

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base
delle normative più recenti

Elementi strutturali e collegamenti in acciaio

Villa Redenta, Spoleto

25-27 settembre 2008

Aurelio Ghersi

Evoluzione della normativa e dei criteri di verifica della sicurezza

Riferimenti normativi

Nuove normative:

D.M. 14/1/08 già applicabile, obbligatorio dal 4/9/09

Eurocodice 3, versione 2004 già applicabile

Norme precedenti - metodo delle tensioni ammissibili:

D.M. 14/2/92 applicabile (non sempre) fino al 4/9/09

Norme precedenti - metodo degli stati limite:

D.M. 9/1/96

(la sezione III della parte seconda è il NAD per EC3)

Eurocodice 3, versione 1992

D.M. 14/9/05 applicabili (non sempre) fino al 4/9/09

Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che essa, durante la sua vita presupposta, **con adeguato grado di affidabilità** e tenendo conto del costo:

- sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio
- rimanga adatta all'uso per il quale è prevista

Valutazione della sicurezza

La norma parla di “adeguato grado di affidabilità”.

Perché ?

Perché sia la resistenza del materiale che le azioni sulla struttura non sono definite con certezza, quindi dovrebbero essere analizzate in maniera probabilistica.

