilibrio, EQU
- ➔ Stato limite di resistenza della struttura, STR
- ➔ Stato limite di resistenza del terreno, GEO

Stati limite di esercizio *SLE*

- ➔ Combinazione rara
- ➔ Combinazione frequente
- ➔ Combinazione quasi permanente

Calcolo delle sollecitazioni

- ➔ Metodo Elastico: Analisi Elastica Globale
- ➔ Metodo Plastico: Analisi Plastica Globale
- ➔ Metodo Elasto-Plastico: Analisi Elasto-Plastica Globale

RESISTENZA DELLE SEZIONI TRASVERSALI

Per le verifiche di resistenza in campo elastico può essere applicato il seguente criterio di carattere generale (yield criterion) previsto sia dall' EC3 che dalle NTC:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \cdot \sigma_{x,Ed} + 3 \cdot \tau_{Ed}^2 \leq \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right)^2$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione longitudinale

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione trasversale

τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale

f_y è il valore della resistenza di calcolo (tensione di snervamento)

$\gamma_{M0} = 1,05$

RESISTENZA DELLE SEZIONI TRASVERSALI

Per la flessione semplice, ad esempio, occorrerà verificare:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

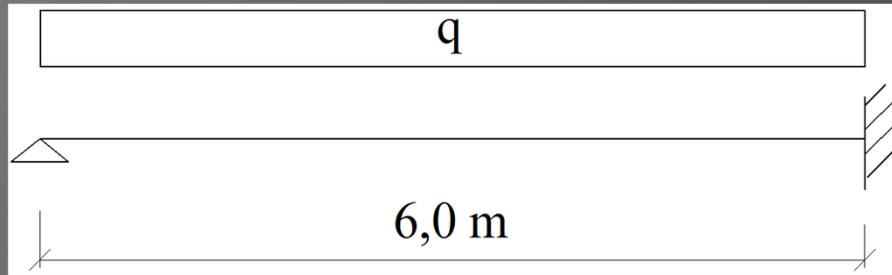
Nel caso di flessione e taglio, ad esempio, occorrerà verificare:

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{E,d}^2} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Nel caso di tensione tangenziale pura:

$$\sqrt{3} \cdot \tau_{E,d} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Metodi di calcolo e carico ultimo



Dati:

$$\text{IPE 300 ; } W_{el} = 557 \text{ cm}^3; \quad W_{pl} = 628 \text{ cm}^3;$$

$$I = 8356 \text{ m}^4 \quad \text{Acciaio S235}$$

1 Metodo elastico

$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{8}; \quad M_r = W_{el} \cdot f_d$$



$$q_{u,e} = \frac{8 \cdot M_r}{L^2} = 27,70 \text{ kN / m}$$

2 Metodo elasto-plastico

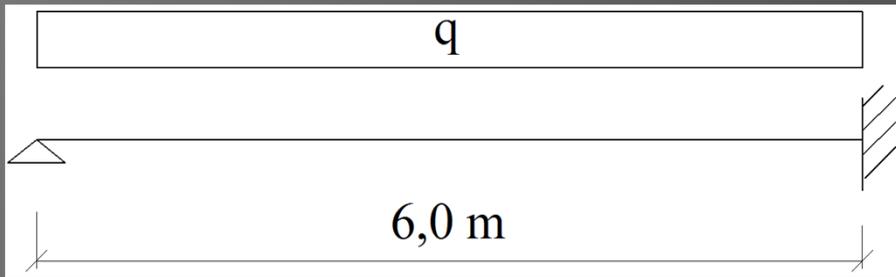
$$M_s = \frac{q \cdot L^2}{8}; \quad M_r = W_{pl} \cdot f_d$$



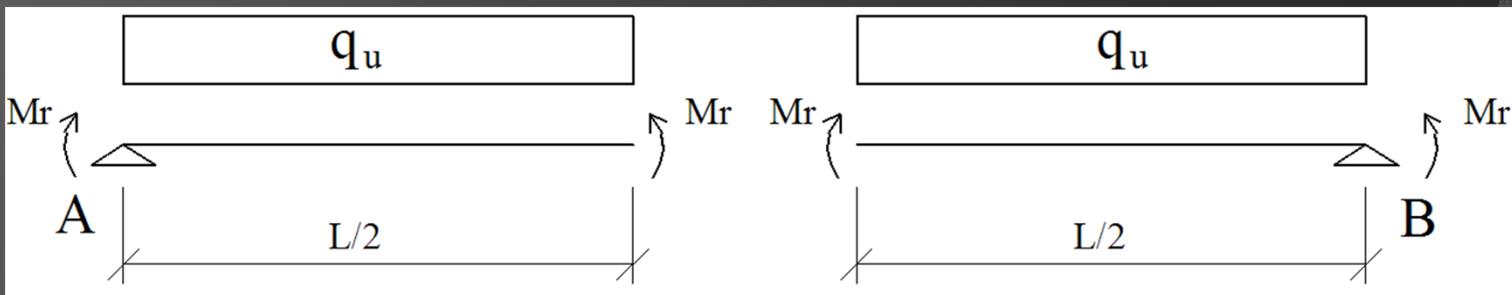
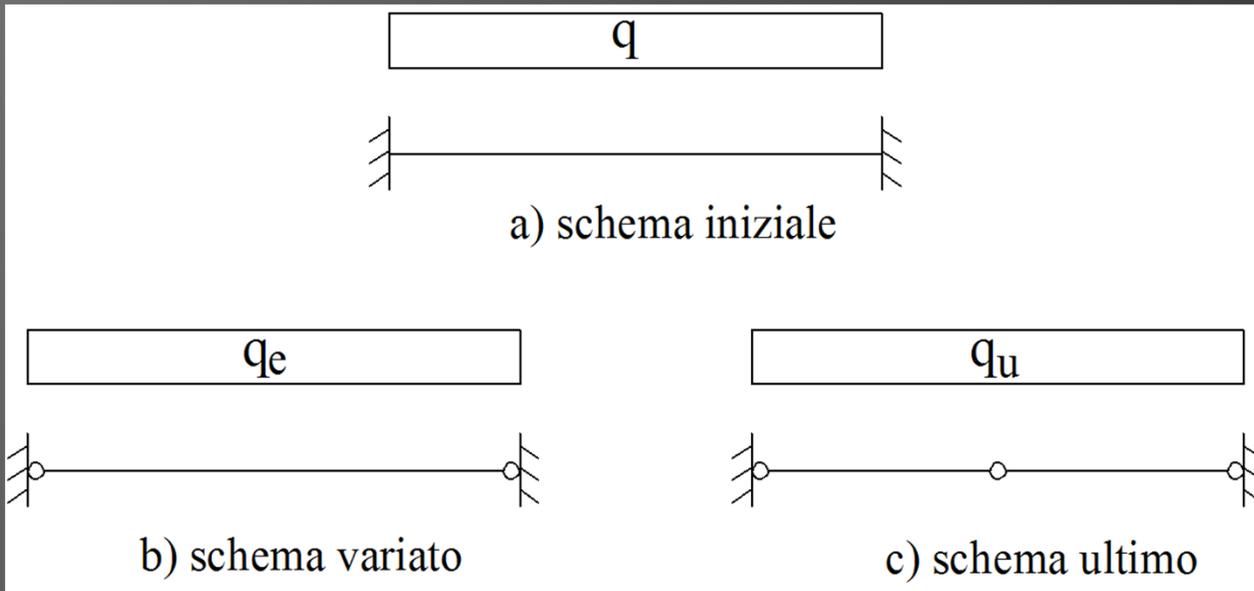
$$q_{u,p} = \frac{8 \cdot M_r}{L^2} = 31,08 \text{ kN / m}$$

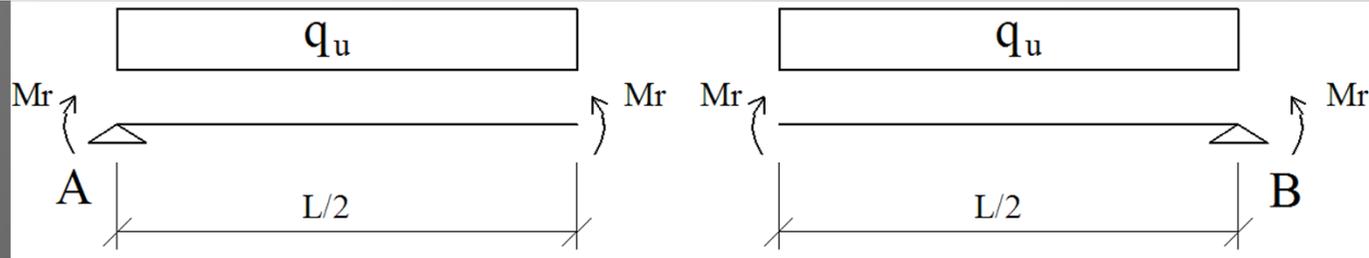
3 Metodo plastico

$$M_r = W_{pl} \cdot f_d$$



Schema iniziale



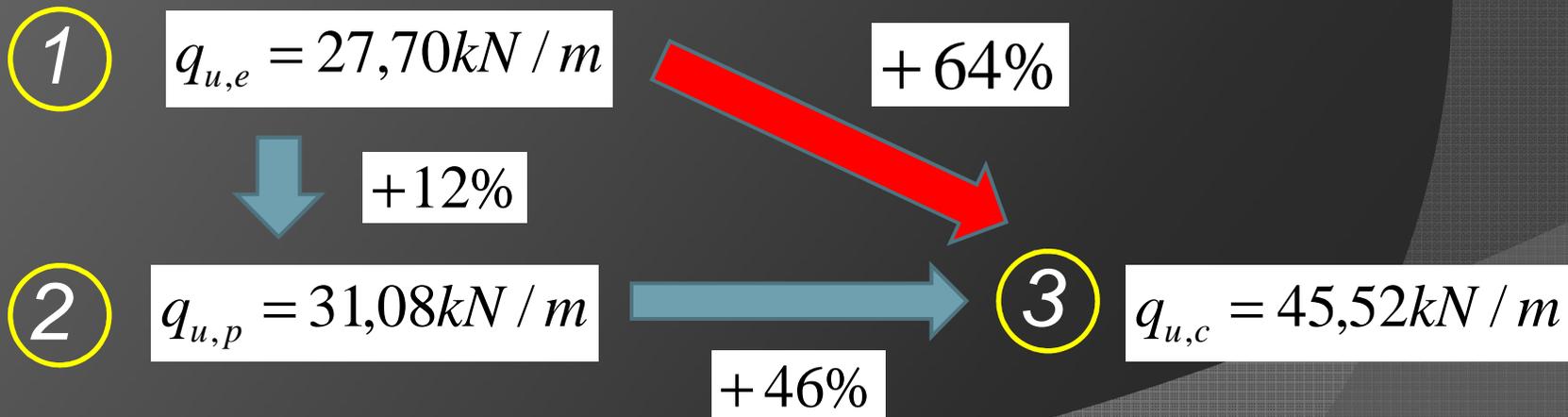


Imponendo l'equilibrio alla rotazione delle due parti rispettivamente intorno ad A e B possiamo scrivere:

$$\begin{cases} q_u \cdot \frac{x^2}{2} = M_r \\ q_u \cdot \frac{(L-x)^2}{2} = 2 \cdot M_r \end{cases} \quad \text{posto } q_u = \frac{2 \cdot M_r}{x^2}$$

Si ricava: $q_{u,c} = 11,66 \cdot \frac{M_r}{L^2} = 45,52 \text{ kN / m}$

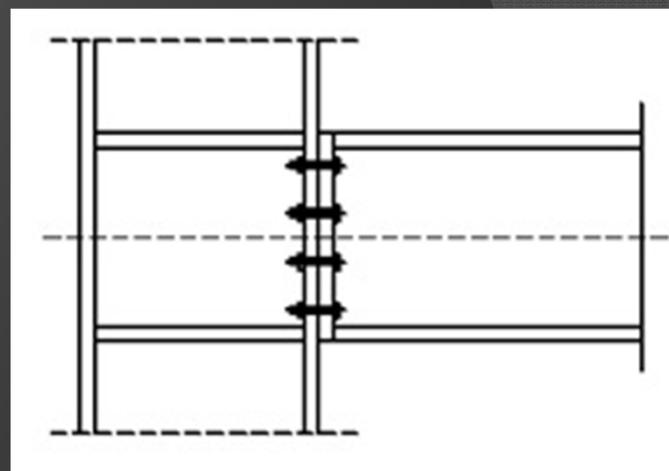
CONFRONTO TRA I RISULTATI





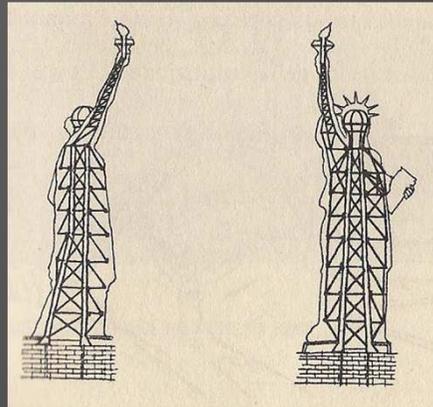
Gustave Eiffel

3. I COLLEGAMENTI



Alexandre Gustave Eiffel

(Digione, 15 Dicembre 1832 – Parigi, 27 Dicembre 1923)



A partire dal 1858 “Passerella Saint Jean” al 1898 “Ponts ligne Caurcelles-Champ de Mars...”

PROGETTO' 171 PONTI

Ingegnere strutturista e costruttore che si affidava all'esperienza, alle verifiche sperimentali ed ai **calcoli**.

Gustave Eiffel

La torre Eiffel

Anno di costruzione 1887 - 1889



Dati tecnici:

Altezza: 324 m

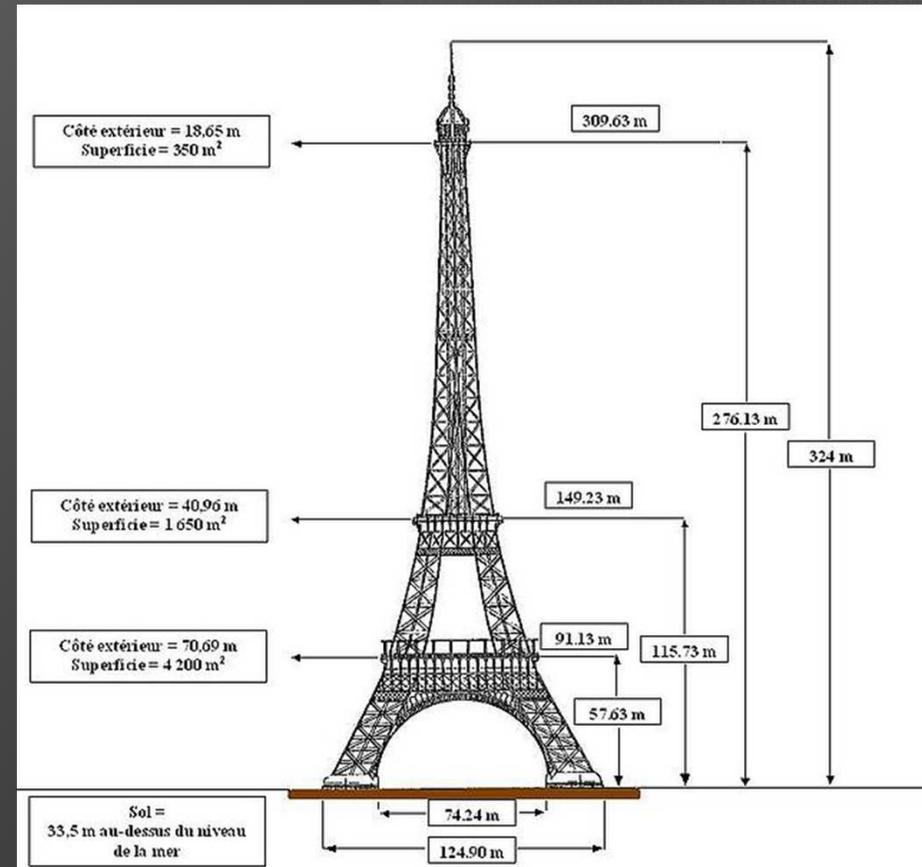
18038 pezzi di ferro forgiato

1333 mq di disegni

2,5 milioni di buchi per rivetti

8000 ton d'acciaio

1665 scalini



Lo spirito dell'ingegnere strutturista

Eiffel disse: "Dovrei essere geloso della torre. E' molto più celebre di me"

Gustave Eiffel

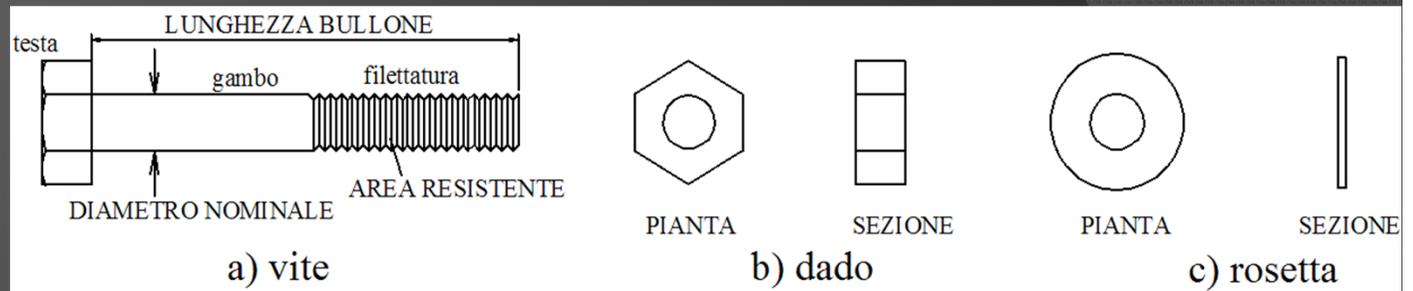
I Collegamenti

1) Unioni o Collegamenti Bullonati

2) Unioni o Collegamenti Saldati

Unioni Bullonate

➔ Tecnologia



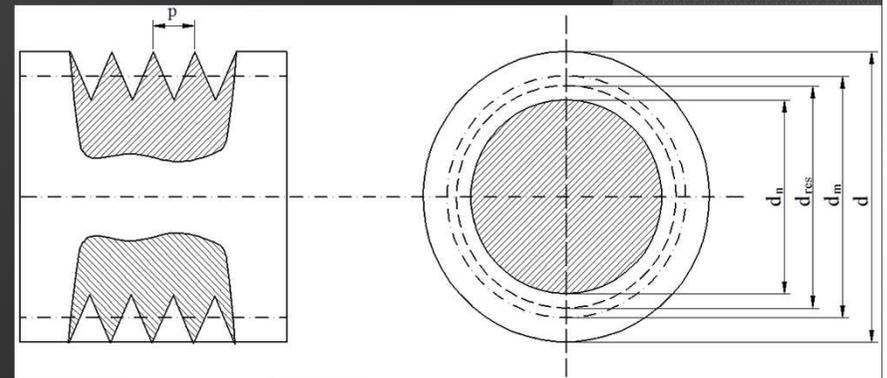
Si ha:

$d_m =$ diametro medio

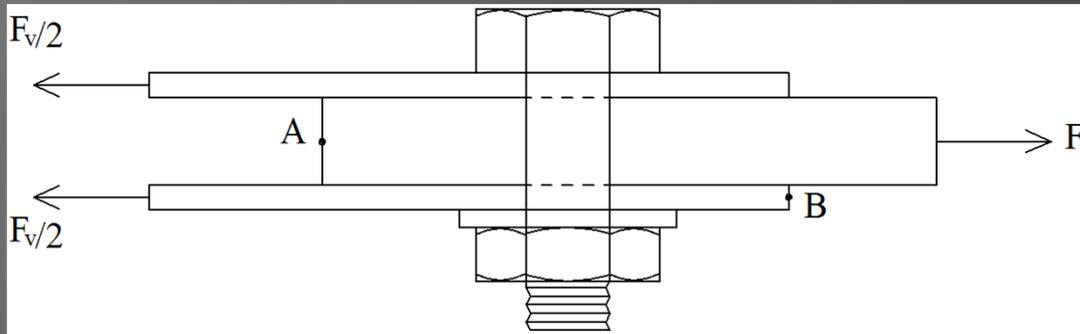
$d_{res} = (d_n + d_m)/2$ diametro della sezione resistente

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

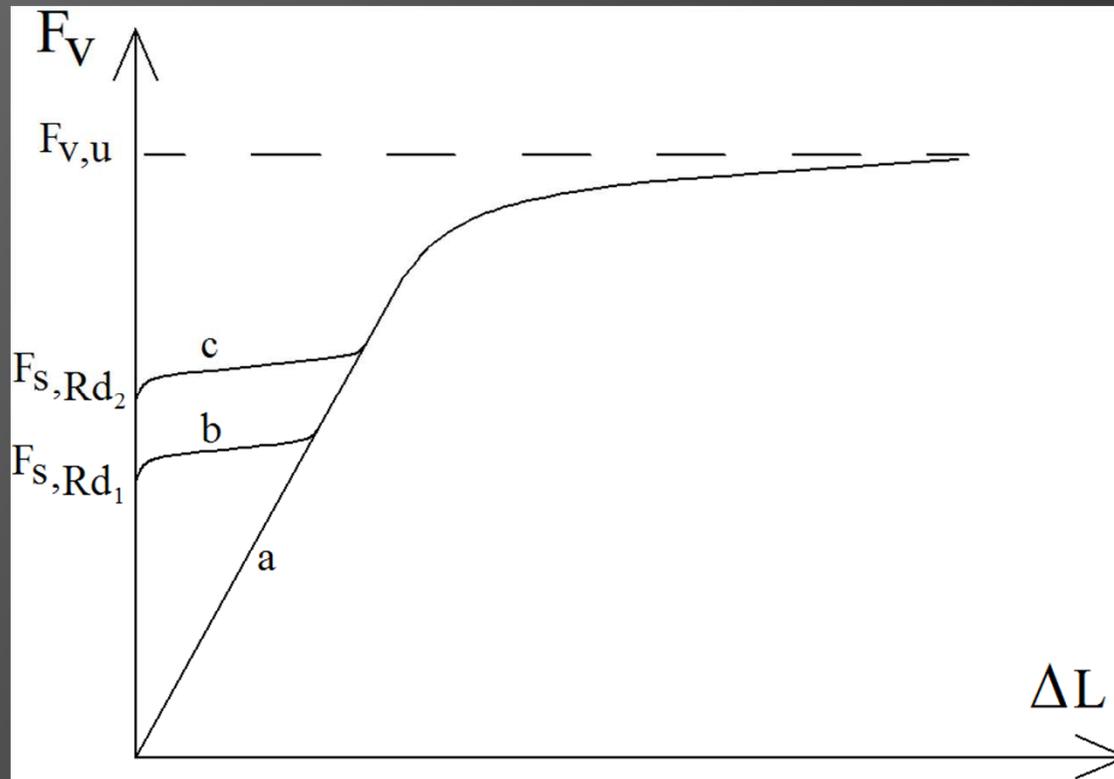
$$A_s = \frac{\pi \cdot d_{res}^2}{4}$$



Unioni a taglio

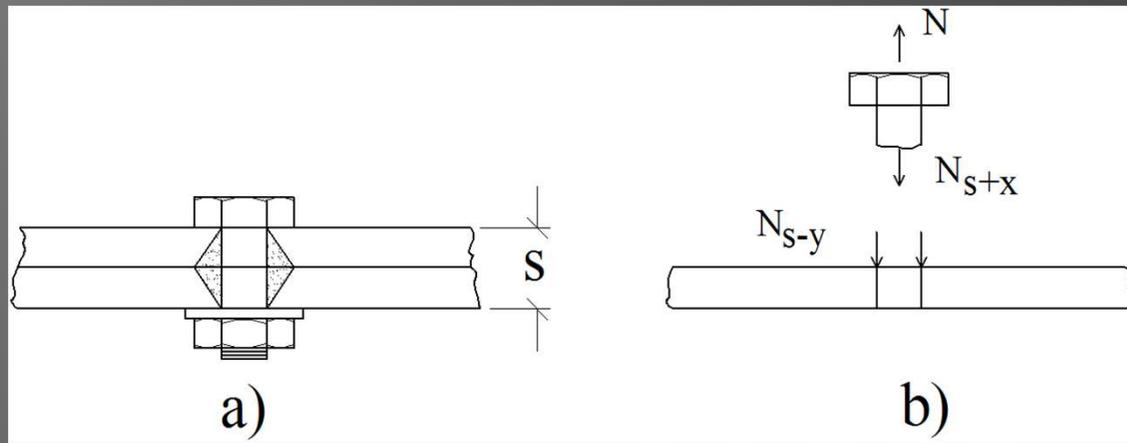


Unione sollecitata a trazione

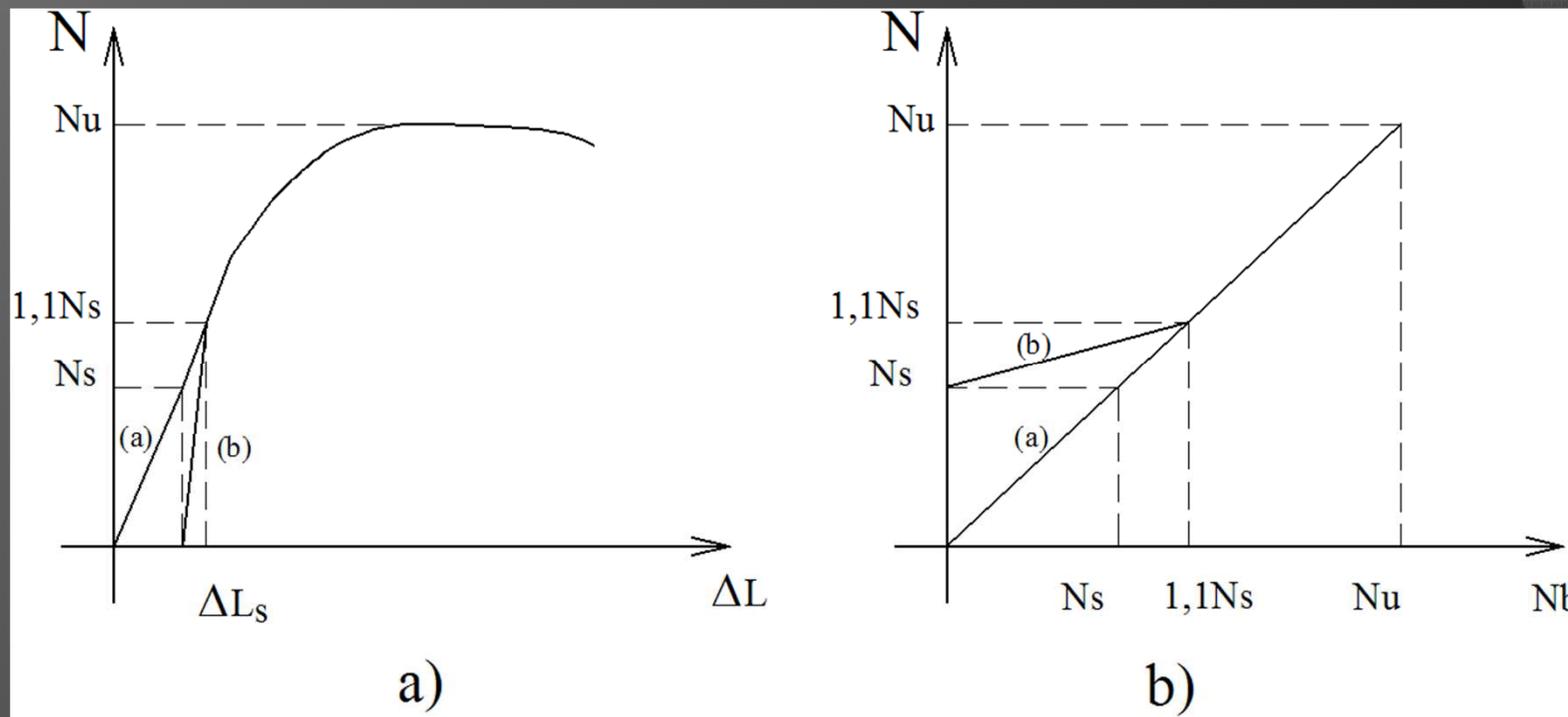


Scorrimento relativo ΔL

Unioni a trazione

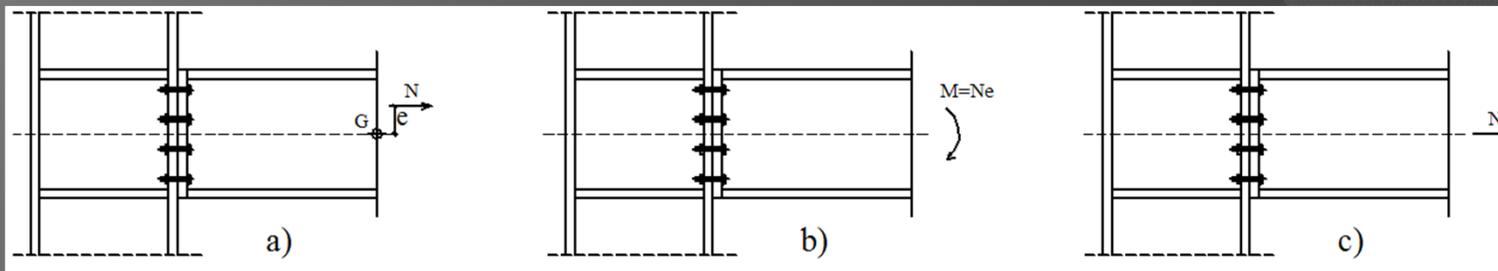


Unione sollecitata a trazione

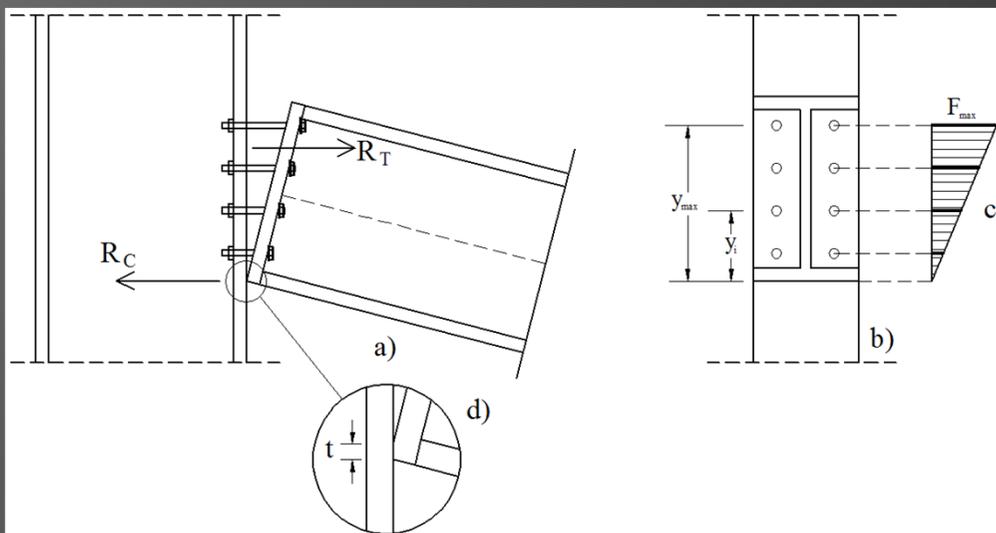


Diagrammi carico-allungamento bullone e carico-sforzo sul gambo

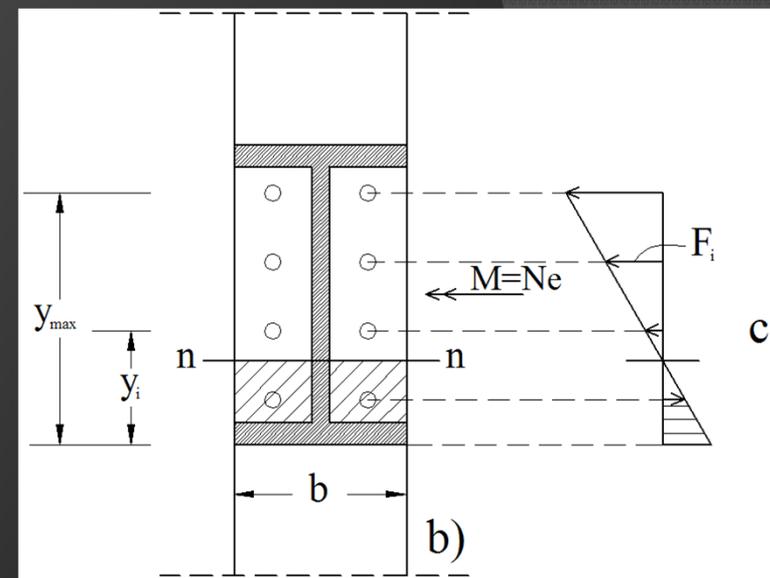
Unioni a trazione sollecitate da forze eccentriche



Schema del giunto

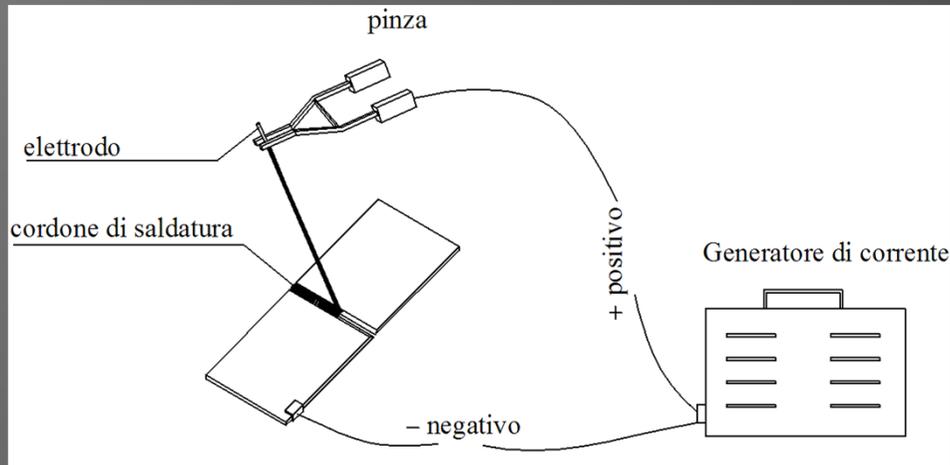


Giunto con flangia infinitamente rigida

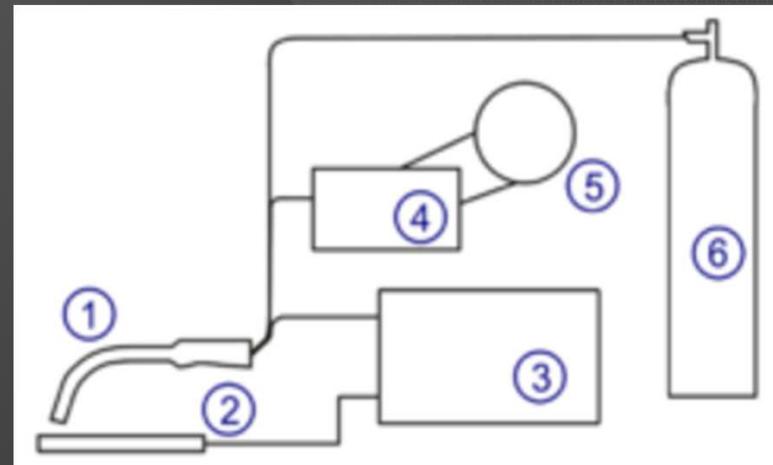


Giunto con flangia deformabile

Unioni saldate – Procedimenti di saldatura



Saldatura ad arco con elettrodi rivestiti



Schema saldatura a filo continuo GMAW

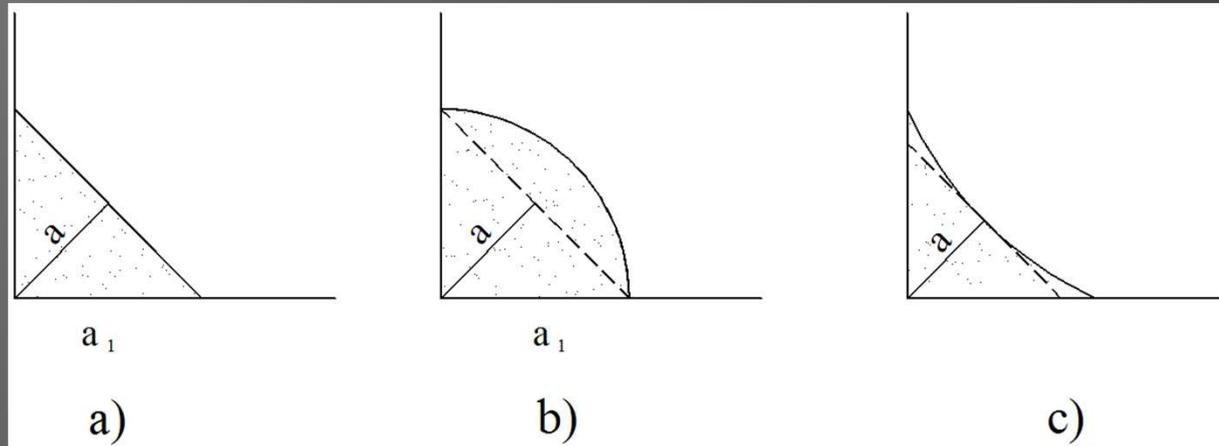


Torcia di saldatura a pistola

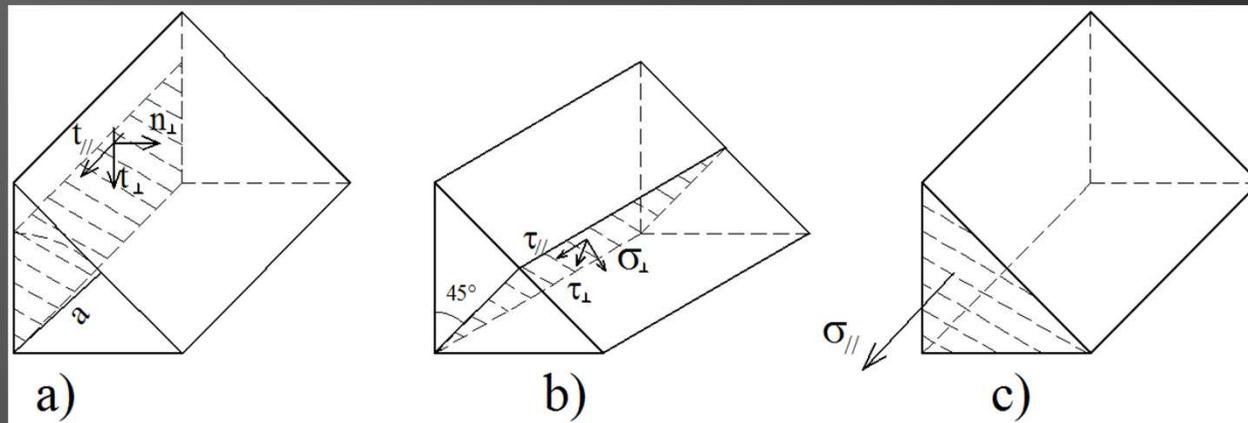
Unioni saldate

VERIFICHE DI RESISTENZA

➔ Giunti a cordone d'angolo



Sezione di gola del cordone d'angolo



Tensioni sul cordone

Metodo direzionale

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_t}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_t}{\gamma_{M2}} \end{array} \right.$$

Tipo di acciaio	Resistenza a rottura per trazione $f_t [N/mm^2]$	Coefficiente di correlazione β_w
S235	360	0,8
S275	430	0,85
S355	510	0,9

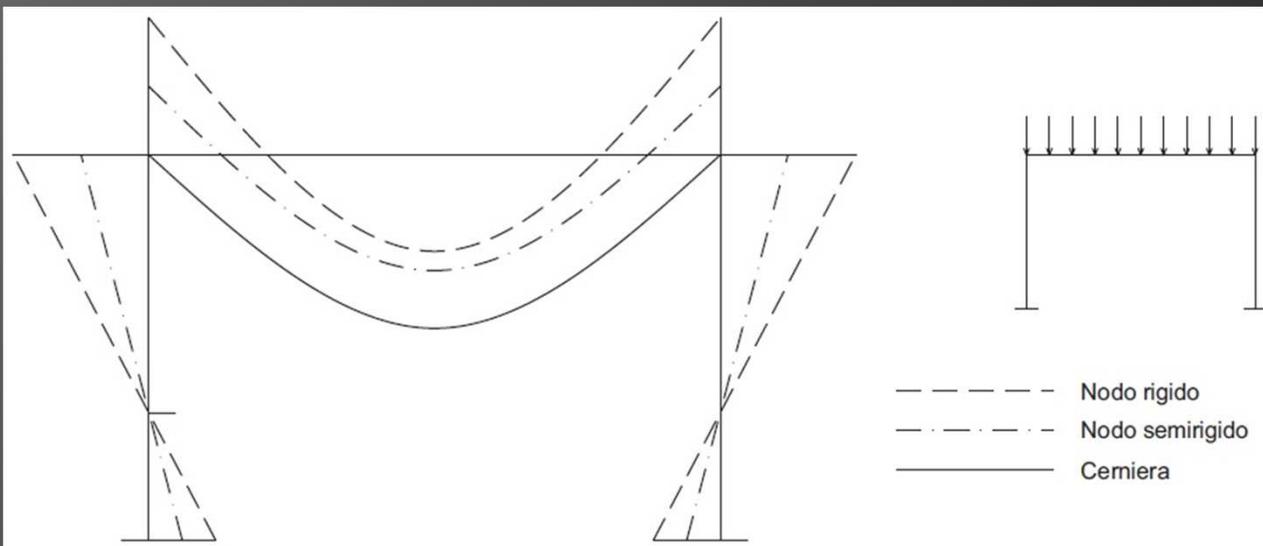
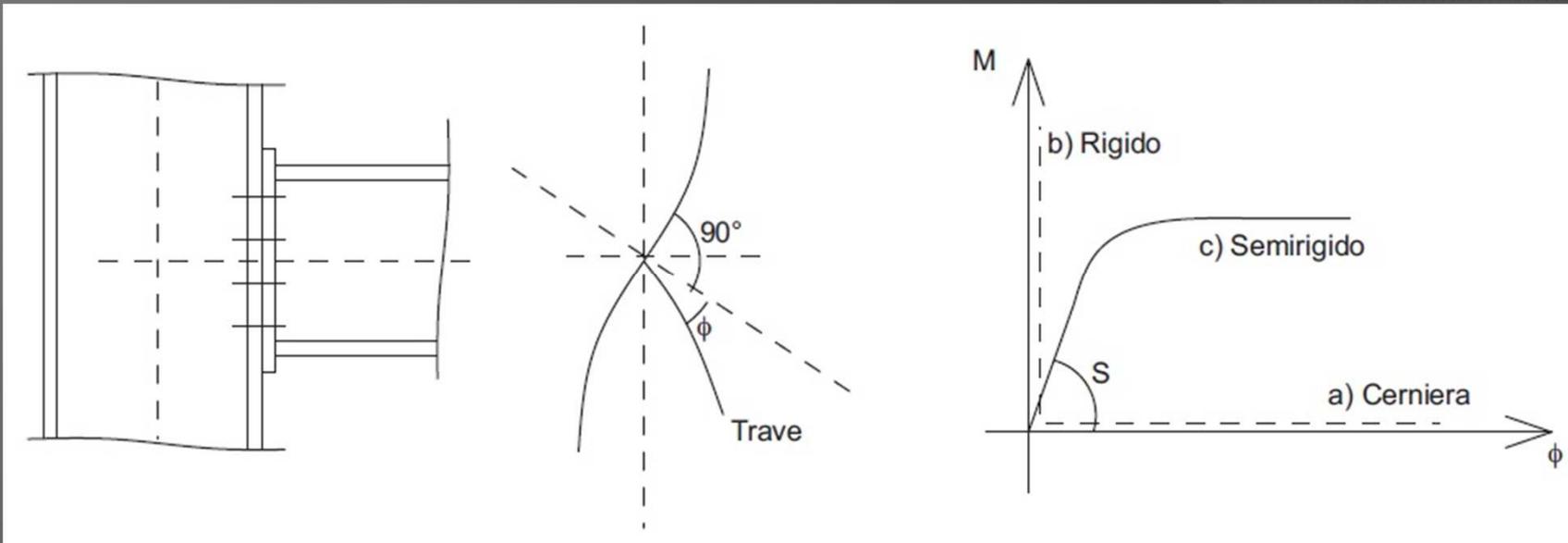
Coefficienti di correlazione per saldature a cordoni d'angolo

Metodo semplificato

$$f_{W,Ed} \leq \begin{cases} 0,88 f_d & \text{per acciaio S235} \\ 0,85 f_d & \text{per acciaio S275} \\ 0,74 f_d & \text{per acciaio S355} \end{cases}$$

$f_{W,Ed}$ = risultante delle tensioni

Giunti Classificazione



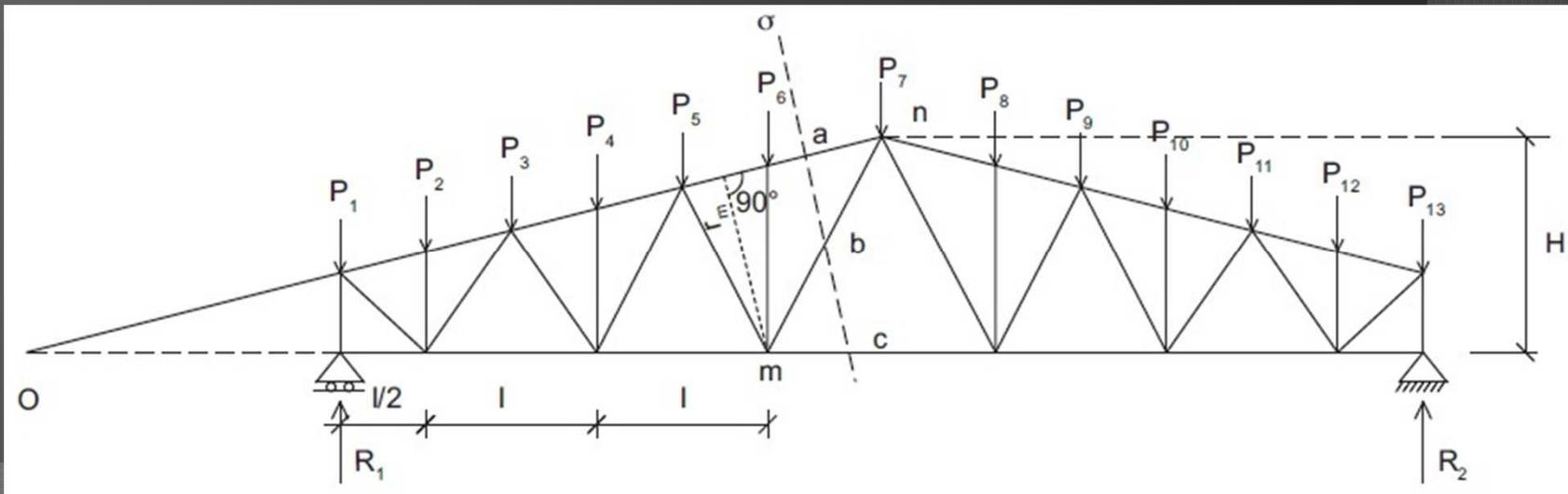
Relazioni momento-rotazione per giunti trave-colonna e rispettiva influenza sulle azioni flettenti

The Forth Bridge



Benjamin Baker

4. TRAVATURE RETICOLARI E CONTROVENTI



Benjamin Baker

(Frame, 31 Marzo 1840 – Pangbourne, 19 Maggio 1907)

“Not by means a big man; but a very great one”



DATI:

Tipologia: Ponte a sbalzo

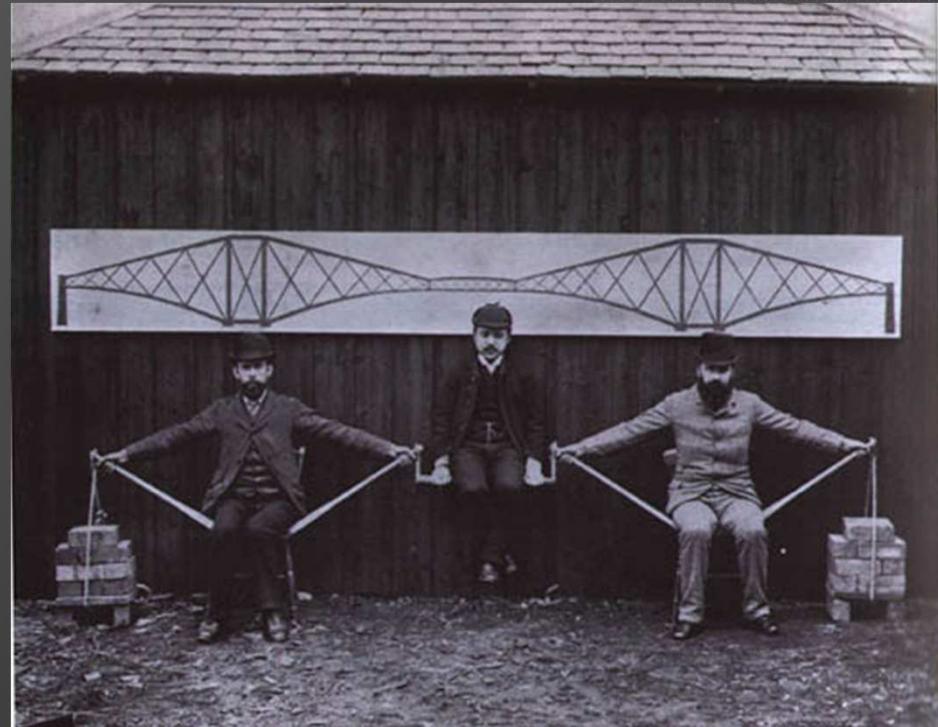
Materiale: Acciaio (il primo!)

Lunghezza: 2528,7 m

Luce max: 2 x 520,30 m

Costruzione: 1883-4 Marzo 1890

E ancora...



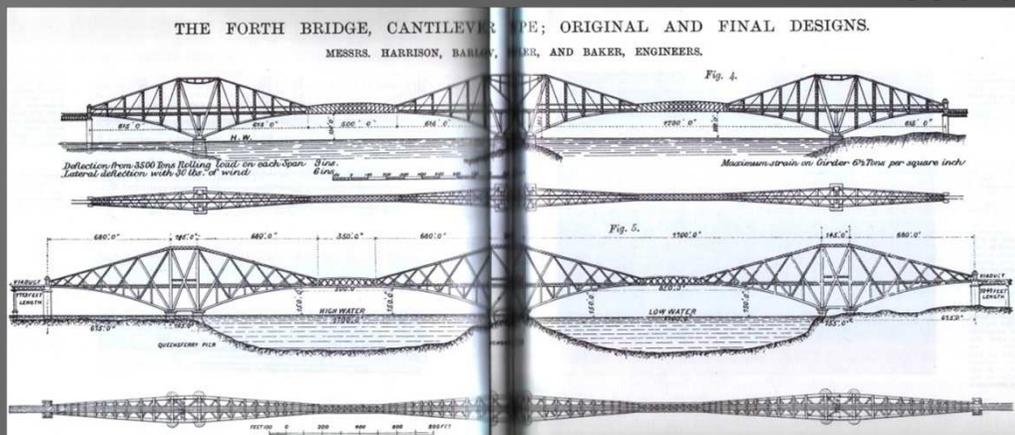
“The Human Cantilever”

Benjamin Baker

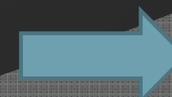


Le dimensioni

**64800 tonnellate di acciaio
8 milioni di rivetti
4600 operai**



La costruzione



Gli sbalzi

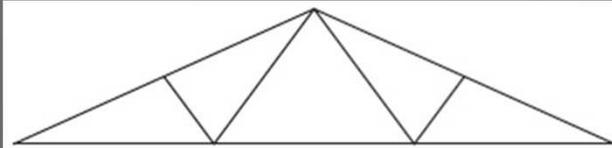


Le torri

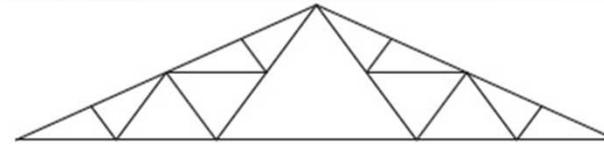
Benjamin Baker

Travature reticolari e controventi

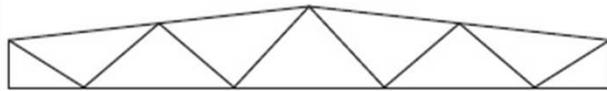
- a) *Fink o Polonceau*
- b) *Warren*
- c) *Pratt o Mohniè*
- d) *A doppia diagonale*



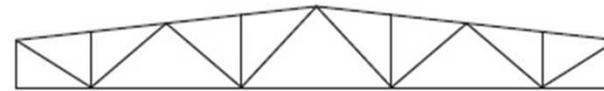
a)



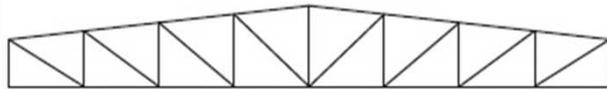
a')



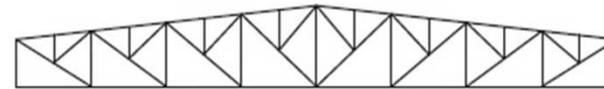
b)



b')



c)



c')

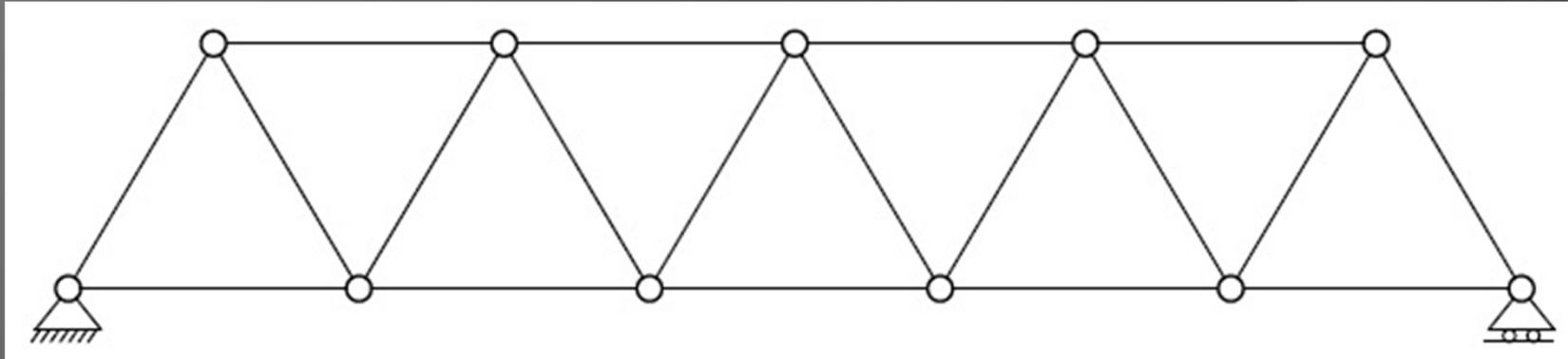


d)

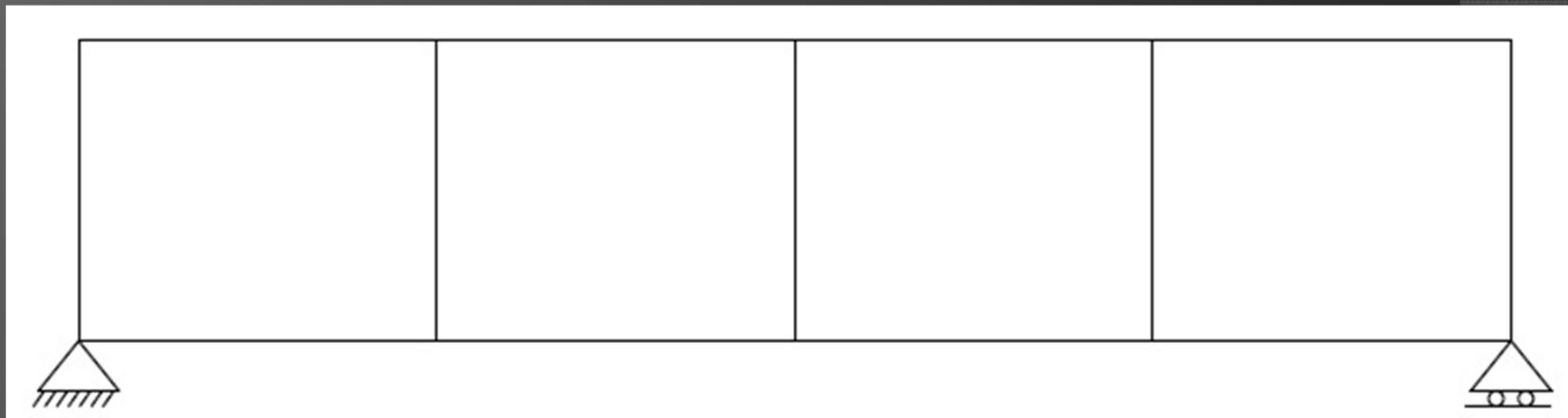
Travature reticolari e controventi



Nodi cerniera



Nodi rigidi



Trave Vierendeel



Aste Compresse

$$\sigma \leq \sigma_c$$

dove:

σ è la tensione di progetto a compressione

σ_c è la tensione critica fornita dalle norme

Secondo l'EC3, si ha:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

dove:

$N_{b,Rd}$ è la resistenza all'instabilità di una membratura compressa

χ è il coefficiente di riduzione per la modalità di instabilità pertinente

A è l'area della sezione per le sezioni di classe 1-2-3 ed è pari ad A_{eff} per le sezioni di classe 4

f_y è la tensione di snervamento

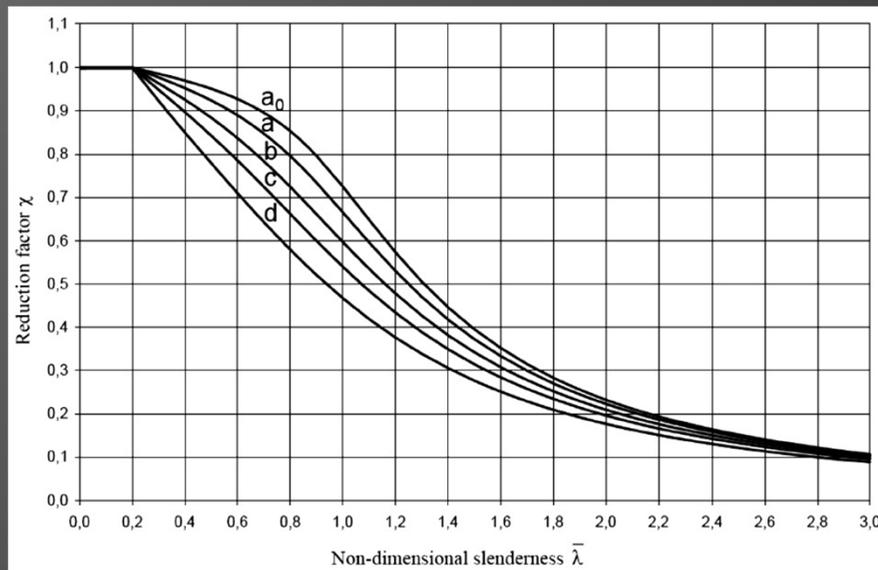
γ_{M1} 1,05

➔ Aste Compresse

Si ha:

$$\sigma_c = \frac{N_{b,Rd}}{A} = \frac{\chi \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow \frac{\sigma_c}{f_y / \gamma_{M1}} = \chi$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{l_0^2}$$



Sezione trasversale	Limiti	Inflexione interna all'asse	Curva di instabilità				
			S235, S275, S355, S420	S460			
Sezioni laminata 	$l_0 \le 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < l_0 \le 100 \text{ mm}$	$\gamma\text{-}\gamma$ $\gamma\text{-}\epsilon$	a	a ₀			
			b	a			
	$l_0 \le 100 \text{ mm}$ $l_0 > 100 \text{ mm}$	$\gamma\text{-}\gamma$ $\gamma\text{-}\epsilon$	b	a			
			c	a			
Sezioni ad I saldate 	$l_0 \le 40 \text{ mm}$	$\gamma\text{-}\gamma$ $\gamma\text{-}\epsilon$	b	b			
	$l_0 > 40 \text{ mm}$	$\gamma\text{-}\gamma$ $\gamma\text{-}\epsilon$	c	c			
Sezioni curve 	Sezioni formate "a caldo"	qualsiasi	a	a ₀			
	Sezioni formate "a freddo"	qualsiasi	c	c			
Sezioni scatolati saldate 	In generale	qualsiasi	b	b			
	saldate "spesse": $a < 0.5l_0$; $b/l_0 < 30$; $h/l_0 < 33$	qualsiasi	c	c			
Sezioni piatte, ad U e T 		qualsiasi	c	c			
Sezioni ad L 		qualsiasi	b	b			
Curva di instabilità			a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α			0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

4. Travature reticolari e controventi

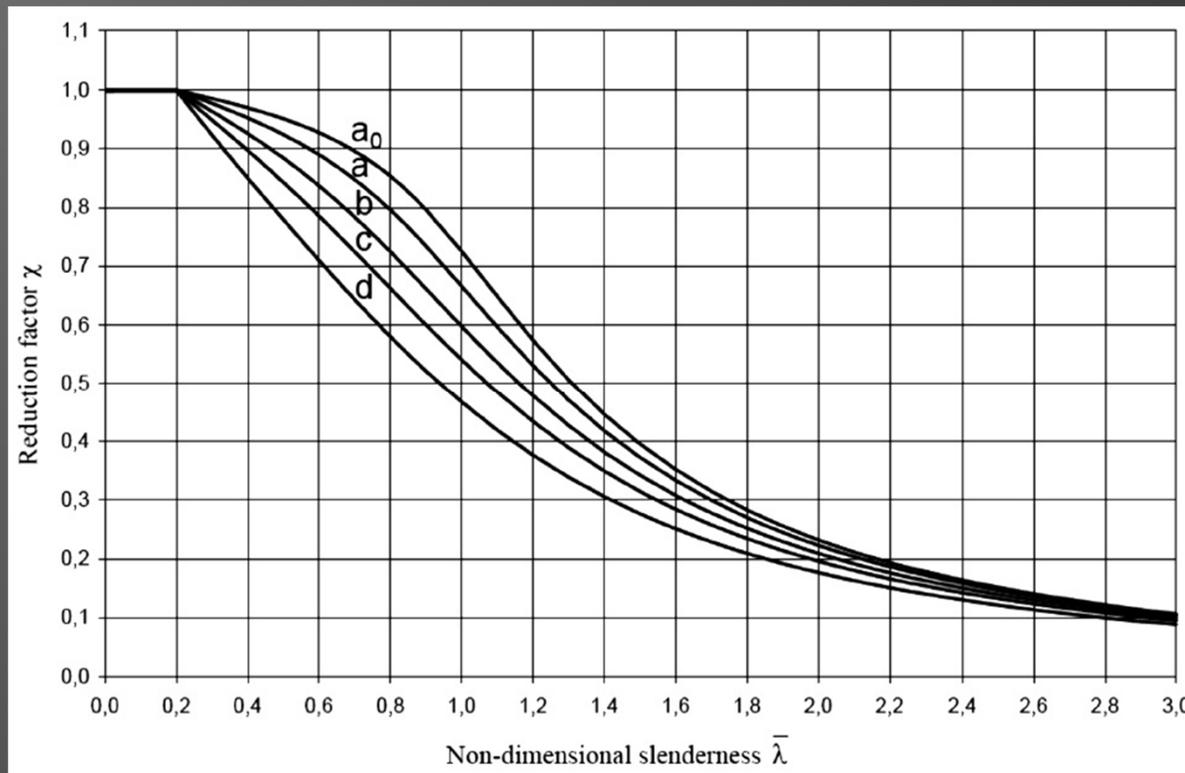
➔ Aste Compresse

Per la instabilità di tipo flessionale, si ha:

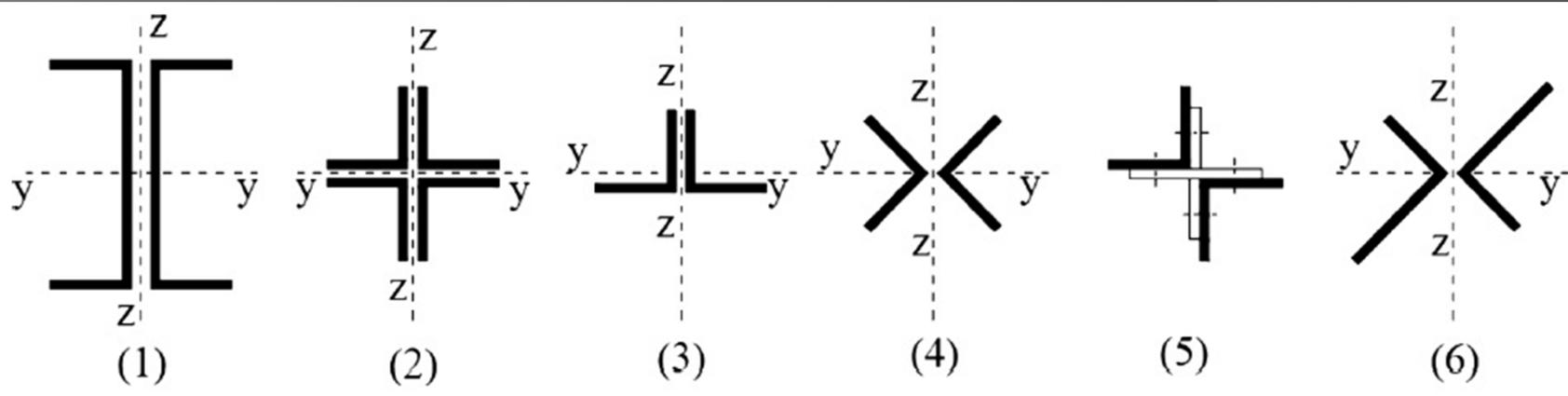
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

per i profili angolari si assumerà:

$$\bar{\lambda}_{eff} = 0,5 + 0,7\bar{\lambda}$$



➔ Aste Calastrellate Compresse



$$N_{cr,Ed} = 0,5N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_{ch}}{2 \cdot I_{eff}}$$

Tipi di membrature composte

dove:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M_{Ed}^I}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{L^2}$$

N_{Ed} è lo sforzo normale di progetto

$$e_0 = L/500$$

M_{Ed}^I è il valore massimo del momento flettente in mezzera senza effetti del secondo ordine;

h_0 è la distanza tra i baricentri dei profili;

A_{ch} è l'area della sezione trasversale di un profilo;

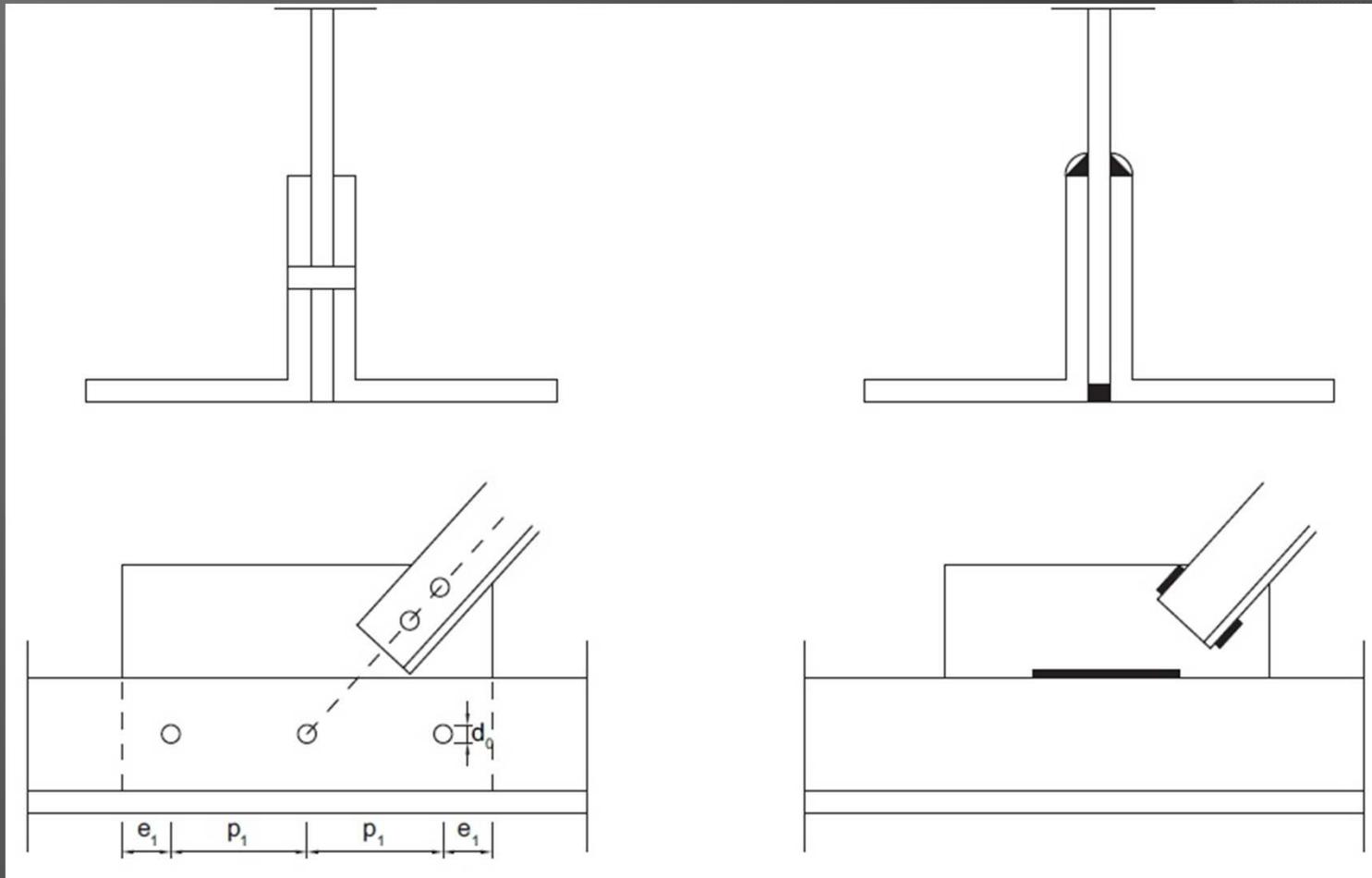
I_{eff} è il momento d'inerzia effettivo della sezione composta;

S_v è la rigidezza a taglio dei calastrelli.



Aste tese

- a) Angolari collegati con bullonatura
- b) Angolari collegati con saldatura



➔ Aste tese

CASO A

Per la verifica a trazione di angolari bullonati collegati su di una sola ala, si dovrà avere:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A_{net}} \leq \frac{\beta \cdot f_t}{\gamma_{M2}}$$

N_{Ed} è il valore dello sforzo assiale di trazione;

A_{net} è l'area netta dell'angolare; per angolari a lati disuguali collegati sull'ala minore

A_{net} è pari a l'area netta dell'angolare equivalente a lati uguali di lato pari all'ala minore;

β è un fattore di riduzione funzione del passo dei bulloni p_1

$\gamma_{M2}=1,25$.

f_t è la resistenza a rottura del materiale.

Numero bulloni/passi p_1	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
2 bulloni	0,4	0,7
3 o più bulloni	0,5	0,7

→ Aste tese

CASO B

Per la verifica a trazione di angolari saldati collegati su di una sola ala, si dovrà avere:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} \leq f_y$$

dove:

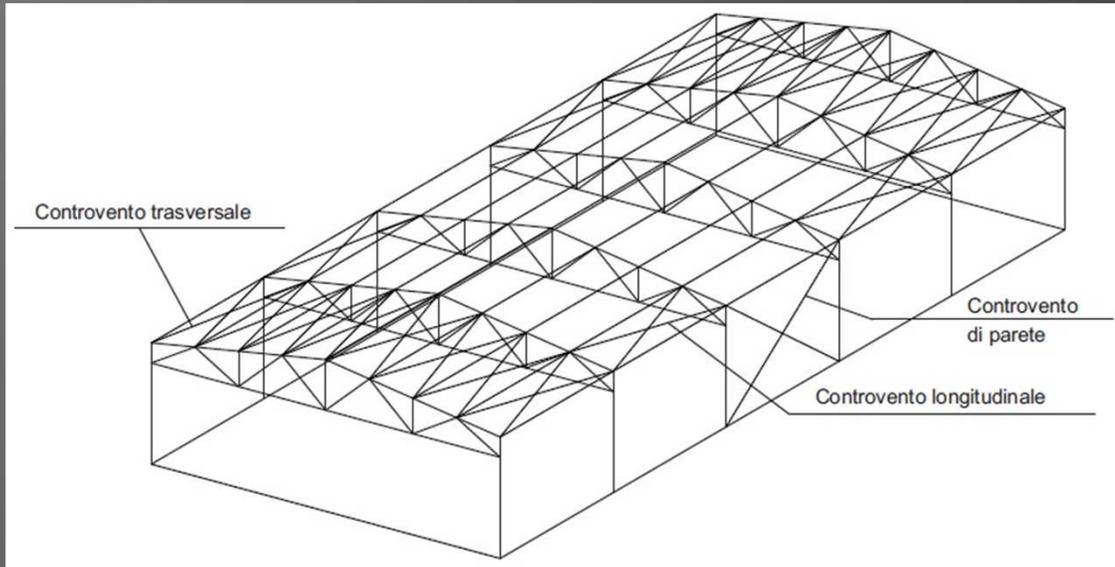
N_{Ed} è il valore dello sforzo assiale di trazione;

f_y è la tensione di snervamento;

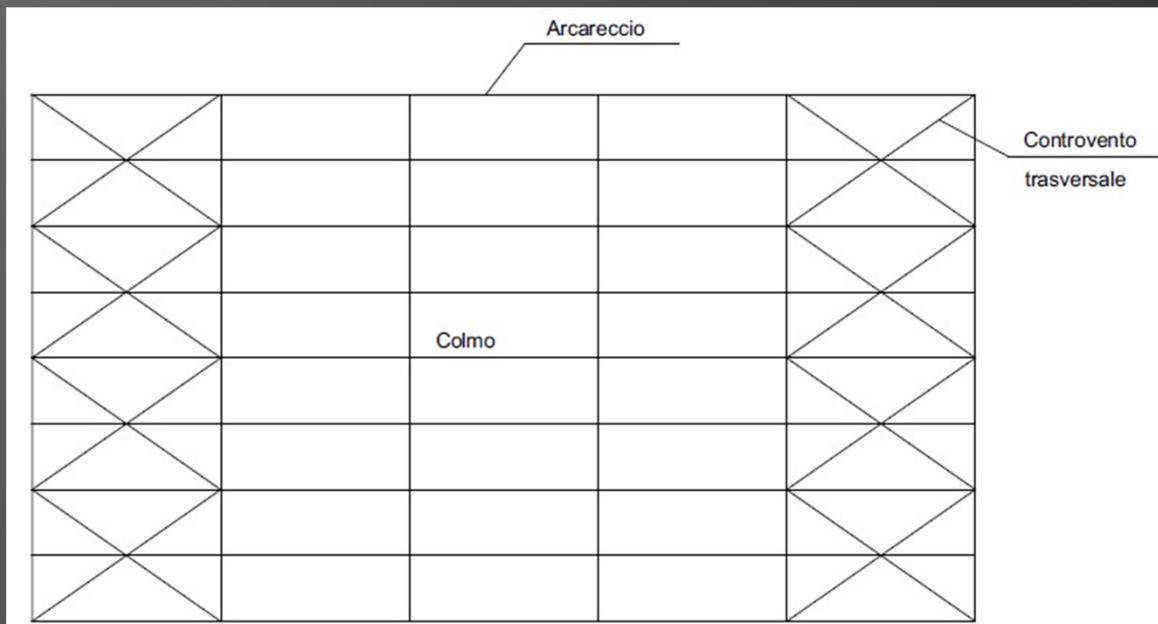
A è l'area della sezione trasversale dell'angolare. Per angolari a lati disuguali collegati sull'ala minore, A si assume pari all'area dell'angolare a lati uguali equivalente di lato pari all'ala minore.



CONTROVENTI NEI CAPANNONI INDUSTRIALI



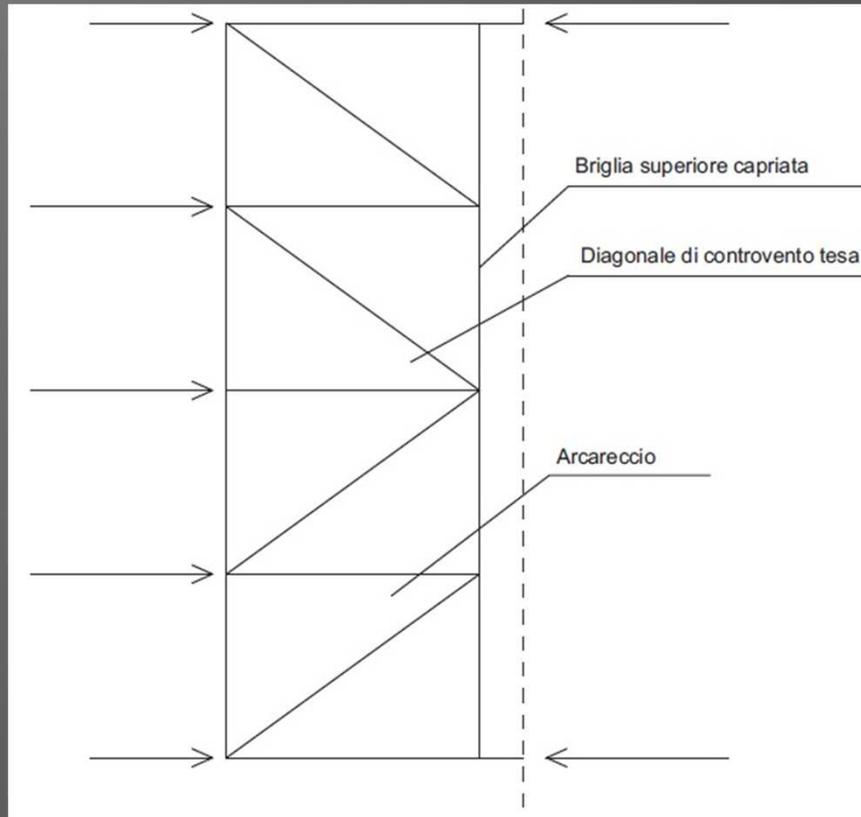
Tipologie di controventi



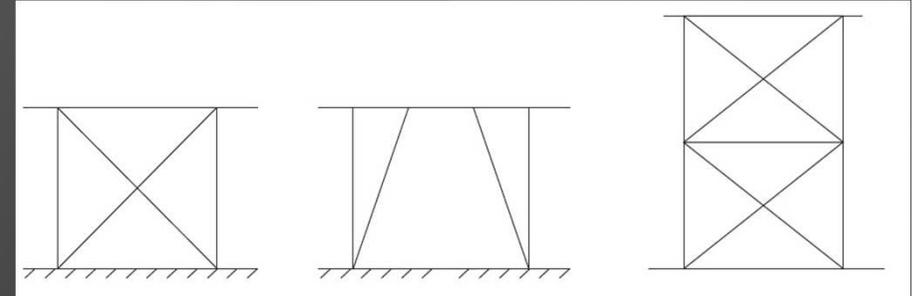
Controventi trasversali



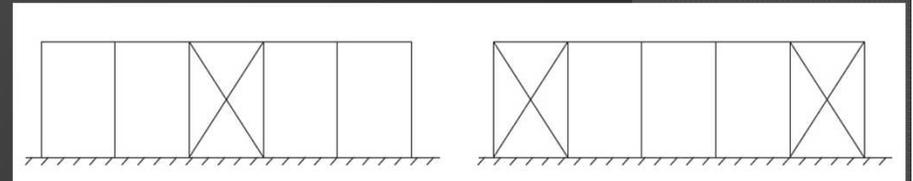
CONTROVENTI NEI CAPANNONI INDUSTRIALI



Schema di calcolo



Tipologie di controventi di parete



Tipologie di disposizione dei controventi

Il ponte di Brooklyn



John A. Roebling

5. TRAVI

**6. TRAVI COMPOSTE
A PARETE PIENA**

**7. TRAVI COMPOSTE
ACCAIO-CLS**

John A. Roebling

(Muhlhausen, 12 Giugno 1806 – Brooklyn Heights, 22 Luglio 1869)

Washington A. Roebling (1837 – 1926)

Emily Warren Roebling (1843 – 1903)



IL CREATORE DEL PONTE

John Augustus Roebling

1806 nasce

1824 inizia gli studi di architettura ed ingegneria

1825 lavora per il governo prussiano per la costruzione di strade militari,
inizia ad interessarsi ai ponti sospesi

John A. Roebling

IL CREATORE DEL PONTE

John Augustus Roebling

1831 emigra negli Stati Uniti

1841 inizia la produzione di cavi di acciaio

1841 ricostruisce un acquedotto a mò di ponte sospeso disponendo i cavi secondo la configurazione naturale a “**catenaria**”. Inventò la “**tessitura del cavo**” mediante successivo avvolgimento di fili più leggeri sul “**cavo pilota**” di partenza.

1854 per la ricostruzione del Wheeling Bridge sul fiume Ohio, crollato per effetti dinamici provocati dal vento (come il Tacoma Narrows Bridge – 1940), progettò ed inventò dei cavi inclinati o “**stralli**” (ponte strallato)

1854 Niagara Falls Suspension Bridge (250 n)

1859 Allegheny Bridge (105 m)

1866 John A. Suspension Bridge – Ohio river (322 m)

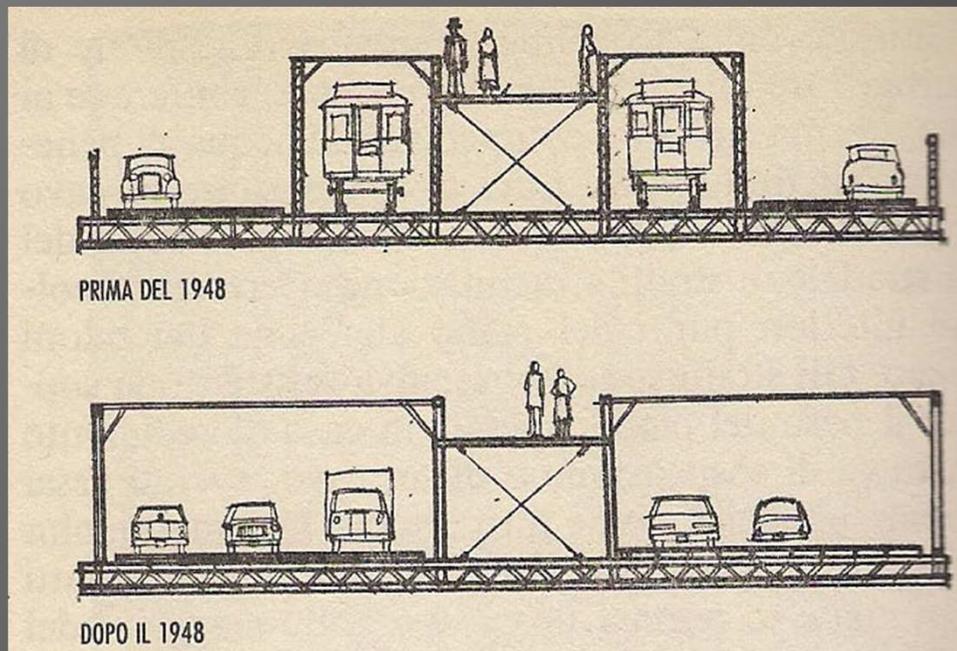
1866 Incarico per la costruzione del Brooklyn Bridge

1869 Approvazione progetto esecutivo ed inizio lavori

21 Luglio 1869 **Morte per incidente**

Agosto 1869 Nomina di Washington Roebling come ingegnere capo del ponte . . . **E la saga continua**

LA COSTRUZIONE DEL PONTE



DATI:

Tipologia: Ponte sospeso

Materiale: Acciaio e granito

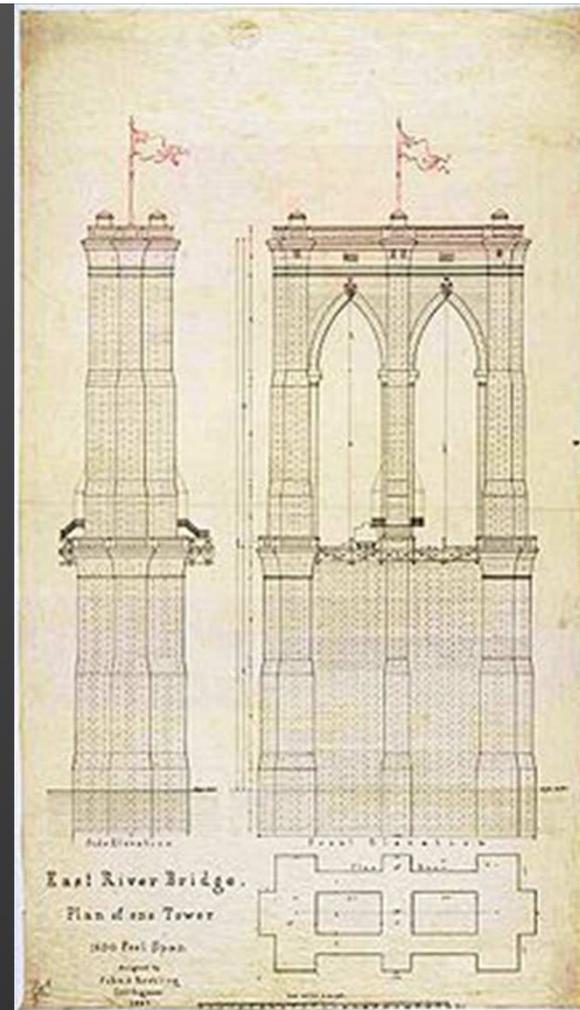
Lunghezza: 1825 m

Luce max: 486,3 m

Altezza luce: 41 m

Larghezza: 26 m

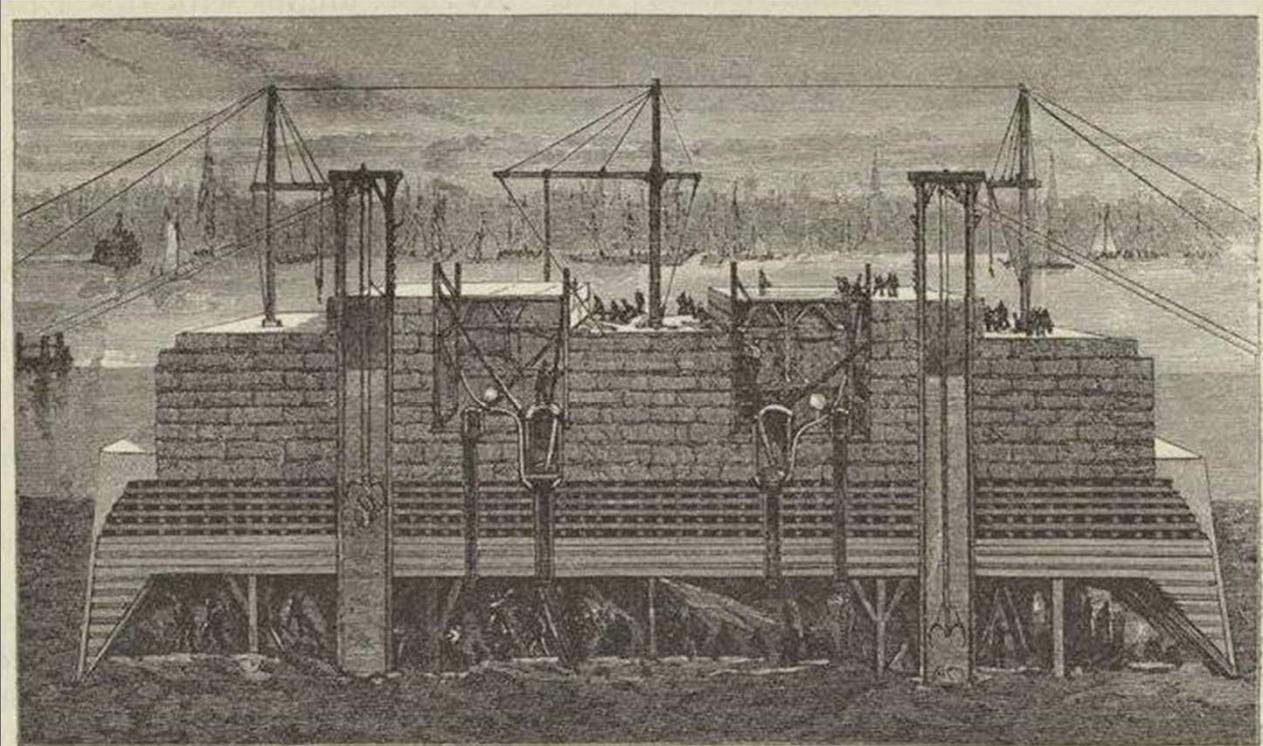
Altezza torri: 84 m



*E ancora...
600 operai
15,5 milioni di dollari dell'epoca
13 anni di lavoro
apertura il 24 Maggio 1883*

John A. Roebling

LA COSTRUZIONE DEL PONTE



THE CAISSON.

FONDAZIONE CON CASSONI PNEUMATICI:

CASSERO SULLA RIVA DI BROOKLYN

DIMENSIONI 51,21m X 31,09m

CON UN AFFONDAMENTO PREVISTO DI CIRCA 13,4 m !

CASSERO SULLA RIVA DI NEW YORK

DIMENSIONI 52,43m X 31,09m

CON UN AFFONDAMENTO PREVISTO DI CIRCA 21,95 m !

John A. Roebling

LA COSTRUZIONE DEL PONTE

1870 Washington Roebling si ammala di “paralisi da decompressione” e resta paralizzato dalla vita in giù

Emily Warren Roebling diventa il “nuovo direttore dei lavori” – Washington Roebling segue i lavori della sua storia affacciato sulla riva di Brooklyn trasmettendo gli ordini tramite la moglie.

Non ho le immagini del libro di Salvadori

LA COSTRUZIONE DEL PONTE

La progettazione delle strutture in acciaio

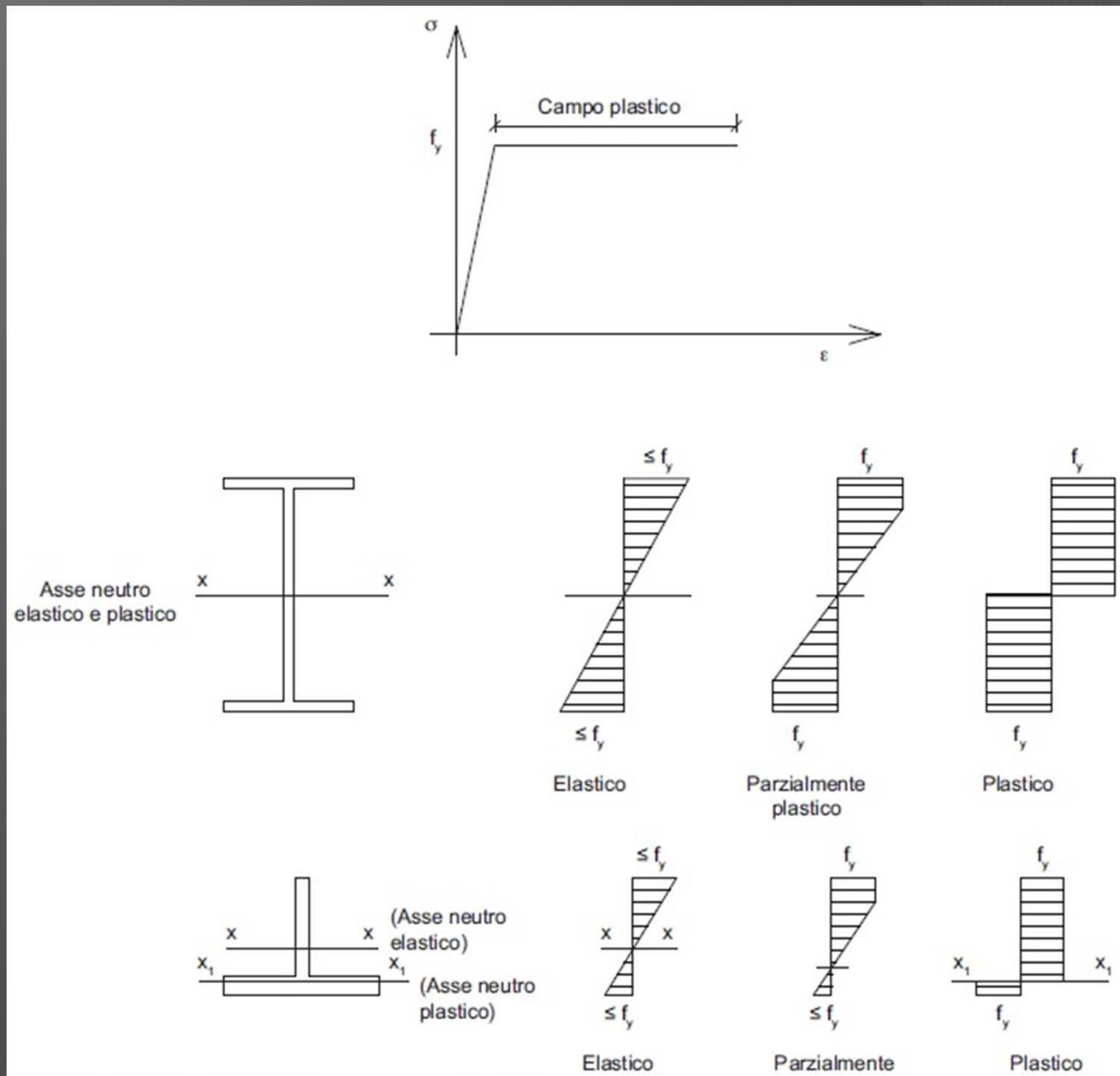


Stralli e tiranti



John A. Roebling

FLESSIONE SEMPLICE

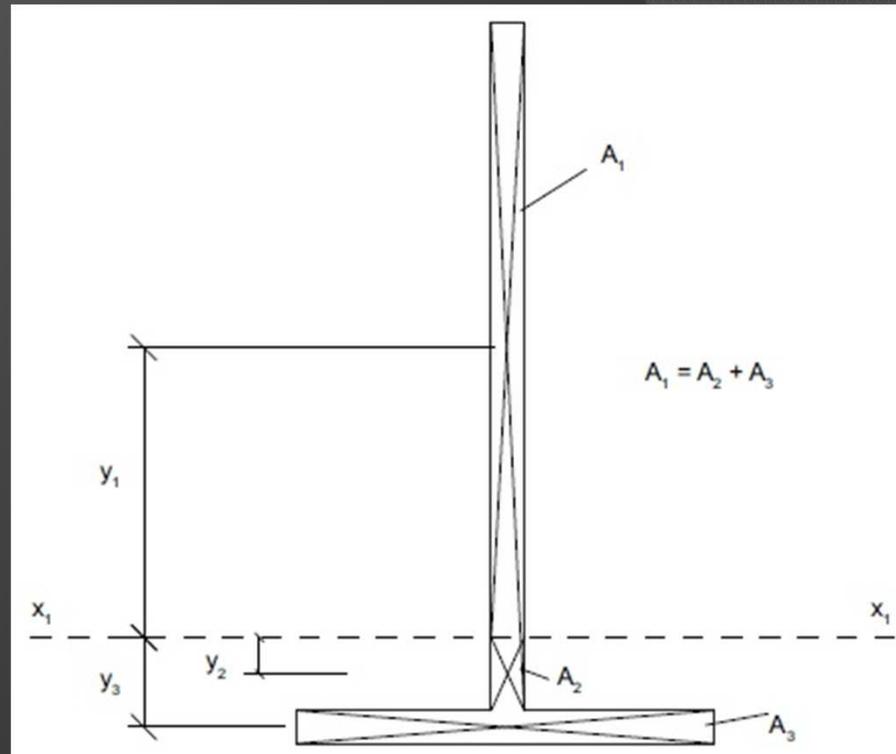
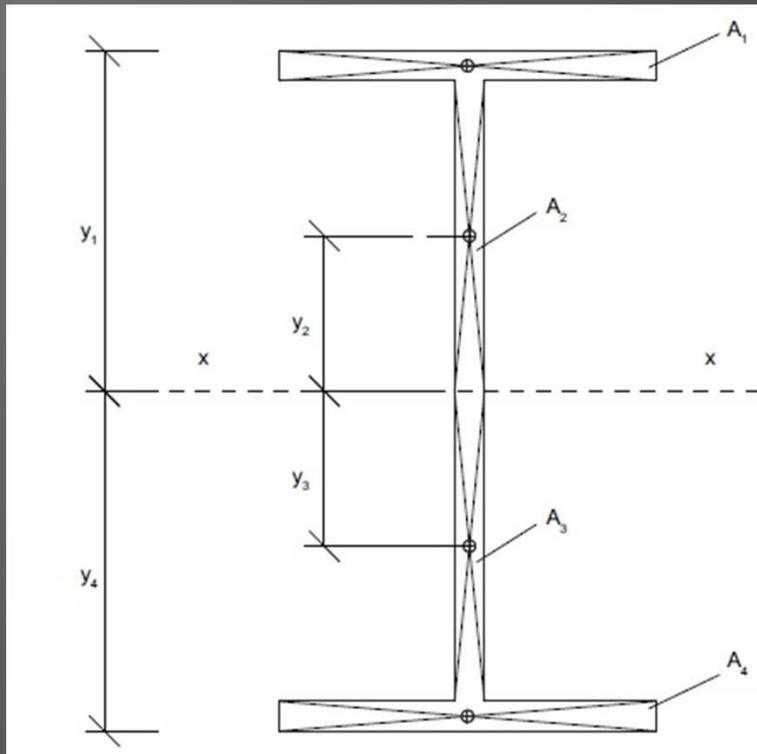


Stato limite elastico

$$M_e = f_y \cdot W_e$$

Stato limite plastico

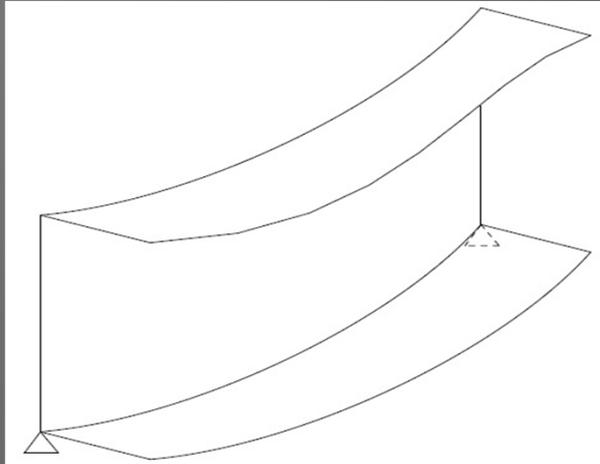
$$M_u = f_y \cdot W_{pl}$$



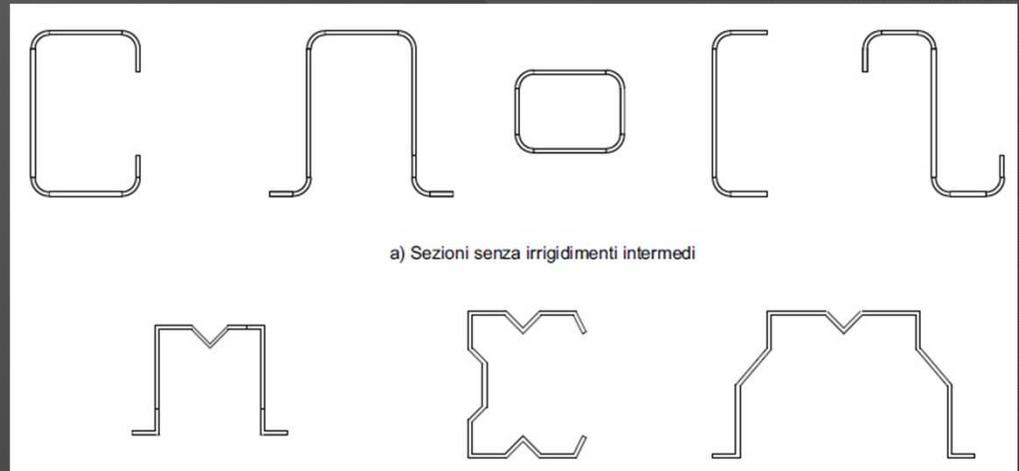
$$W_{pl} = A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2 + \dots = \sum A \cdot y$$

$$\frac{M_e}{M_u} \cong 80 - 90\%$$

Profili sottili



Profilo a freddo soggetto a flessione



a) Sezioni senza irrigidimenti intermedi

Sezioni tipiche di profili a freddo

Verifica a flessione semplice

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

oppure

$$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W_{eff}} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = f_d$$

dove:

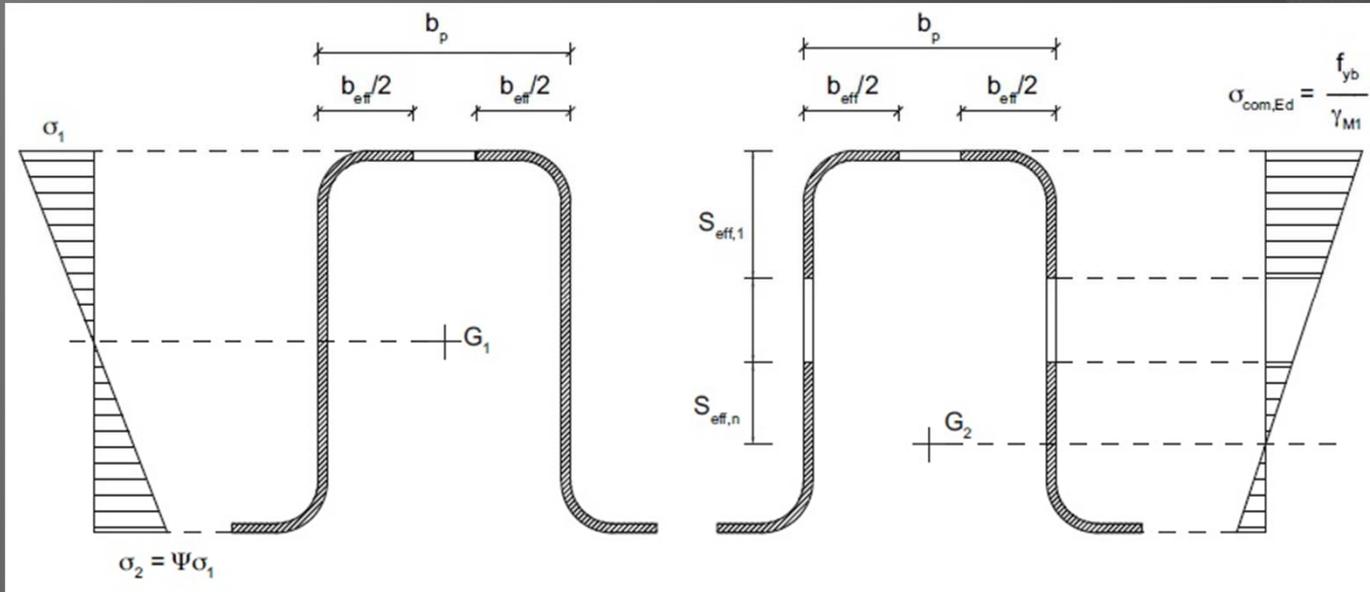
M_{Ed} = momento di calcolo

$M_{c,Rd}$ = momento resistente

W_{eff} = modulo di resistenza della sezione efficace

γ_{M0} = 1,05

Verifica a flessione semplice



Distribuzione delle tensioni	Grandezze caratteristiche
<p> σ_1 σ_2 t b_{e1} b_{e1} b_p </p>	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = + 1$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $k\sigma = 4,0$
<p> σ_1 σ_2 t b_{eff} b_p </p>	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = + 1$ $b_{eff} = \rho \cdot b_p$ $k\sigma = 0,43$

Verifica a flessione semplice

Per la determinazione del coefficiente di riduzione ρ si pone:

$$\sigma_{com,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M1}$$

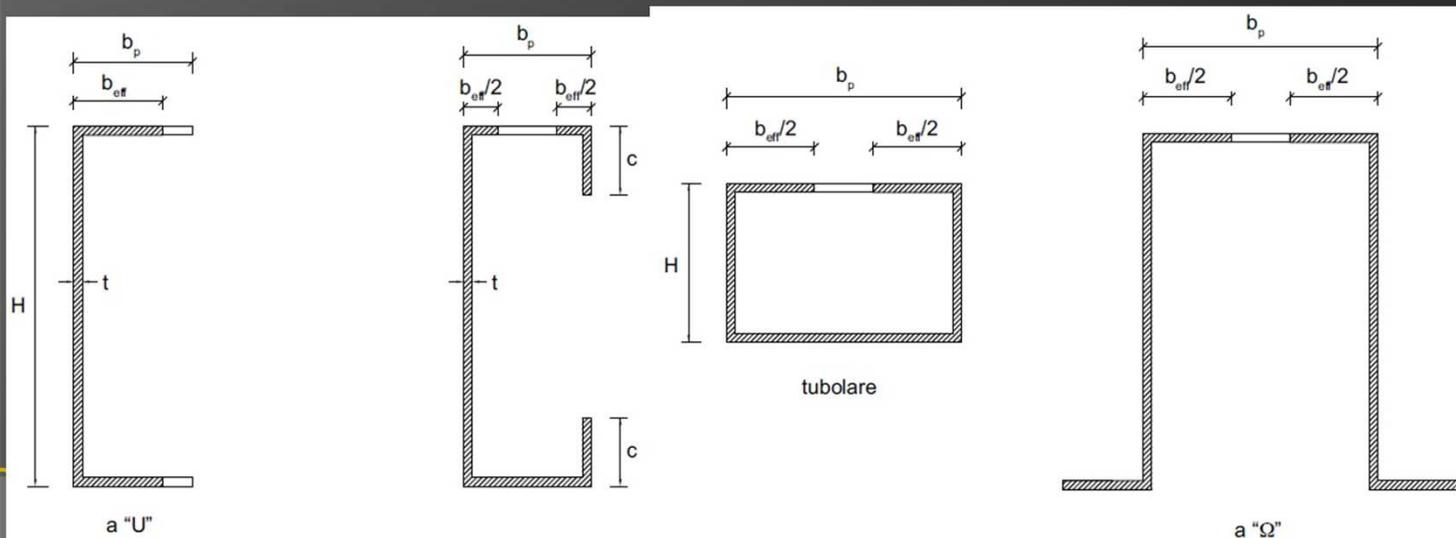
e si applicano le seguenti relazioni:

➔ se $\bar{\lambda}_p \leq 0,673 : \rho = 1,0$

➔ se $\bar{\lambda}_p > 0,673 : \rho = \left(1 - 0,22/\bar{\lambda}_p\right) \bar{\lambda}_p$

dove la snellezza del pannello $\bar{\lambda}_p$ è data da:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)f_{yb}}{\pi^2 E \sigma k}} \cong 1,052 \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E k \sigma}} \cong \frac{b_p/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k \sigma}}$$

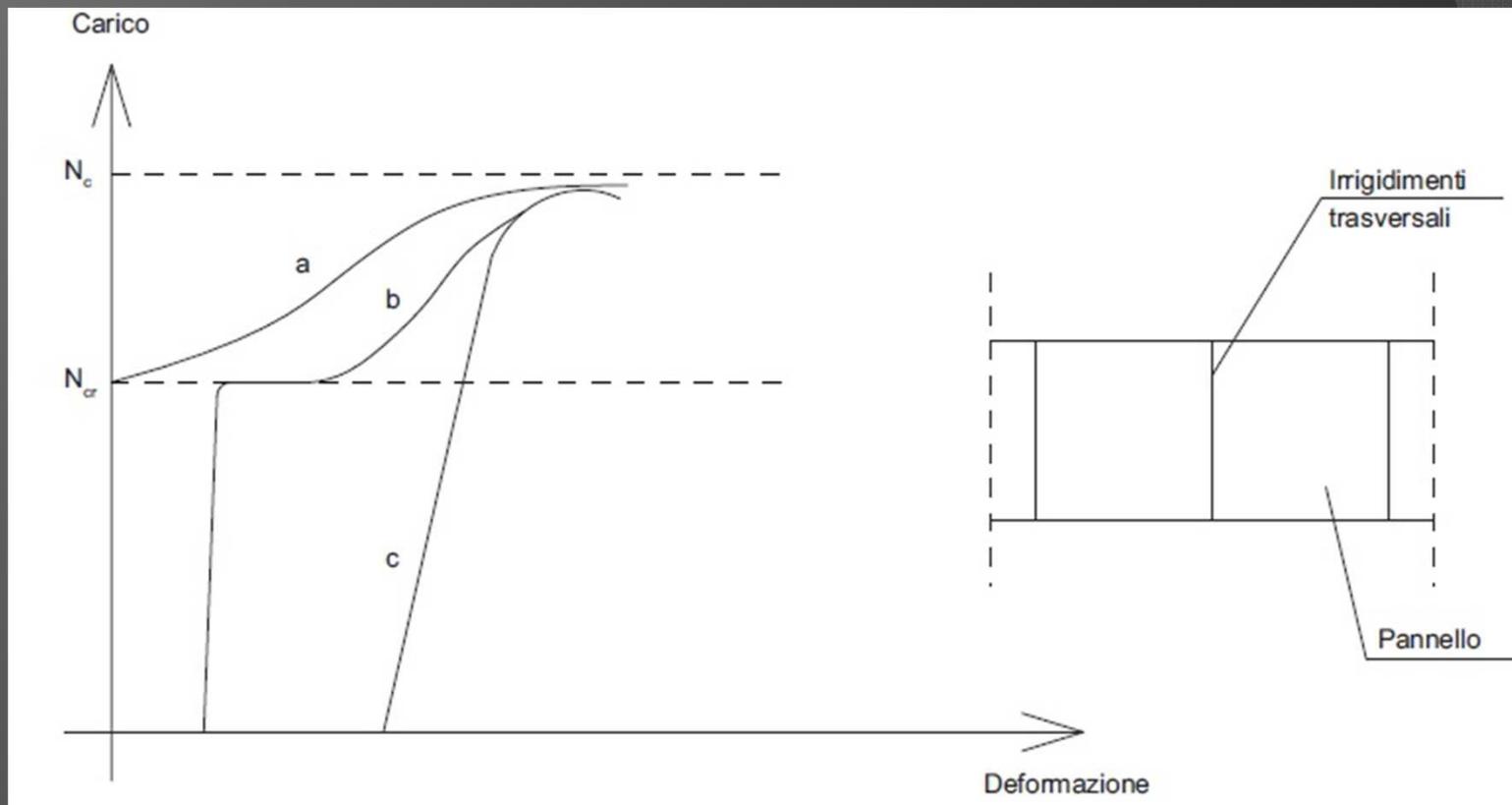


TRAVI COMPOSTE A PARETE PIENA

Stabilità delle lastre piane irrigidite:

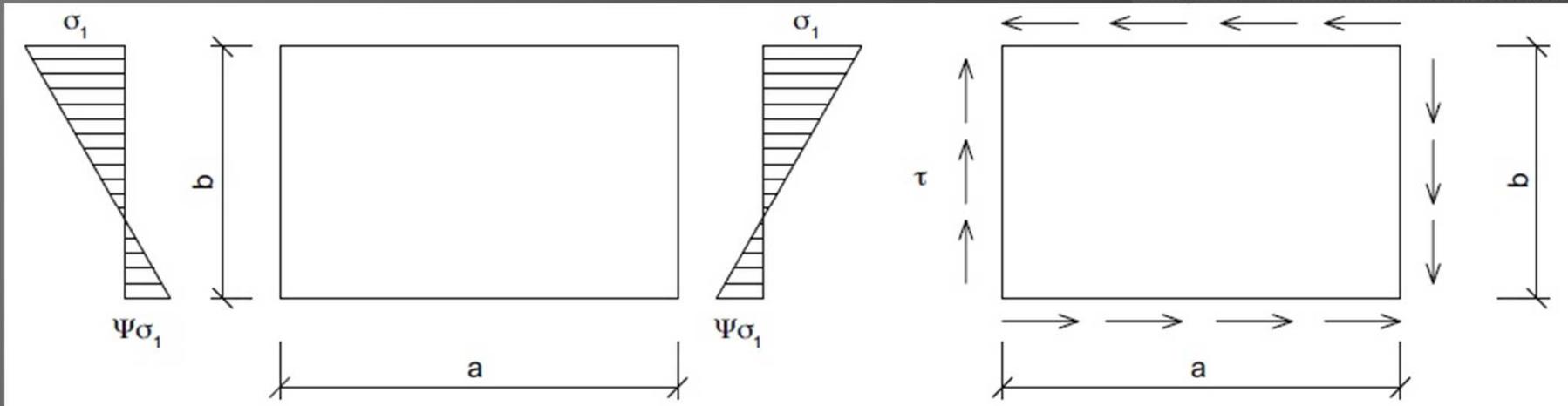
➔ Teoria lineare

➔ Teoria non lineare



Carico critico dei pannelli d'anima

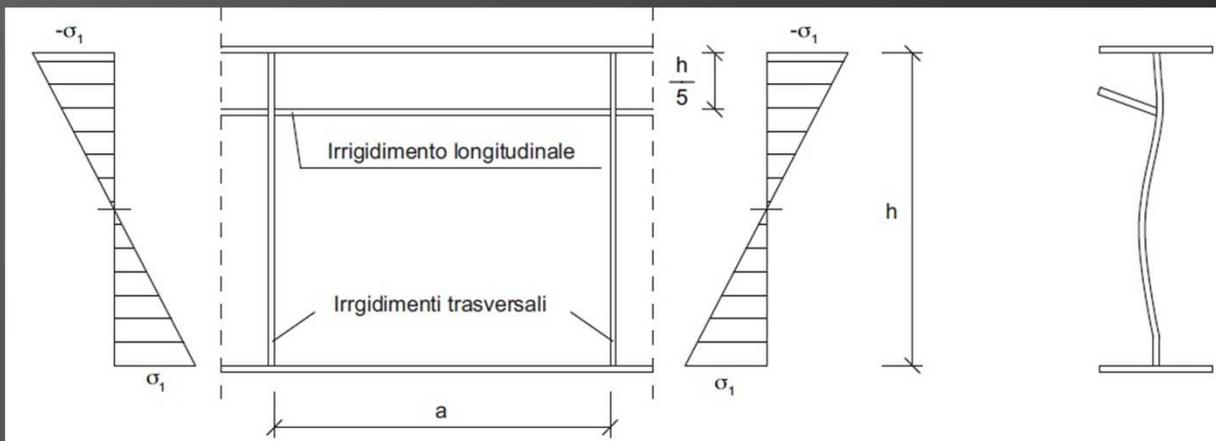
Teoria lineare



Lastra caricata da tensioni normali e tangenziali

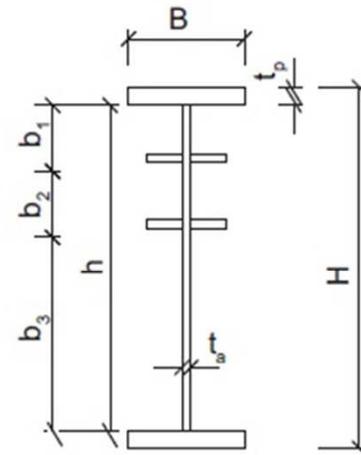
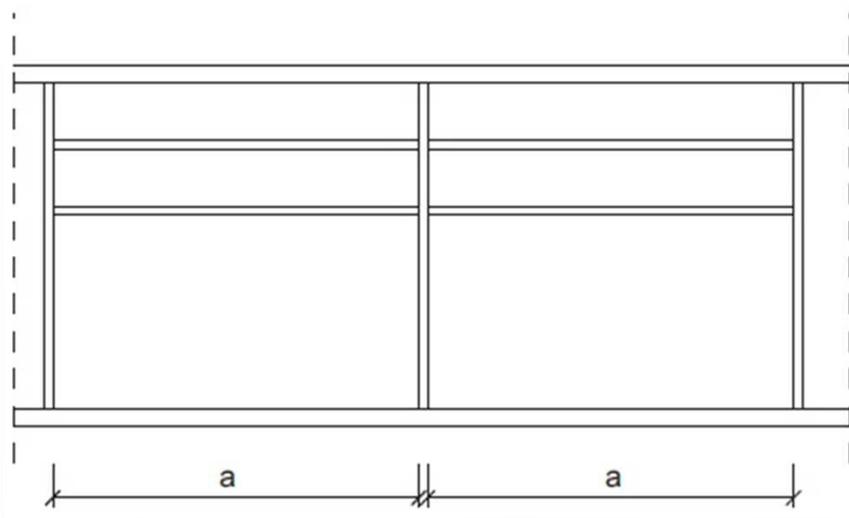
$$\begin{cases} \sigma_{cr} = K_{\sigma} \cdot \sigma_{cr,o} \\ \tau_{cr} = K_{\tau} \cdot \sigma_{cr,o} \end{cases}$$

$$\sigma_{cr,o} = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$



Pannello d'anima irrigidito

6. TRAVI COMPOSTE A PARETE PIENA



$$H \cong \frac{1}{10} \cdot L \div \frac{1}{12} \cdot L$$

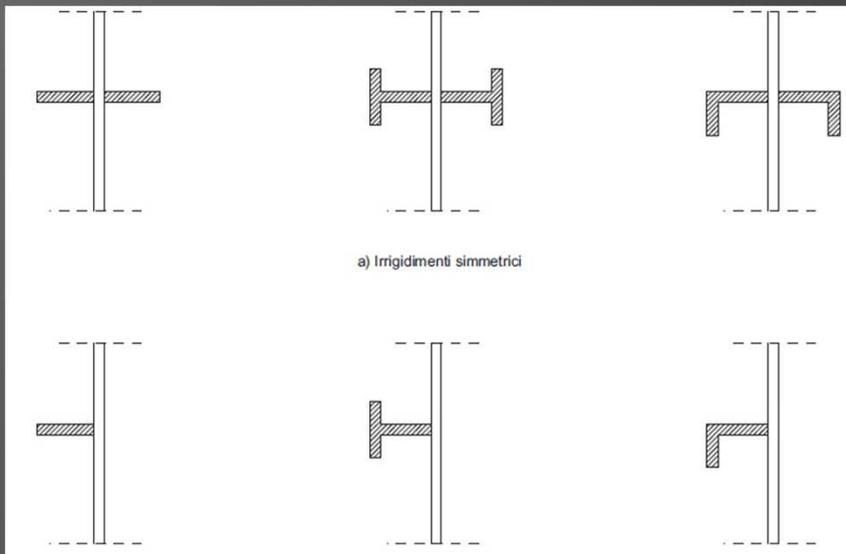
$$B \cong \frac{1}{3} \cdot H \div \frac{1}{4} \cdot H$$

$$t_p \cong \frac{H}{50} \div \frac{H}{40} \cong 30 \div 50 \text{ mm}$$

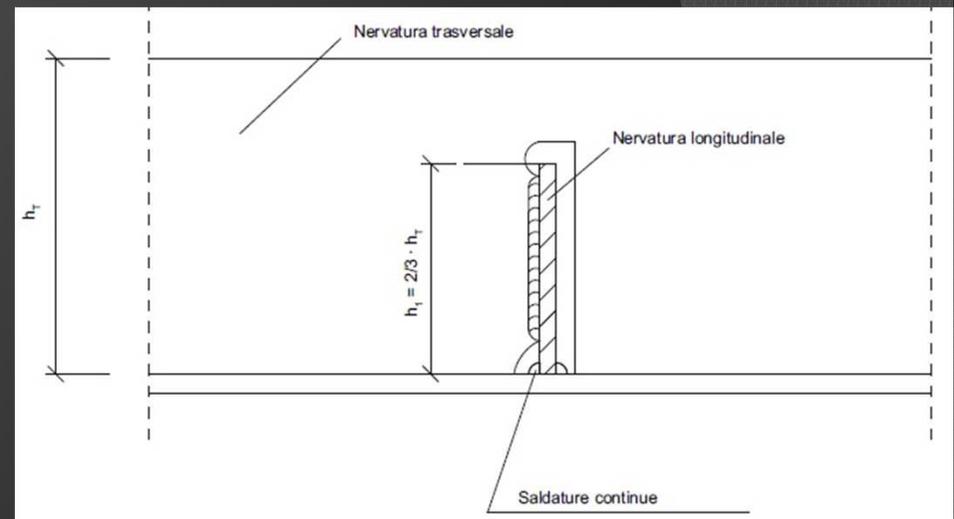
$$t_a \cong \frac{H}{150} \div \frac{H}{200} \cong 10 \div 20 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{h} \leq 1,5$$

Predimensionamento trave composta



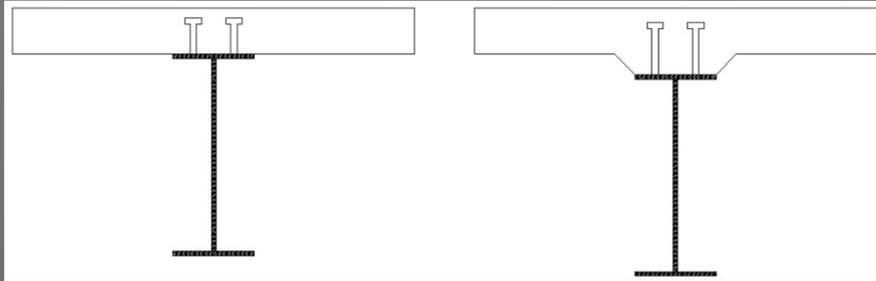
Tipi di irrigidimenti



Dettaglio nervature

6. TRAVI COMPOSTE A PARETE PIENA

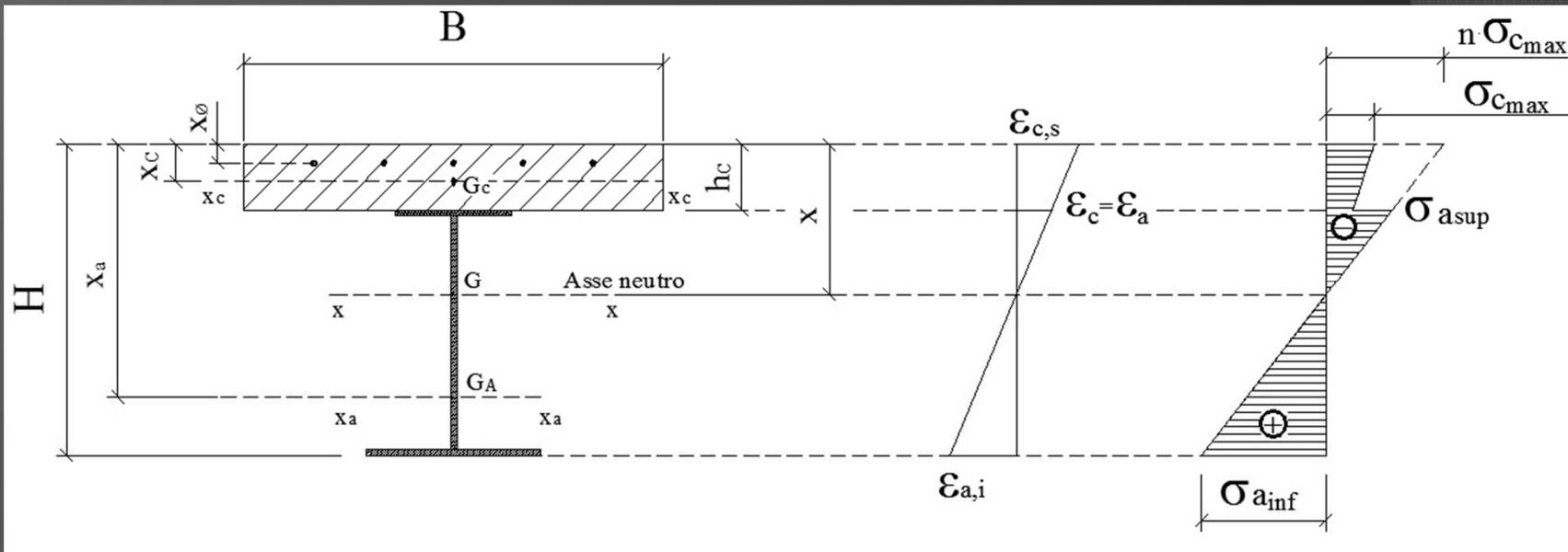
TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO



FLESSIONE

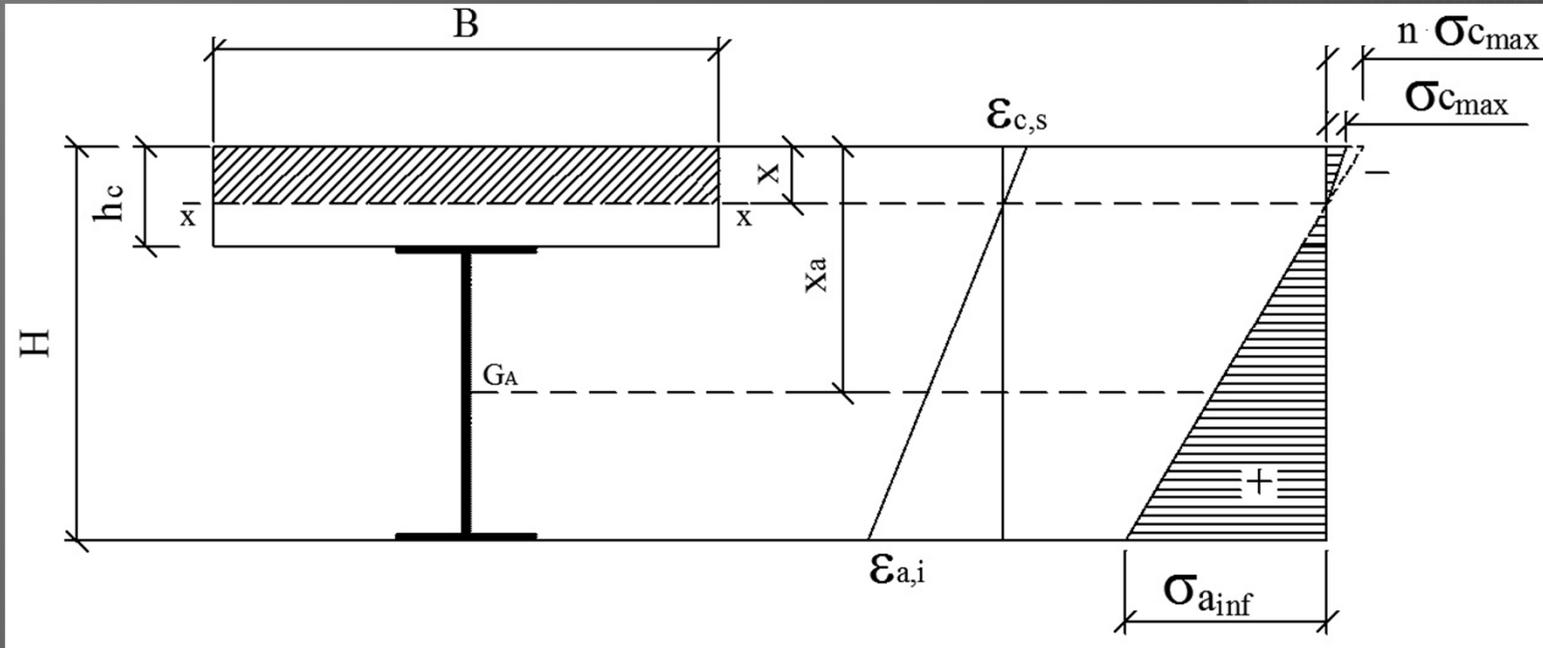
- a) Il calcestruzzo è totalmente in zona compressa
- b) Il calcestruzzo è parzialmente in zona tesa
- c) Il calcestruzzo è totalmente in zona tesa

CASO A

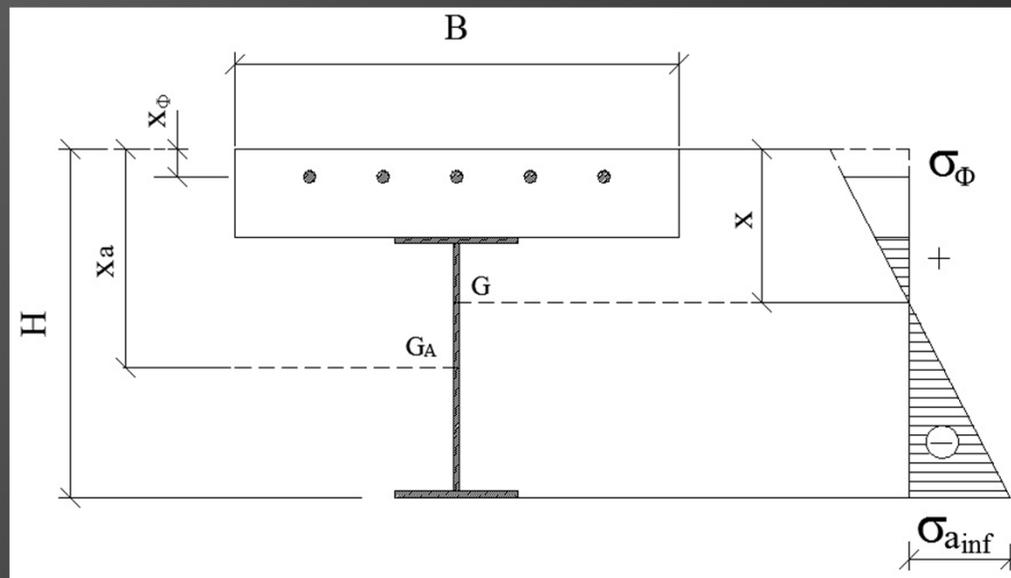


7. TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CLS

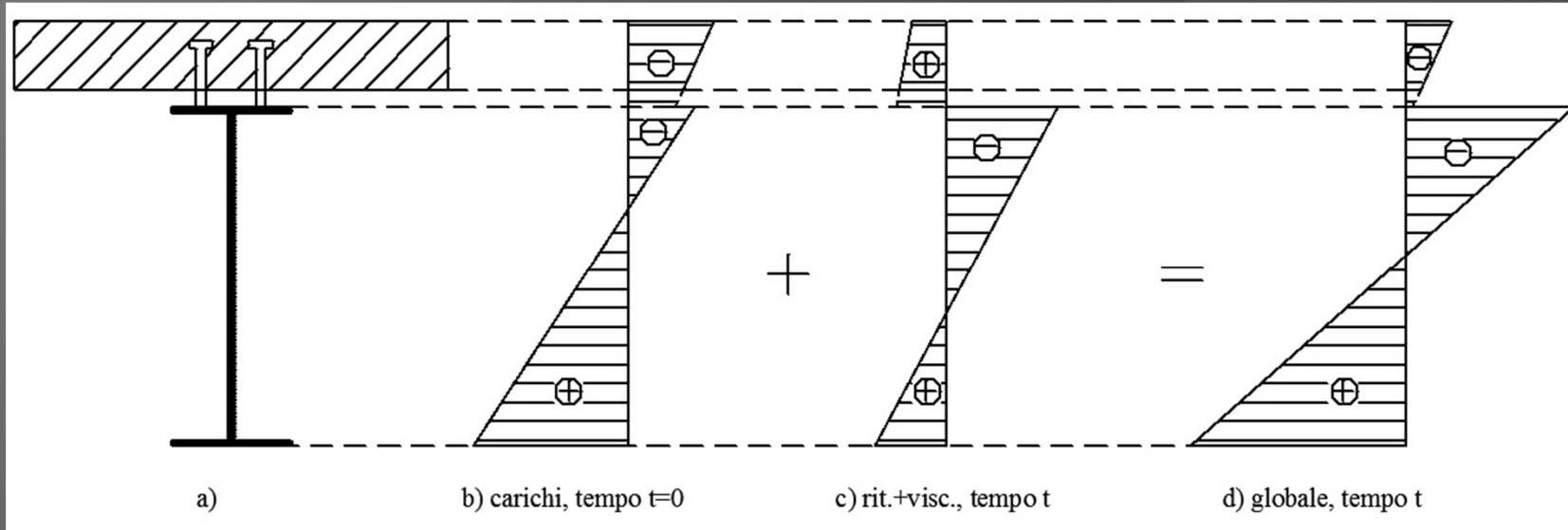
CASO B



CASO C



Fenomeni lenti: scorrimento viscoso e ritiro



Fenomeni lenti: calcolo tensione

viscosità

$$E_c^* = \frac{E_c}{1 + \varphi_\infty}$$

$$n^* = n \cdot (1 + \varphi_\infty)$$

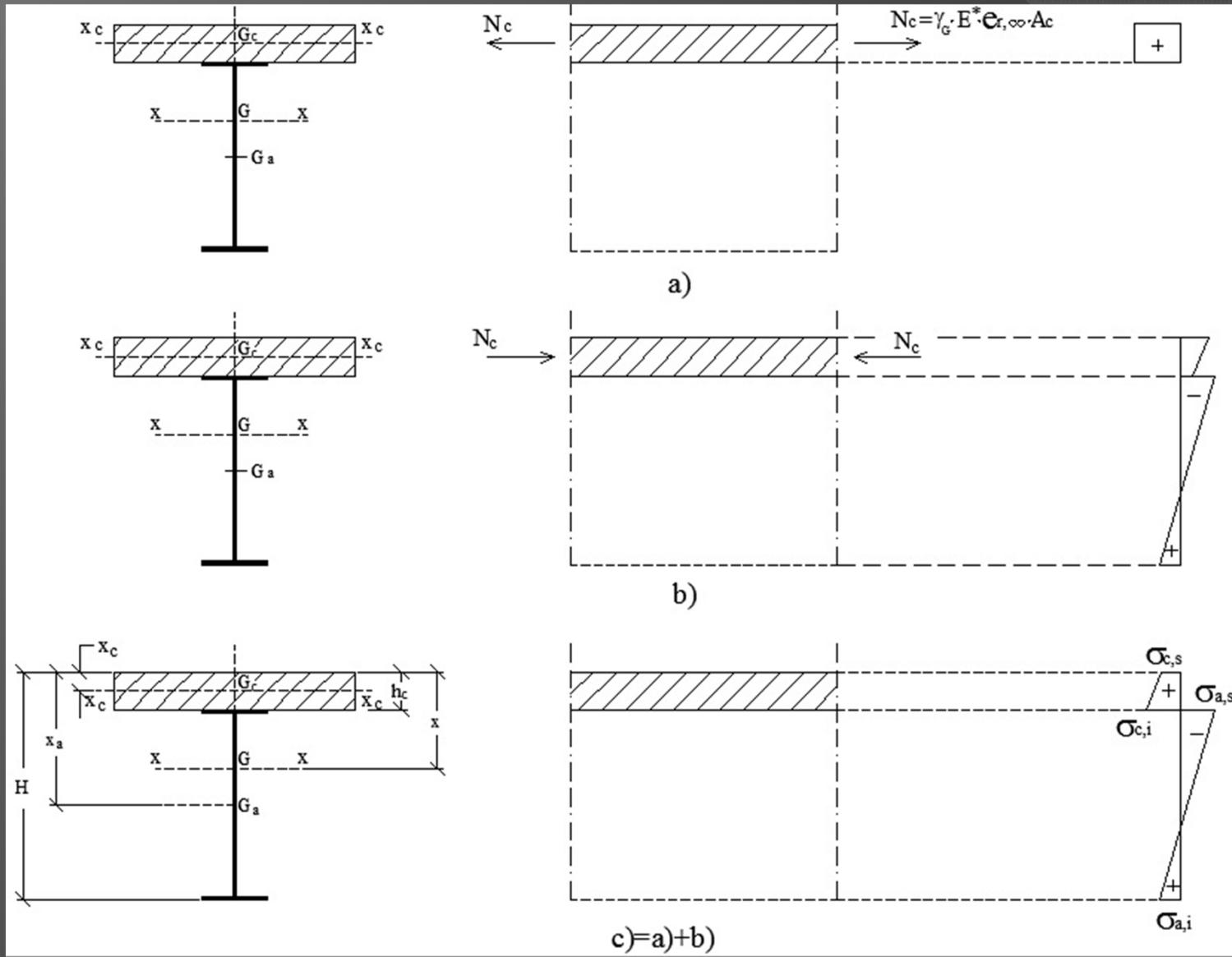
$$n^* = \frac{E_a}{E_c^*}$$

$$n = \frac{E_a}{E_c}$$

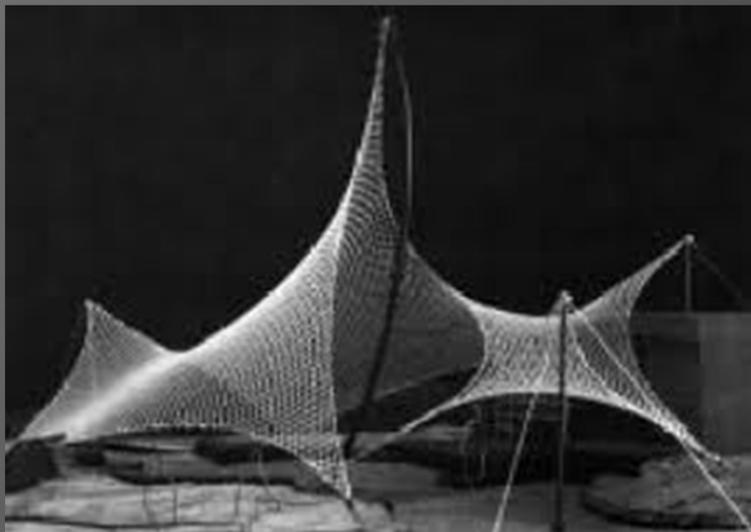
φ_∞ = 1,2 o 3 a seconda che la stagionatura avvenga in atmosfera umida, normale o secca

Fenomeni lenti: calcolo tensione

ritiro

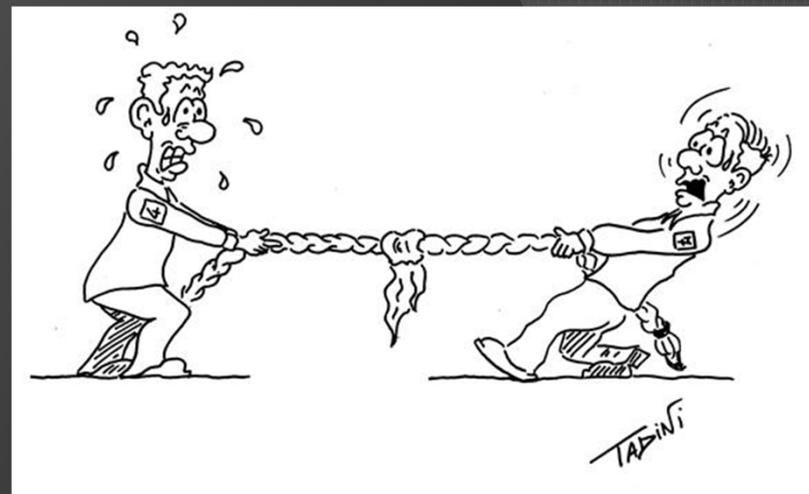


Le tensostrutture

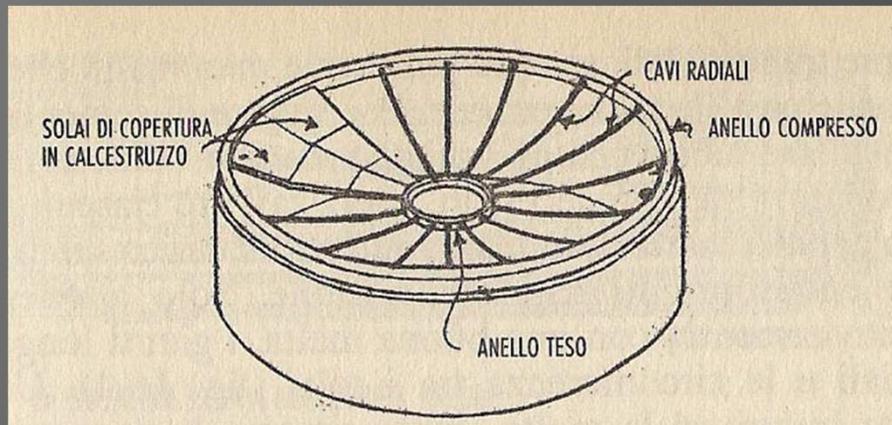


Leonel Viera

8. ELEMENTI TESI



Leonel Viera (1913-1975)



Schema di tensostruttura



Stadio di Montevideo



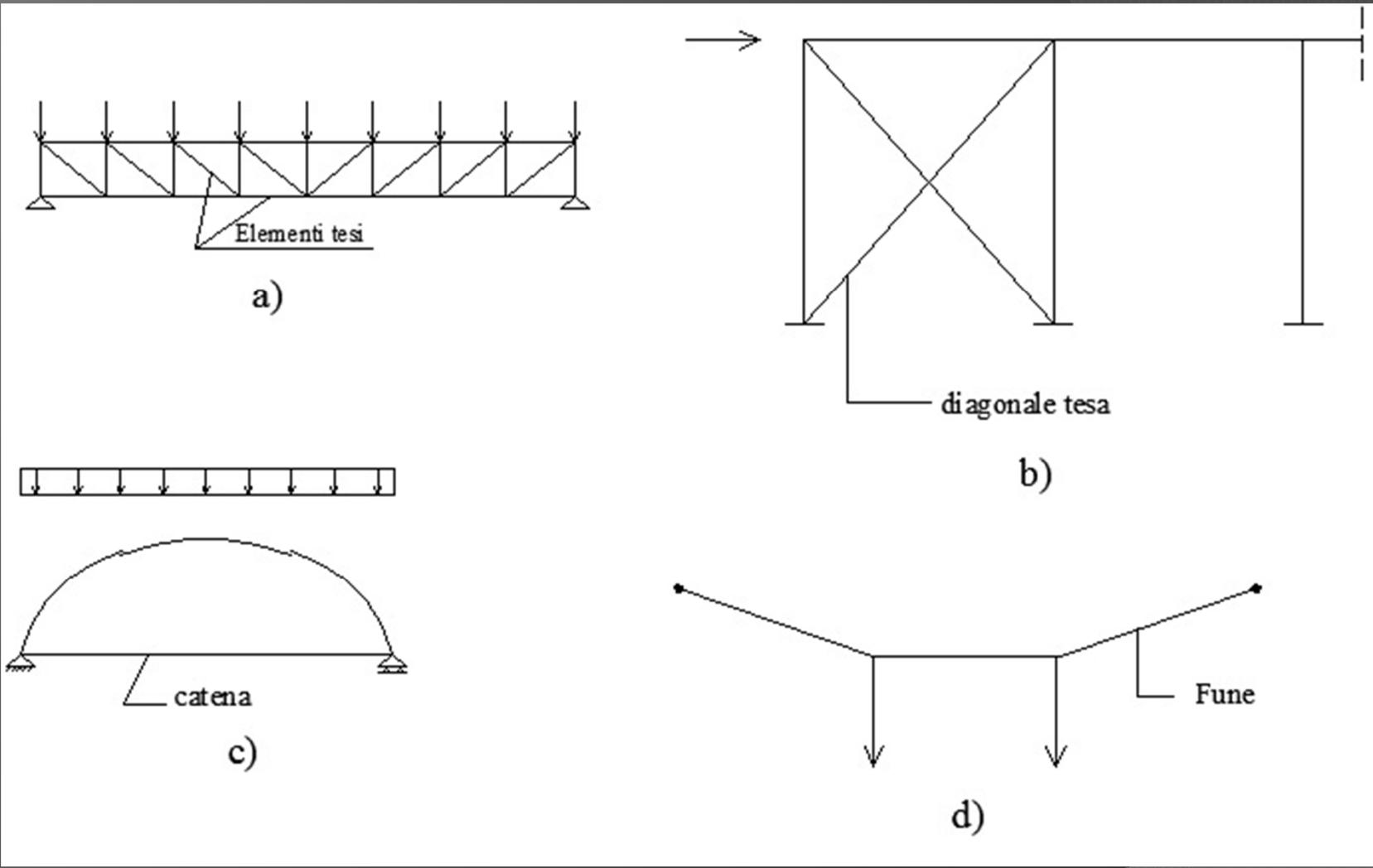
Madison square garden



Palasport di Genova

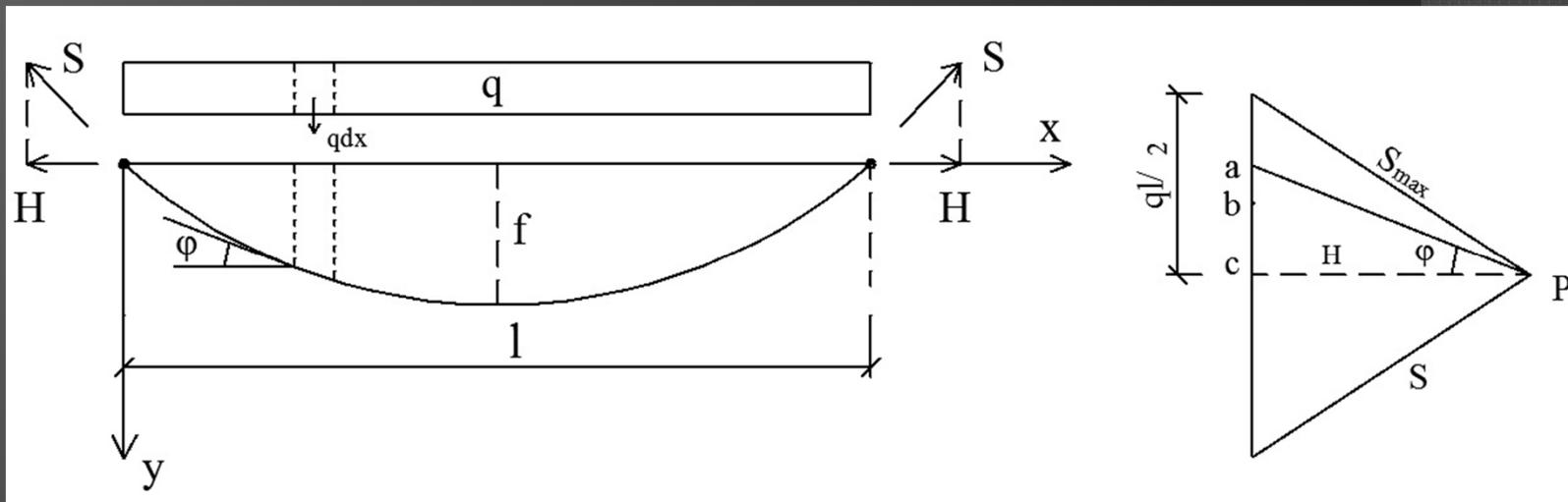
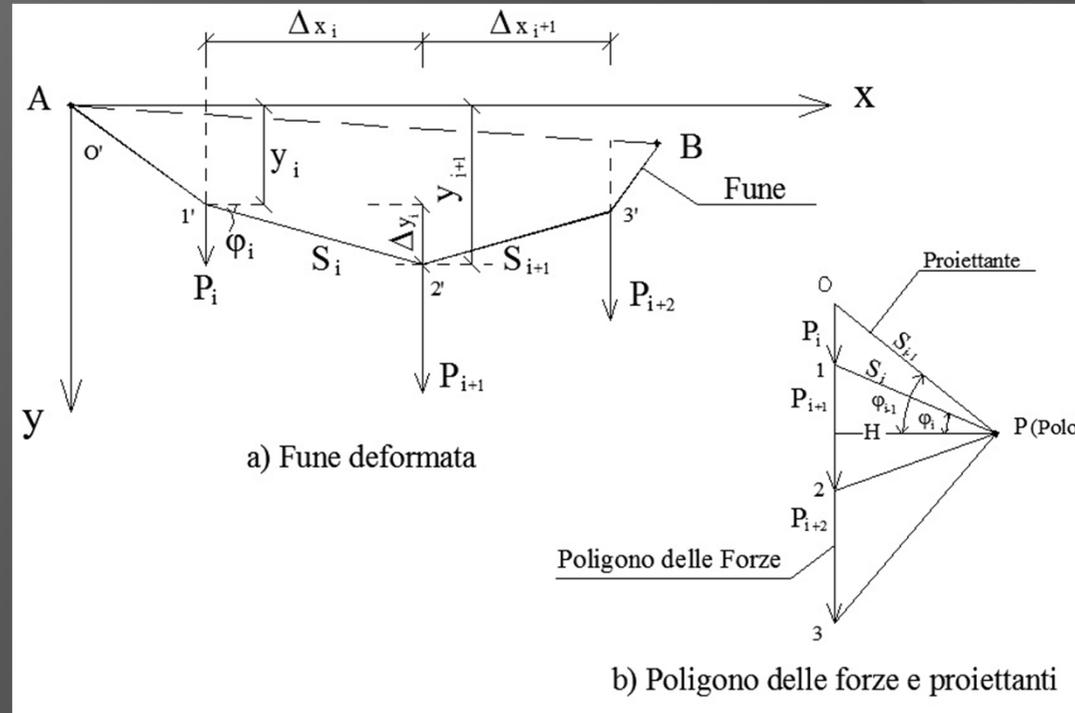


Elementi tesi



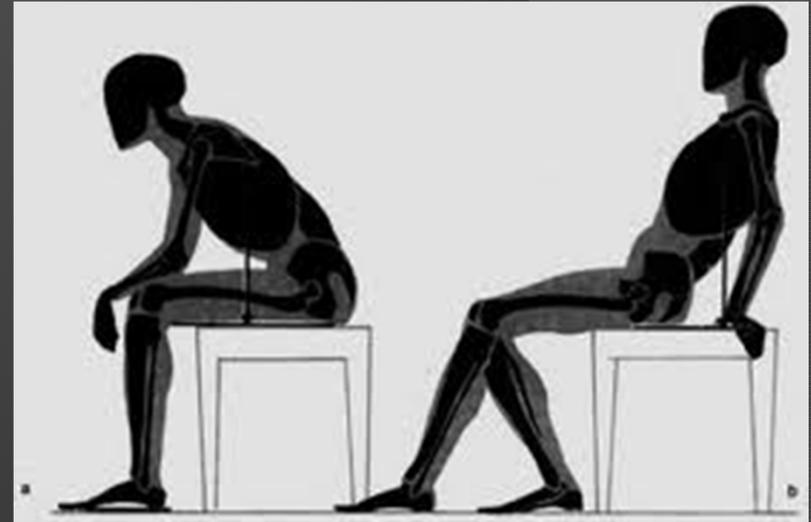


Fili e funi inestensibili



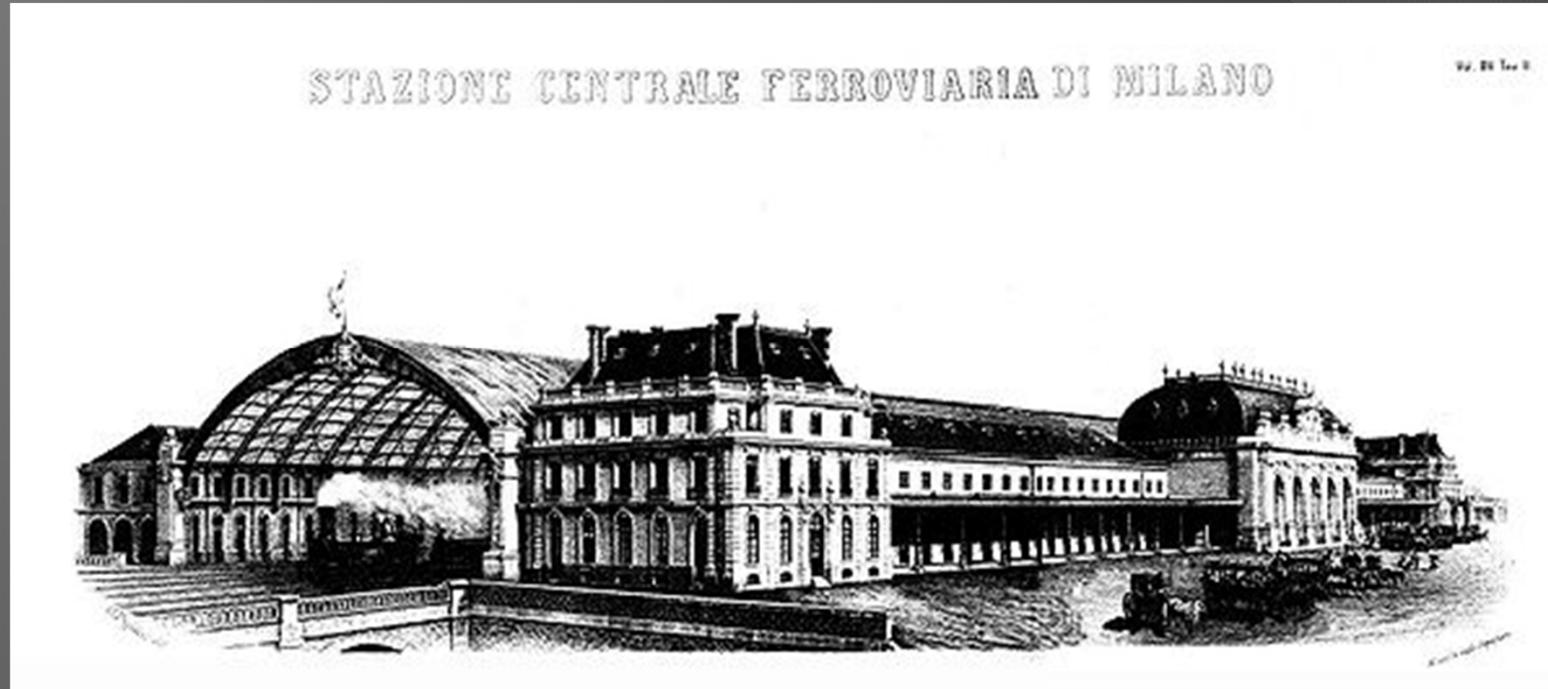
Fausto Masi

9. ELEMENTI COMPRESSI



Fausto Masi (1905 – 2000)

La progettazione delle strutture in acciaio



Copertura della stazione centrale di Milano



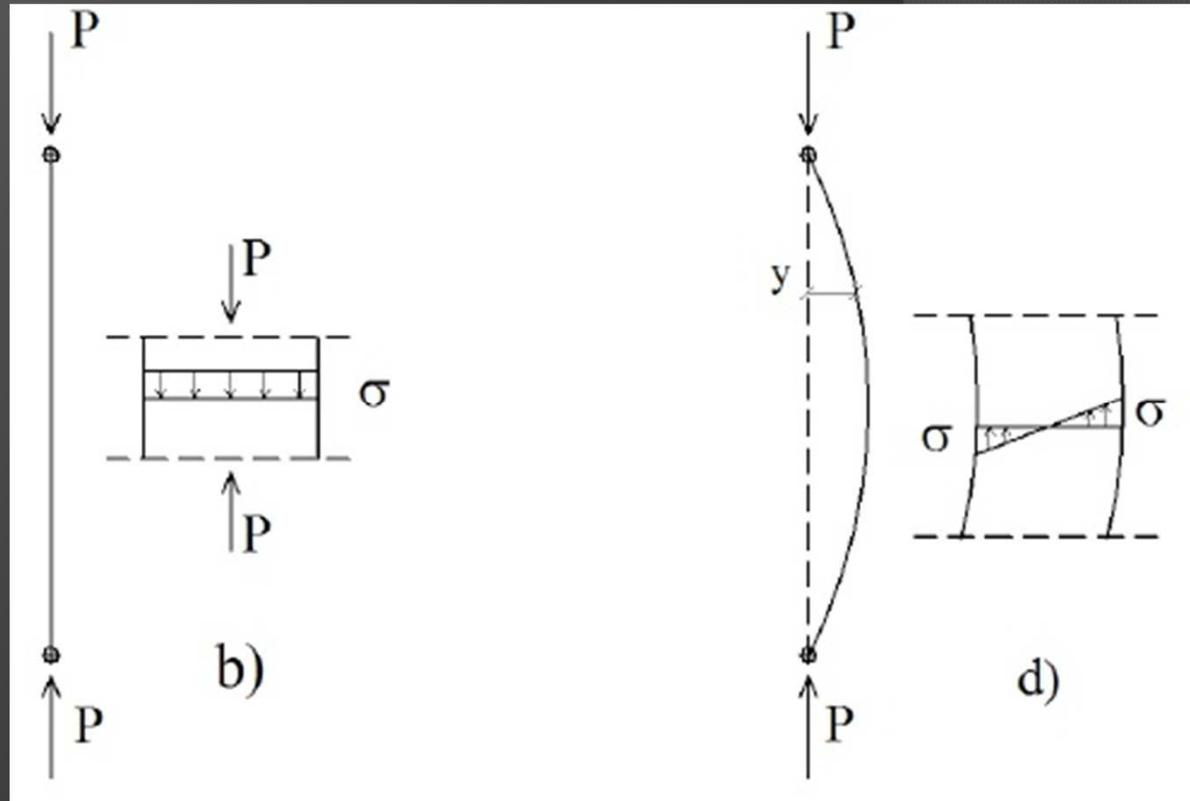
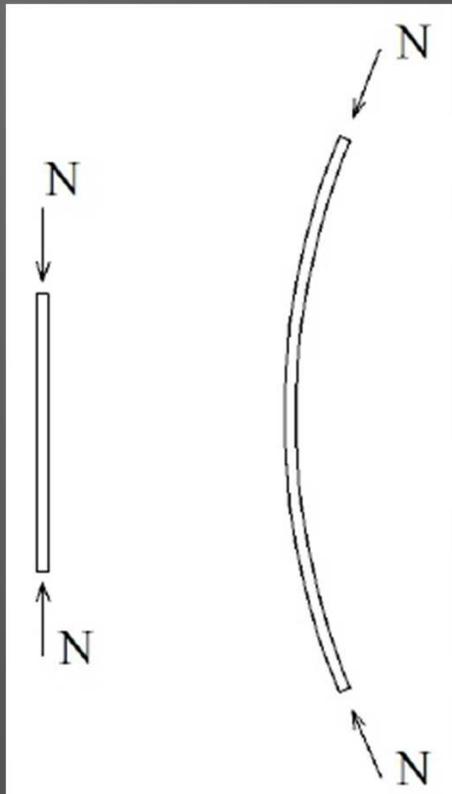
Fausto Masi



Elementi compressi

INSTABILITA'

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{l_0^2}$$

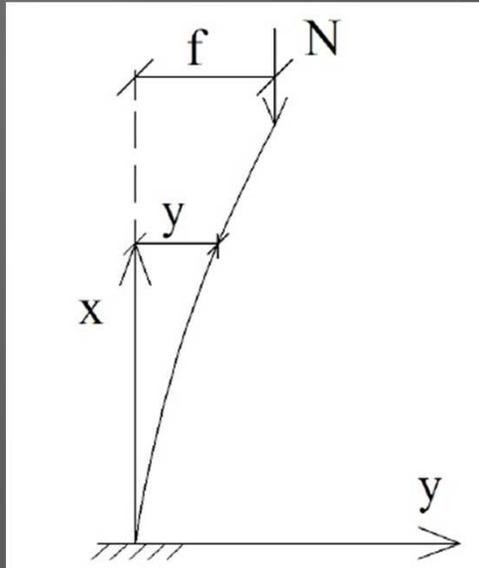


Dati:

Pilastro HEA 160

Filo di ferro ϕ 1mm

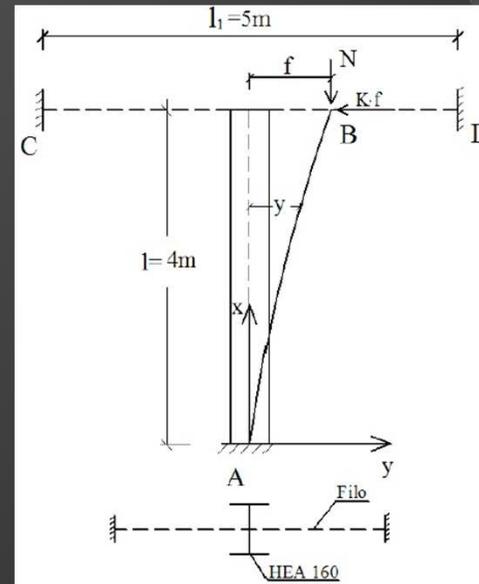
1° CASO



Mensola soggetta a sforzo normale

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{min}}{l_0^2} = 195491N$$

2° CASO



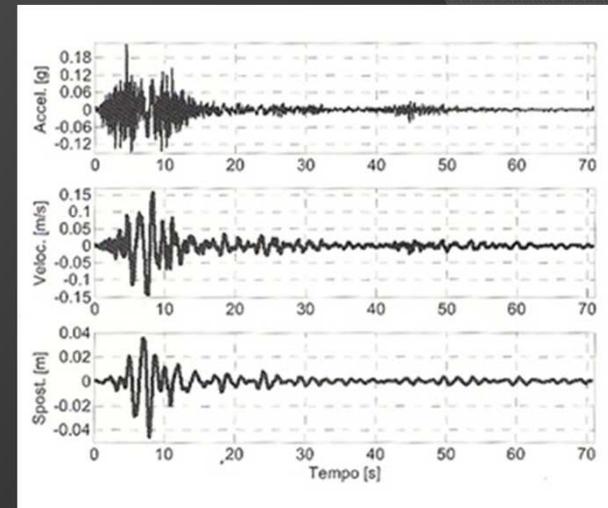
Pilastro incastrato al piede e libero in sommità

$$N_{crit} = 401380N$$



Federico M. Mazzolani

10. EDIFICI IN ACCIAIO IN ZONA SISMICA



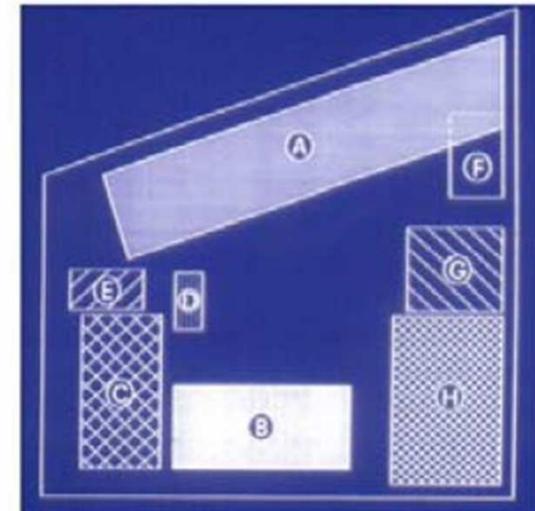
Federico Massimo Mazzolani



Il nuovo centro dei vigili del fuoco – Napoli 1987
“Il primo edificio **isolato** sismicamente in Italia”



- A: Alloggi e autorimessa
- B: Colonna mobile
- C: Officina
- D: Castello di manovra
- E: Impianti tecnologici
- F: Corpo di guardia
- G: Comando, uffici
- H: Palestra



EDIFICIO ALLOGGI



F. M. Mazzolani

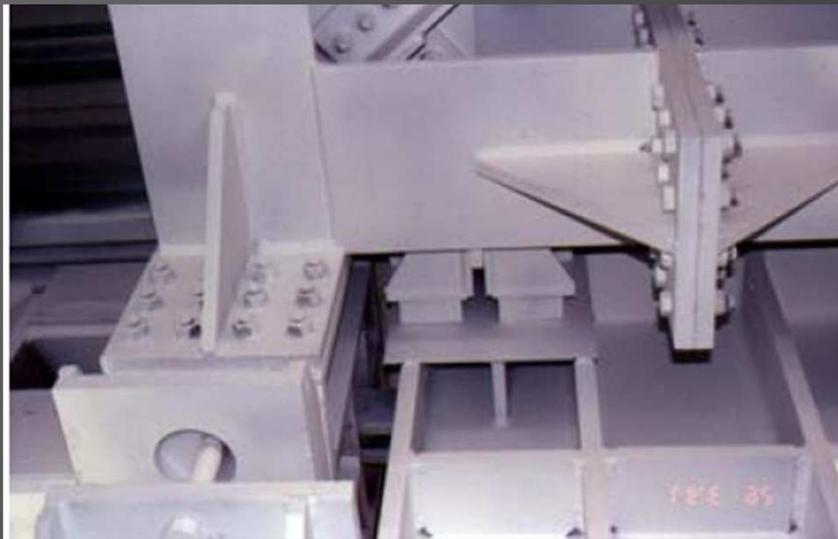
Premio ECCS - 1987

Motivazioni:

“Data la sua rispondenza ai requisiti di prevenzione incendi e sicurezza antisismica, questo edificio è la perfetta dimostrazione delle possibilità dell'acciaio ”



Edificio "colonna mobile"



Edifici in acciaio in zona sismica

“Una struttura progettata secondo rigorosi criteri statici e di regola d’arte nella grande maggioranza dei casi, è idonea anche a contrastare azioni sismiche”

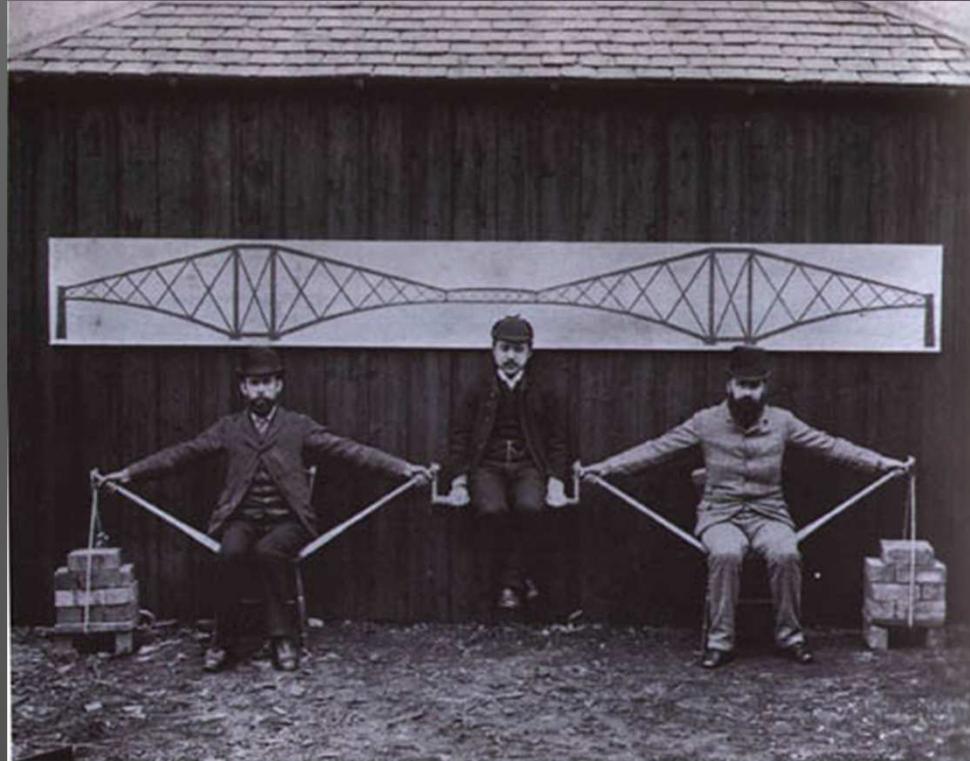
Le principali cause di crolli sono dovute a:

- ➔ *Grossolani errori*
- ➔ *Cattiva esecuzione*

Come proteggersi?



Il progettista strutturale



The human cantilever

Dovrebbe essere:

L'unico responsabile sia della sicurezza strutturale che della corretta esecuzione...

Performed Based Design (PBD)

Livelli prestazionali:

- 1. Fully operational***
- 2. Operational***
- 3. Life save***
- 4. Near collapse***

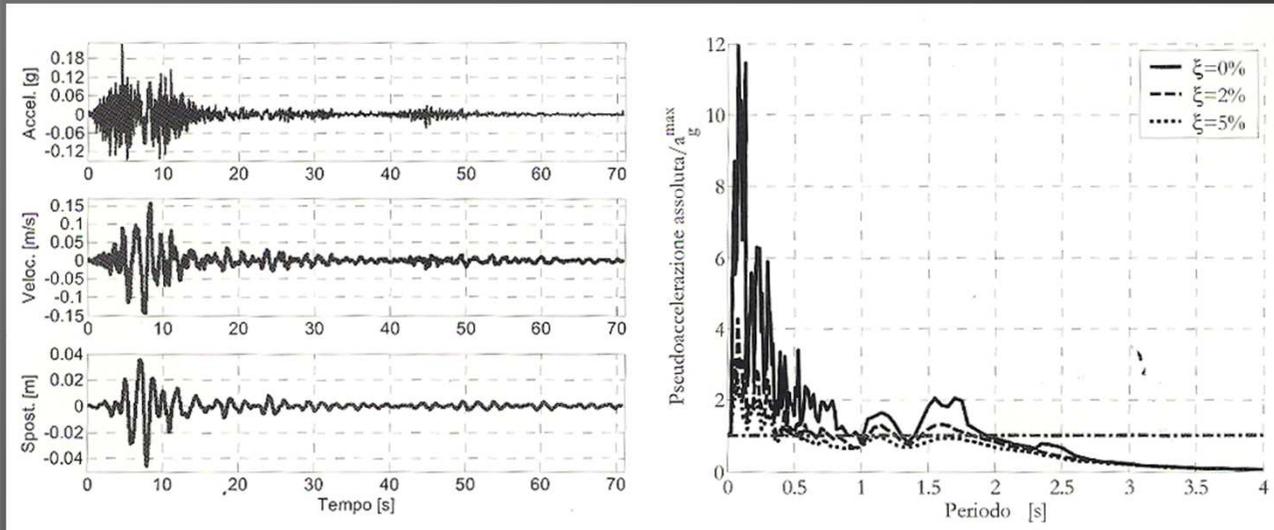
A questi livelli prestazionali, corrispondono secondo le NTC:

- a. stato limite di operatività (SLO);***
- b. stato limite di danno (SLD);***
- c. stato limite di salvaguardia della vita (SLV);***
- d. stato limite di prevenzione del collasso (SLC).***

Ogni terremoto ha la sua intensità o forza

1) TERREMOTI DI BASSA INTENSITA'

(SLD, NTC 2008) magnitudo Richter : $M \leq 5$



➔ Piccoli spostamenti orizzontali del suolo, D

➔ Frequenza delle onde sismiche elevata

➔ Periodo T elevato

DANNI LIEVI SUBITI DAGLI EDIFICI

Ogni terremoto ha la sua intensità o forza

1) TERREMOTI DI BASSA INTENSITA'

(SLD, NTC 2008) magnitudo Richter : $M \leq 5$

La progettazione delle strutture in acciaio

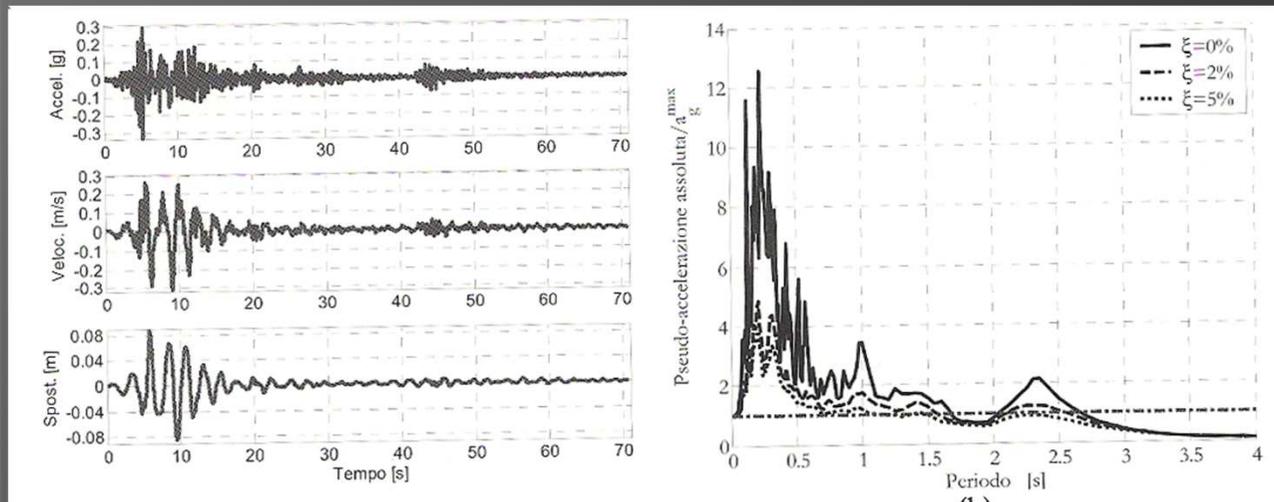


10. Edifici in acciaio in zona sismica

Ogni terremoto ha la sua intensità o forza

2) TERREMOTI DI MEDIA INTENSITA'

(SLV, NTC 2008) magnitudo Richter : $5 < M \leq 6,5$



Medi spostamenti orizzontali del suolo, D

Frequenza delle onde sismiche media

Periodo T medio

DANNI STRUTTURALI

Ogni terremoto ha la sua intensità o forza

2) TERREMOTI DI MEDIA INTENSITA'

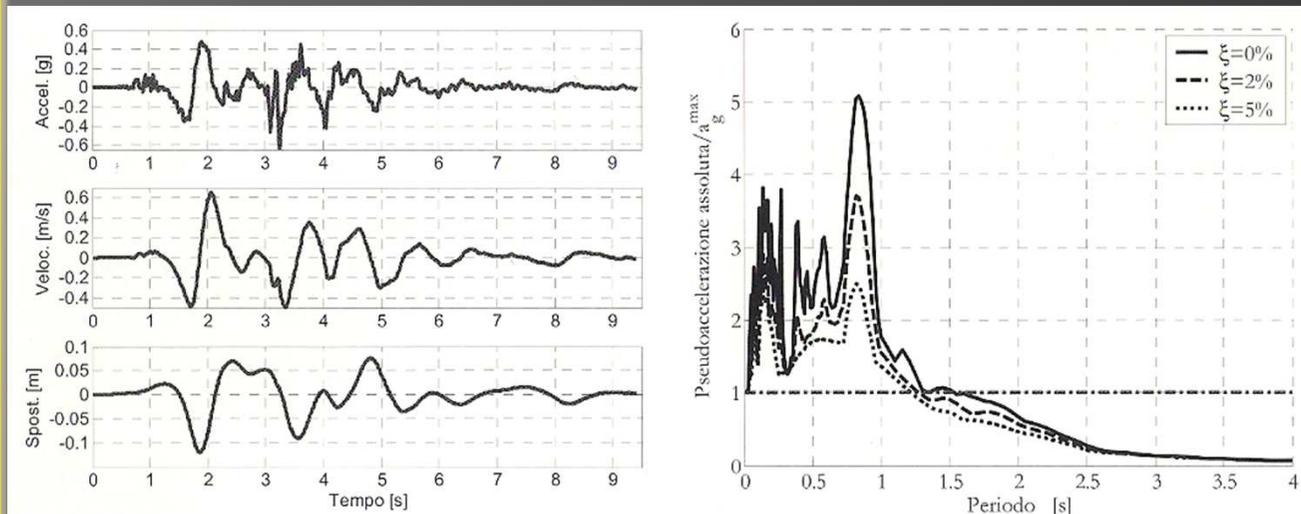
(SLV, NTC 2008) magnitudo Richter : $5 < M \leq 6,5$



Ogni terremoto ha la sua intensità o forza

3) TERREMOTI DI ELEVATA INTENSITA'

(SLC, NTC 2008) magnitudo Richter : $M > 6,5$



Grandi spostamenti orizzontali del suolo, D

Frequenza f delle onde sismiche bassa

Periodo T alto

DANNI STRUTTURALI MOLTO GRAVI, COLLASSO

Ogni terremoto ha la sua intensità o forza

3) TERREMOTI DI ELEVATA INTENSITA'

(SLC, NTC 2008) magnitudo Richter : $M > 6,5$

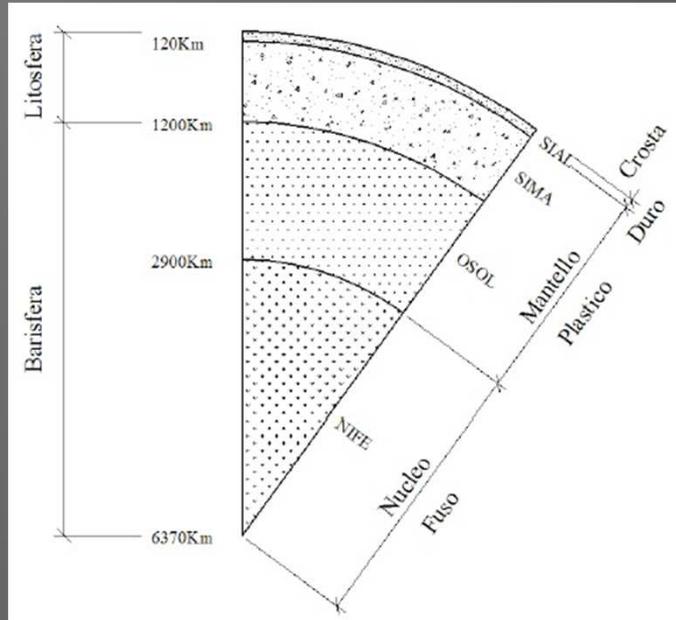


Perché avviene un terremoto

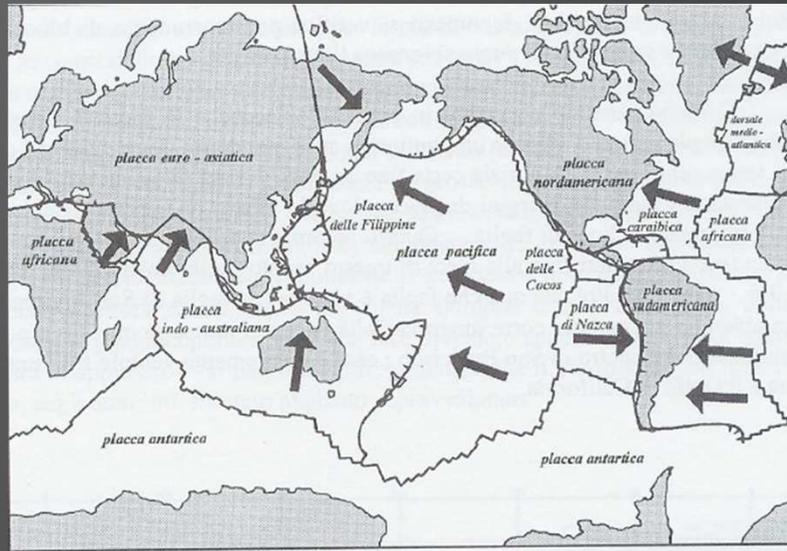
Come si manifesta un terremoto

***Reazione che oppone una
struttura ad un terremoto***

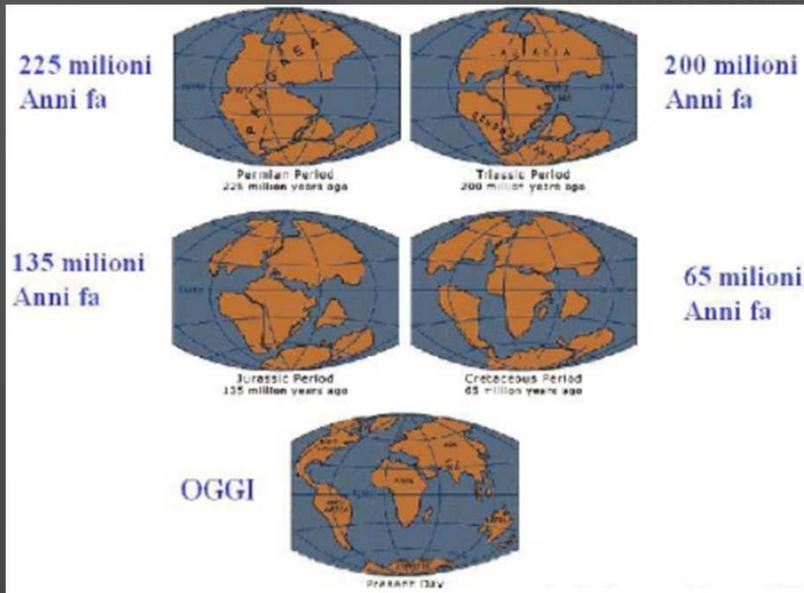
Richiami di sismologia



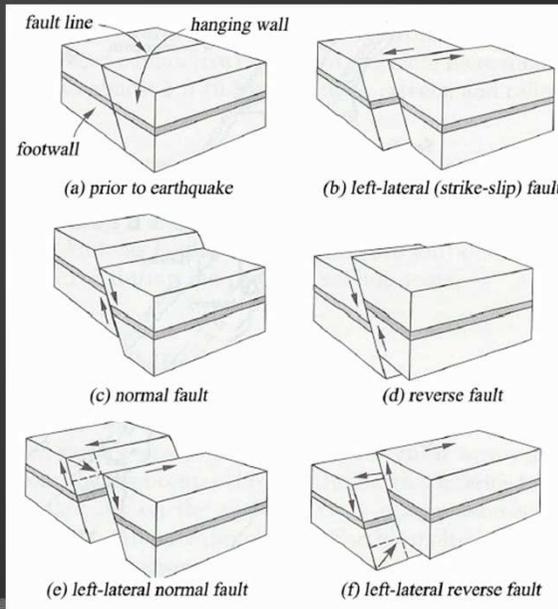
Struttura della terra



Placche continentali



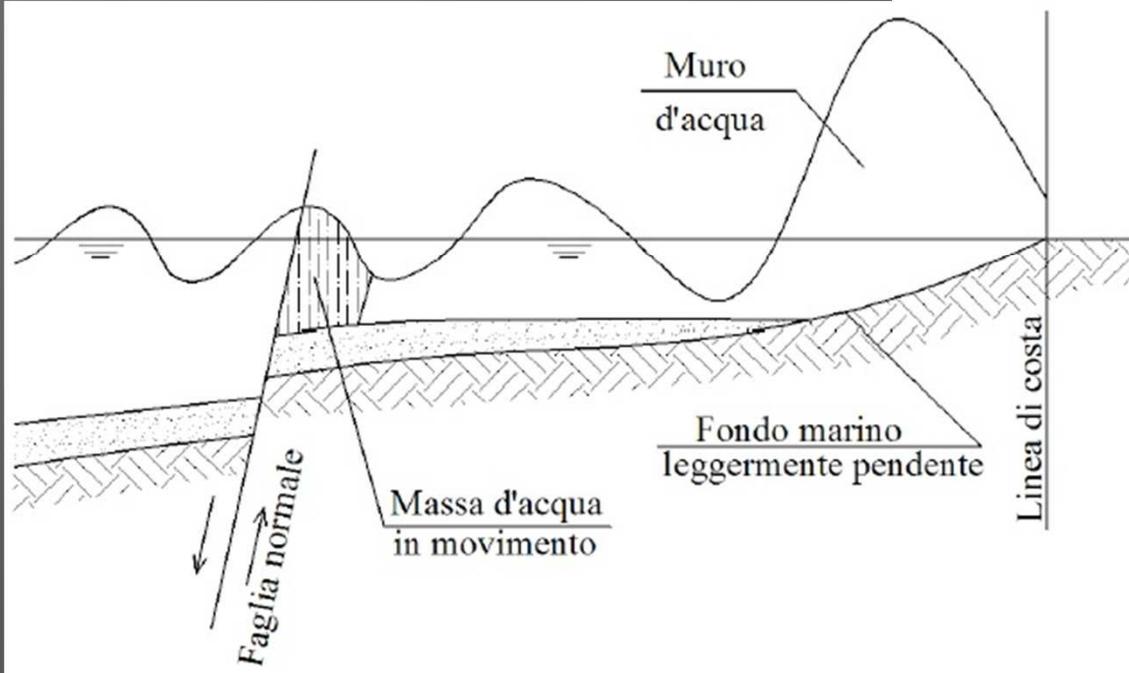
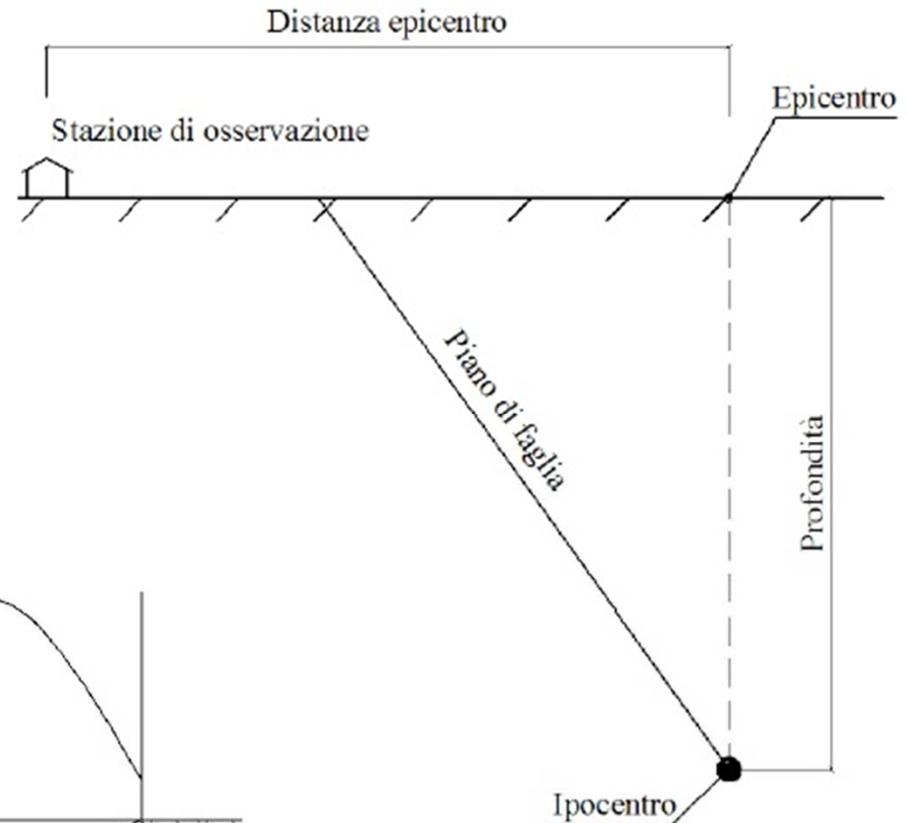
Deriva continentale



Tipi di placche

Terremoti

- ➔ *Tettonici*
- ➔ *Vulcanici*
- ➔ *Da crollo*
- ➔ *Da esplosione*

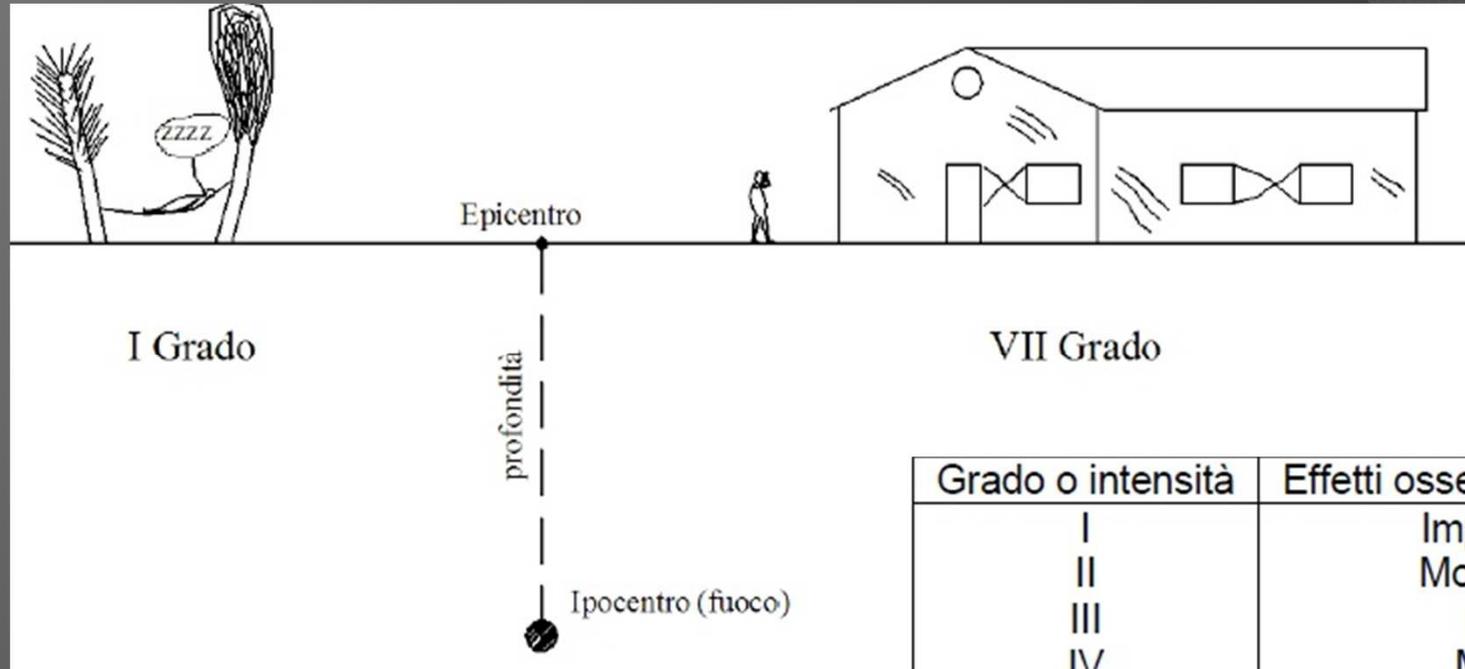


Terminologia terremoti

Maremoto o tsunami

Classificazione dei terremoti

➔ **SCALA MERCALLI**



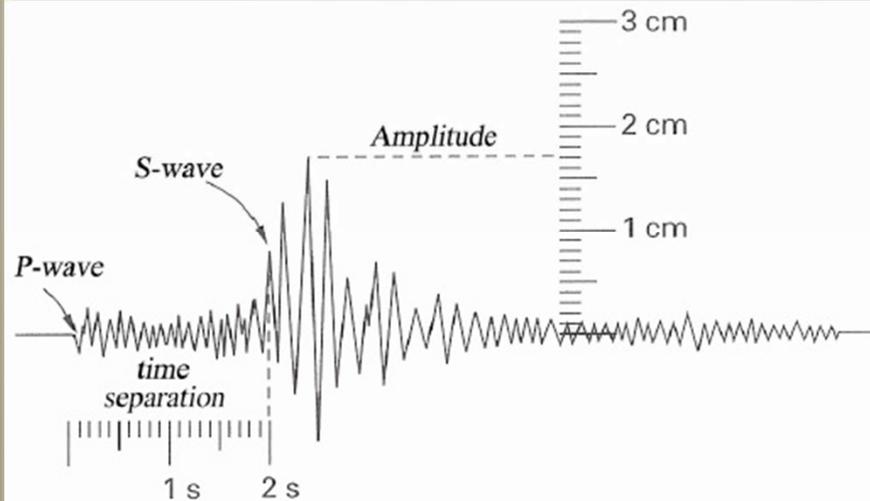
Effetti misurati su persone e cose

Grado o intensità	Effetti osservati del terremoto
I	Impercettibile
II	Molto leggero
III	Leggero
IV	Moderato
V	Abbastanza forte
VI	Forte
VII	Molto forte
VIII	Rovinoso
IX	Distruttivo
X	Completamente distruttivo
XI	Catastrofico
XII	Grandemente catastrofico.

Classificazione dei terremoti

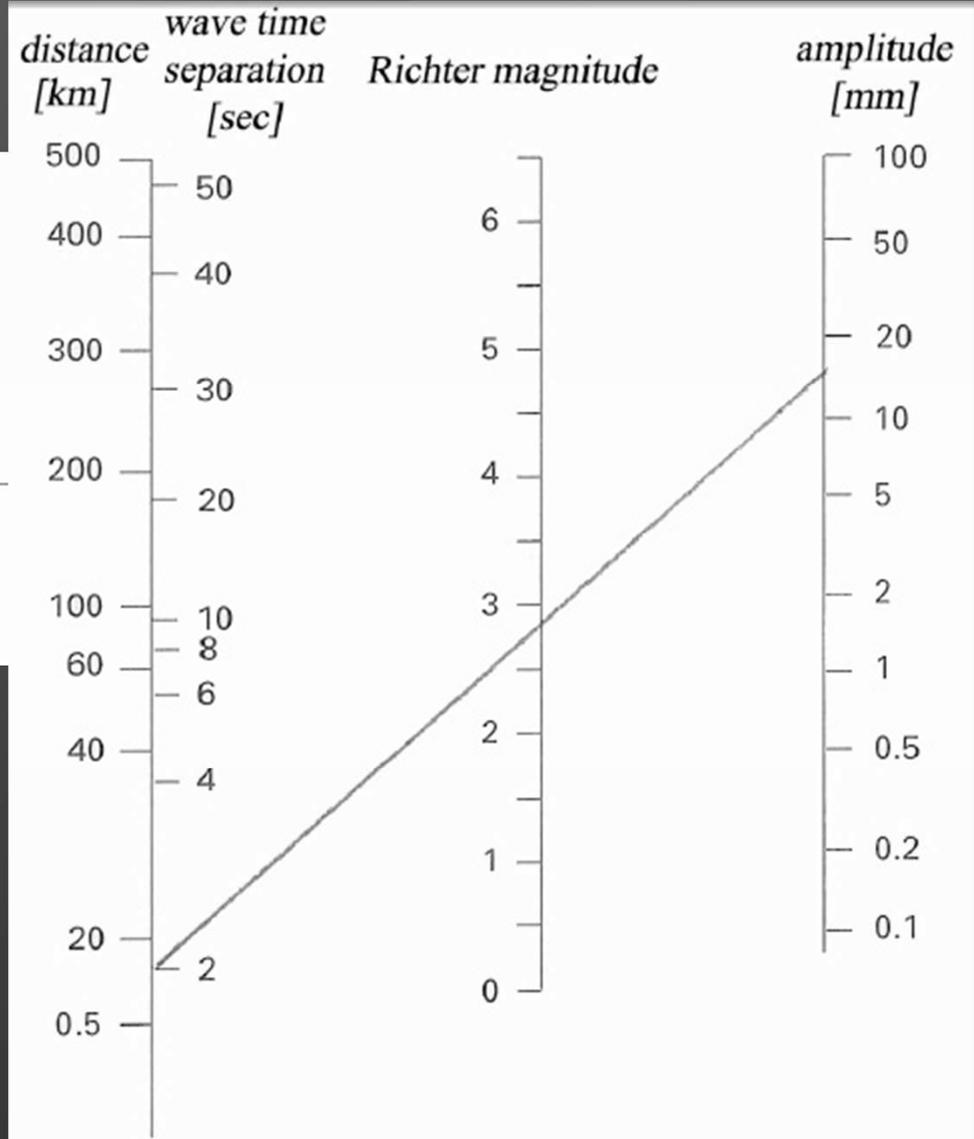


SCALA RICHTER



Tipico sismogramma

$$M = \log_{10} \frac{A}{A_0}$$



Normogramma per la correzione della magnitudo Richter

Classificazione dei terremoti

Data	Località	Magnitudo	Vittime
28/12/1857	Salerno	6,5	12000
28/12/1908	Messina Reggio Calabria	7,5	86926
13/01/1915	Avezzano	7	29980
06/05/1976	Friuli	6,5	976
23/11/1980	Irpinia	7,2	2735

Data	Località	Magnitudo
08/03/1933	Giappone	8,9
16/12/1920	Cina	8,6
19/09/1985	Città del Messico	8,1
22/05/1960	Cile	9,5
28/03/1964	Alaska	9,2
26/12/2004	Sumatra	9,1

I maggiori terremoti in Italia

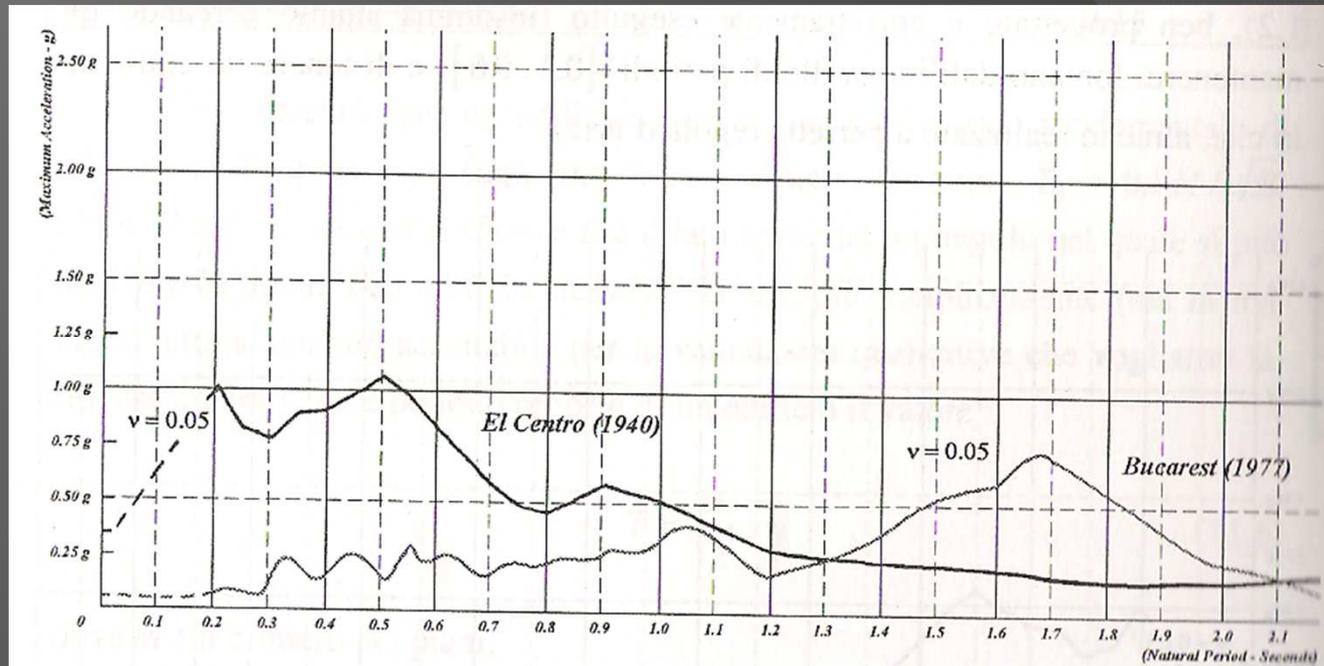
I maggiori terremoti nel mondo

Gradi Mercalli MCS	Magnitudo M	Accelerazione al suolo (PGA) a_g	Durata (s)
IV	3,5	0,03	-
V	4	0,06	3
VI	5,5	0,12	6
VII	6	0,20	12
VIII	7	0,35	24
IX	7,5	0,5	30
X	8	0,7	34
XI	8,5	0,85	37
XII	9	> 0,9	-

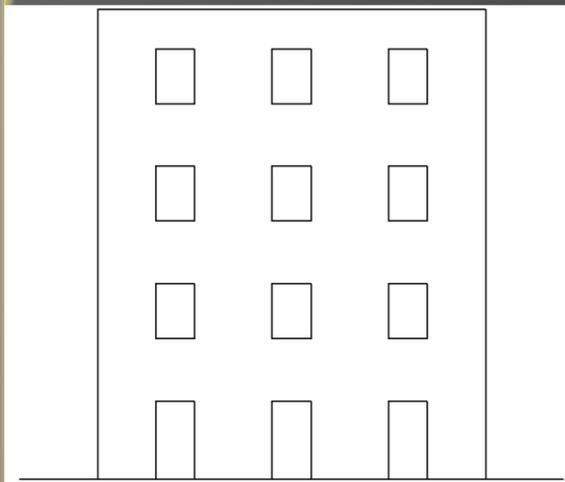
Correlazioni empiriche

10. Edifici in acciaio in zona sismica

Ogni terremoto ha la sua "forma" o spettro di risposta

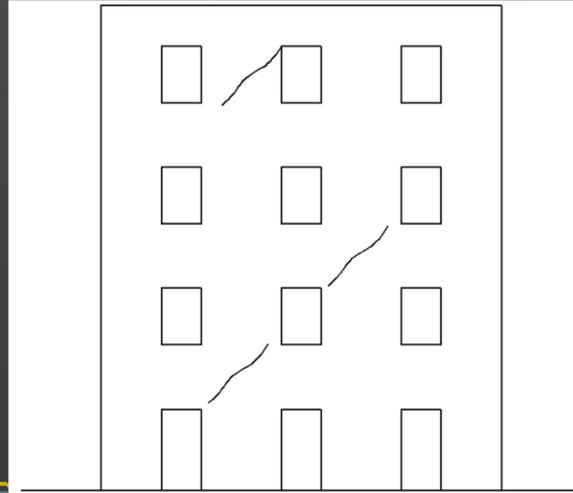


PRIMA

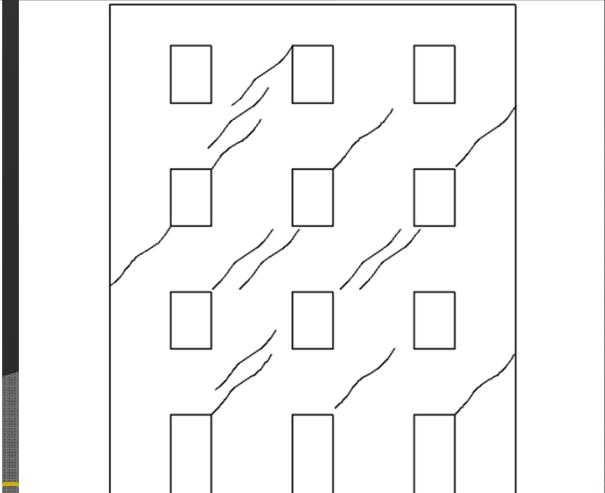


Edificio $T=0,5$ s

DOPO

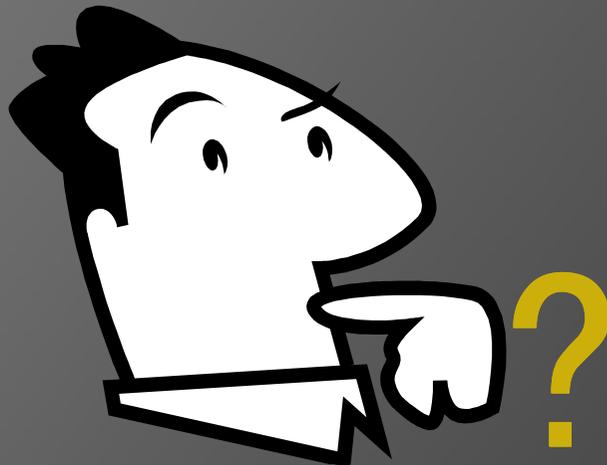


Bucarest 1977, $a/g \approx 0,1$

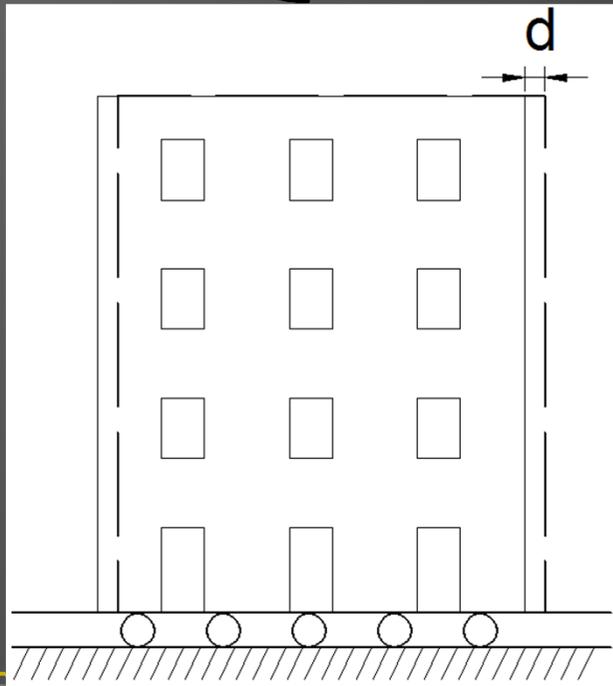


El centro 1940, $a/g \approx 1$

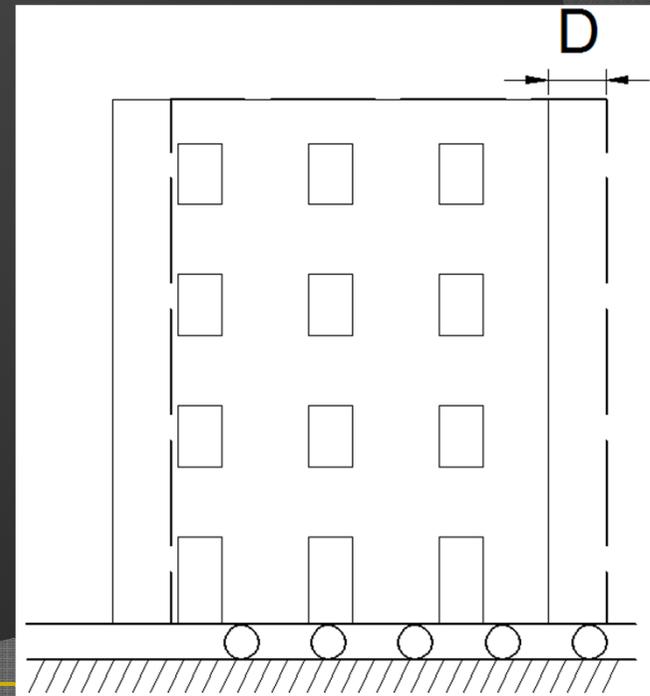
Cosa fare ...



Eureka



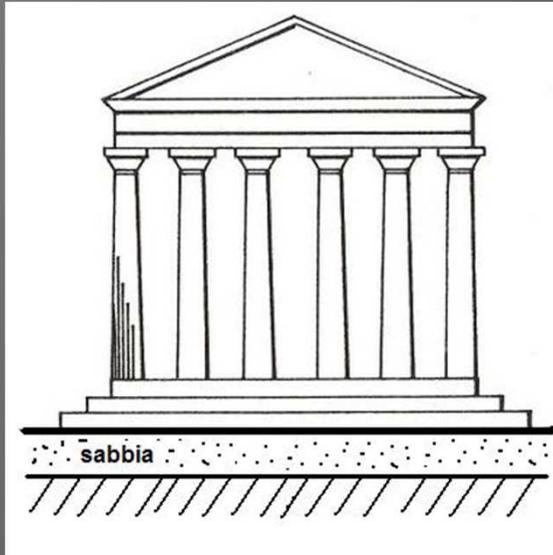
Bucarest 1977, $a/g \approx 0,1$



El centro 1940, $a/g \approx 1$

ISOLAMENTO SISMICO

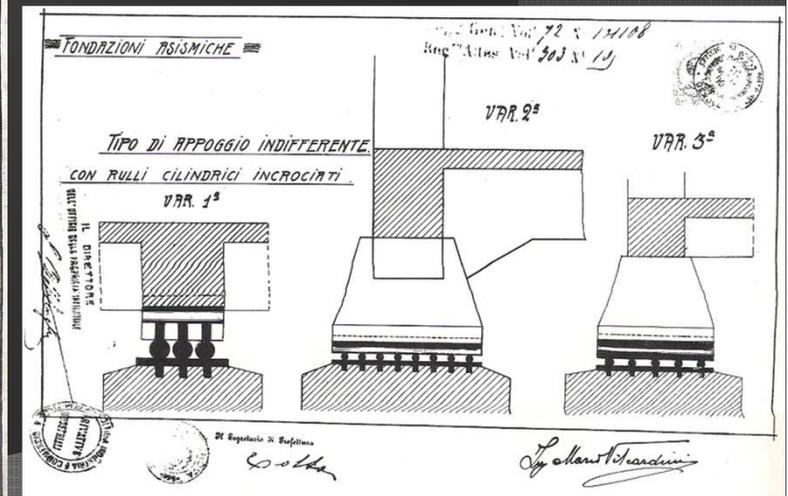
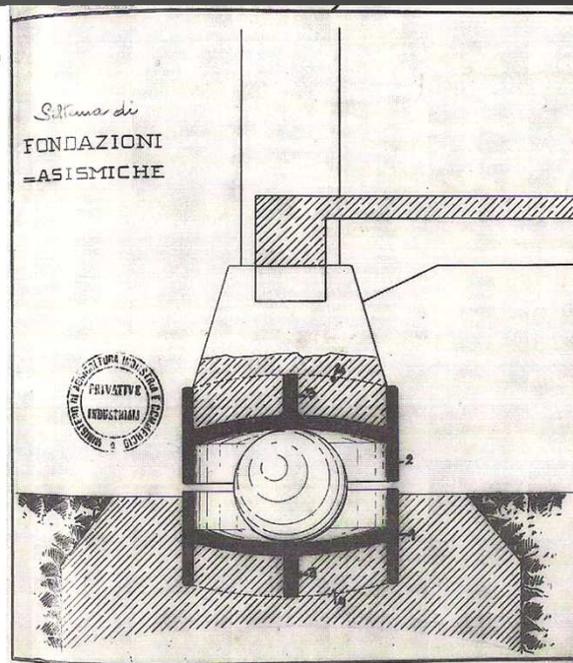
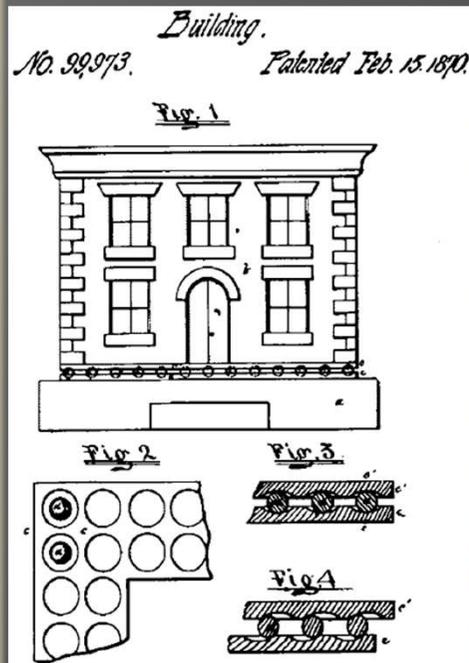
Uno sguardo al passato ...



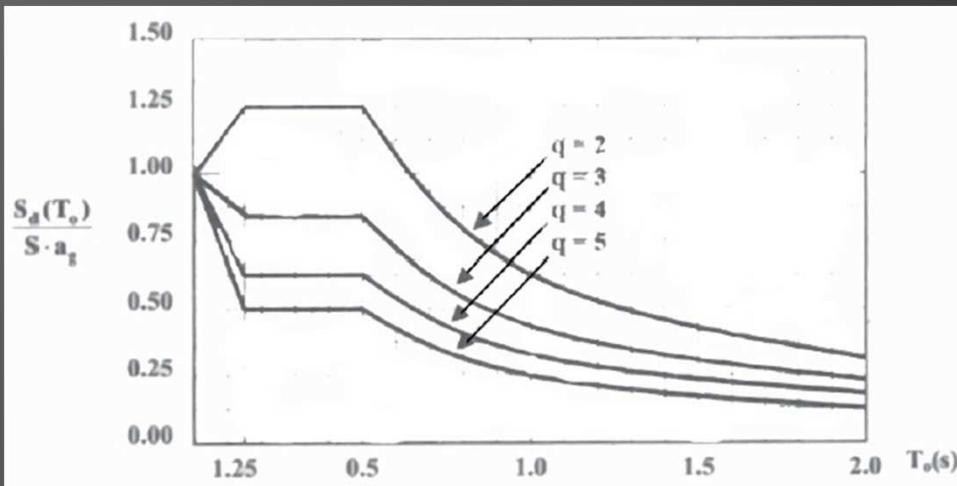
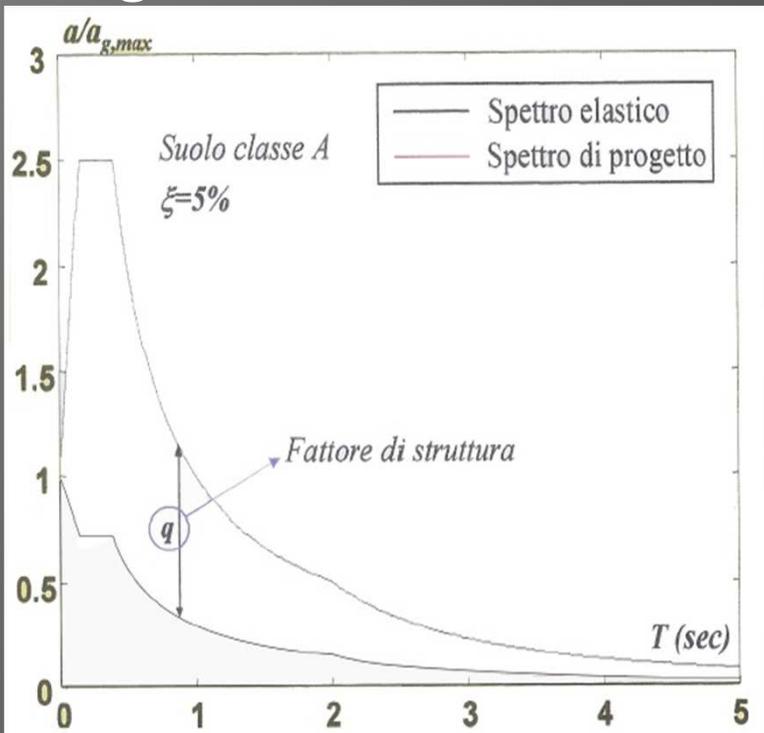
Vitruvio (80/70 a.C. – 23 a. C.):
“De Architettura”

Opportuno

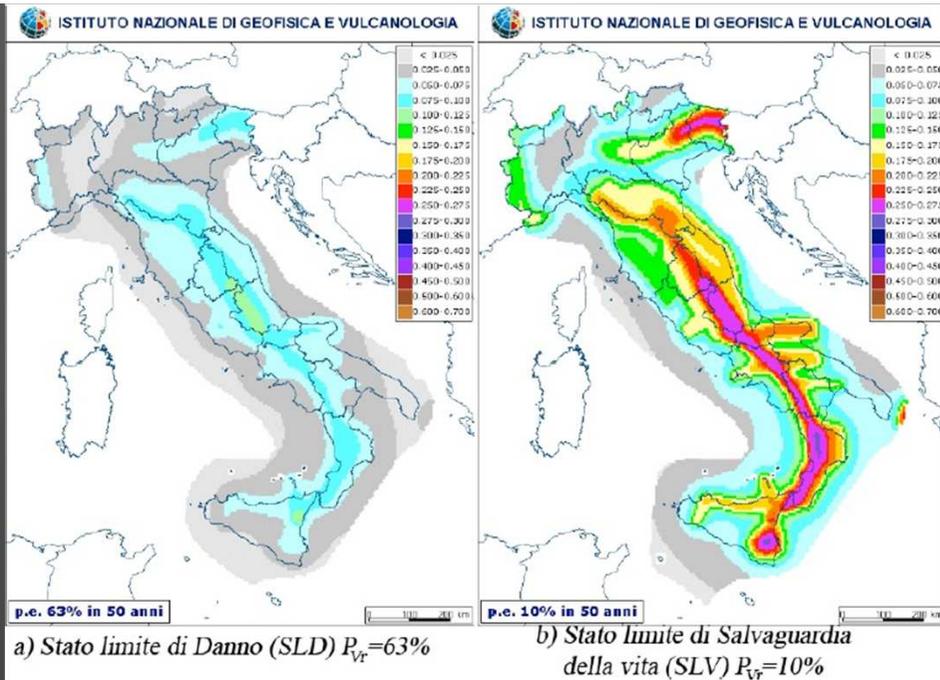
“Costruire i templi su strati di sabbia ...”



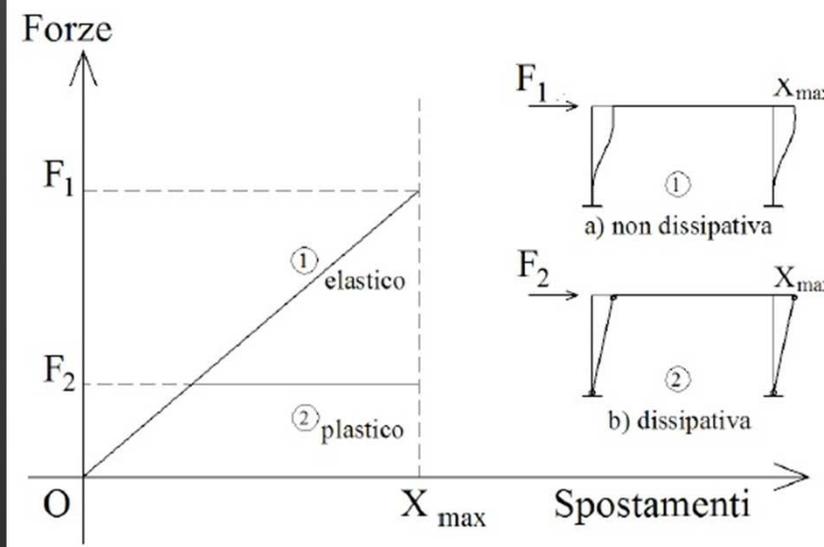
Progettazione antisismica



Spettri elastici e di progetto

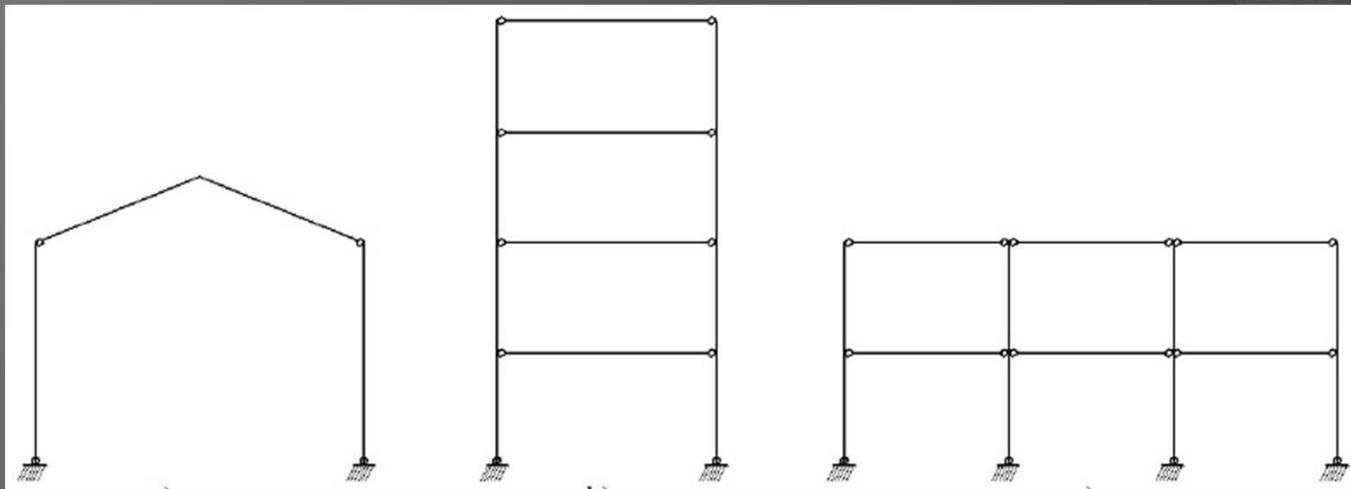


Mappe sismiche per le costruzioni ordinarie

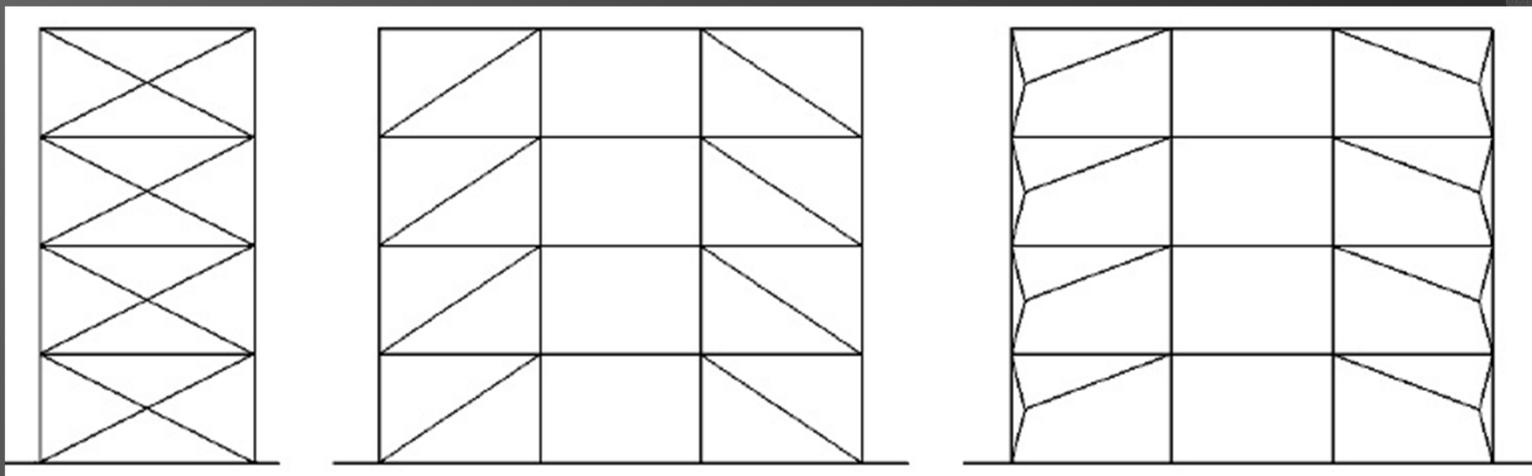


Comportamento dissipativo e non dissipativo

Strutture dissipative

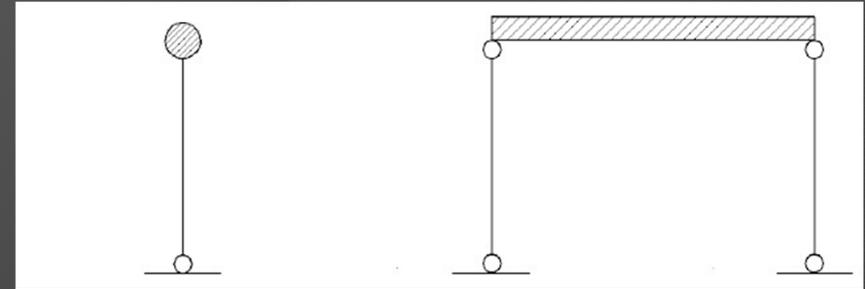
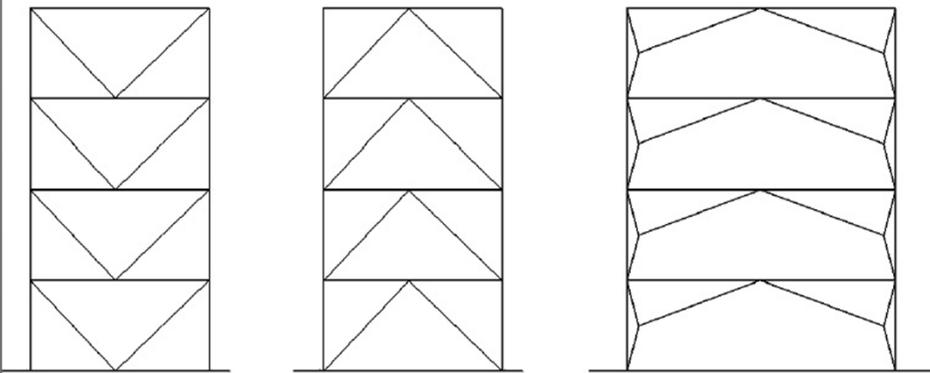


Strutture intelaiate



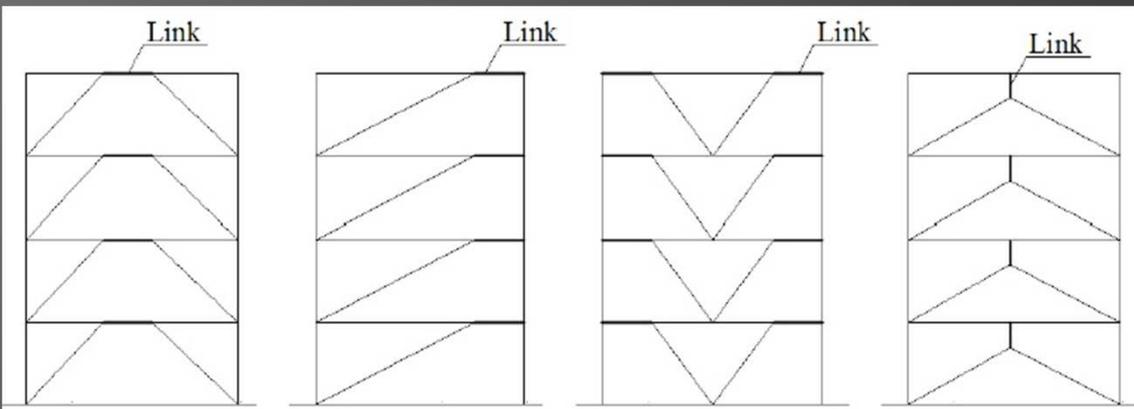
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva

Strutture dissipative

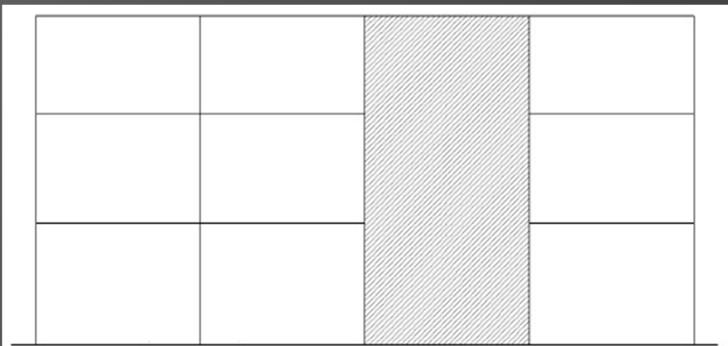


Strutture a pendolo inverso

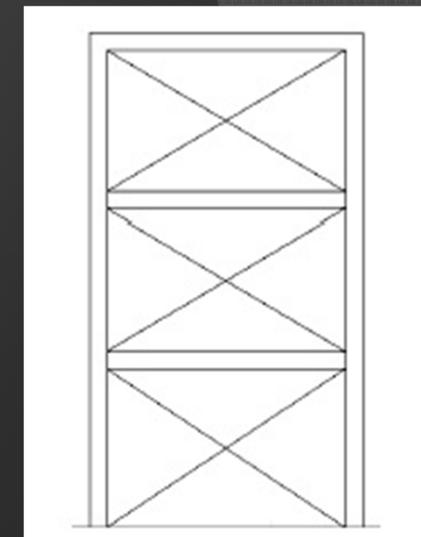
Strutture con controventi concentrici a V



Strutture con controventi eccentrici



Strutture con nuclei o pareti di cls



Strutture intelaiate con controventi concentrici

GRAZIE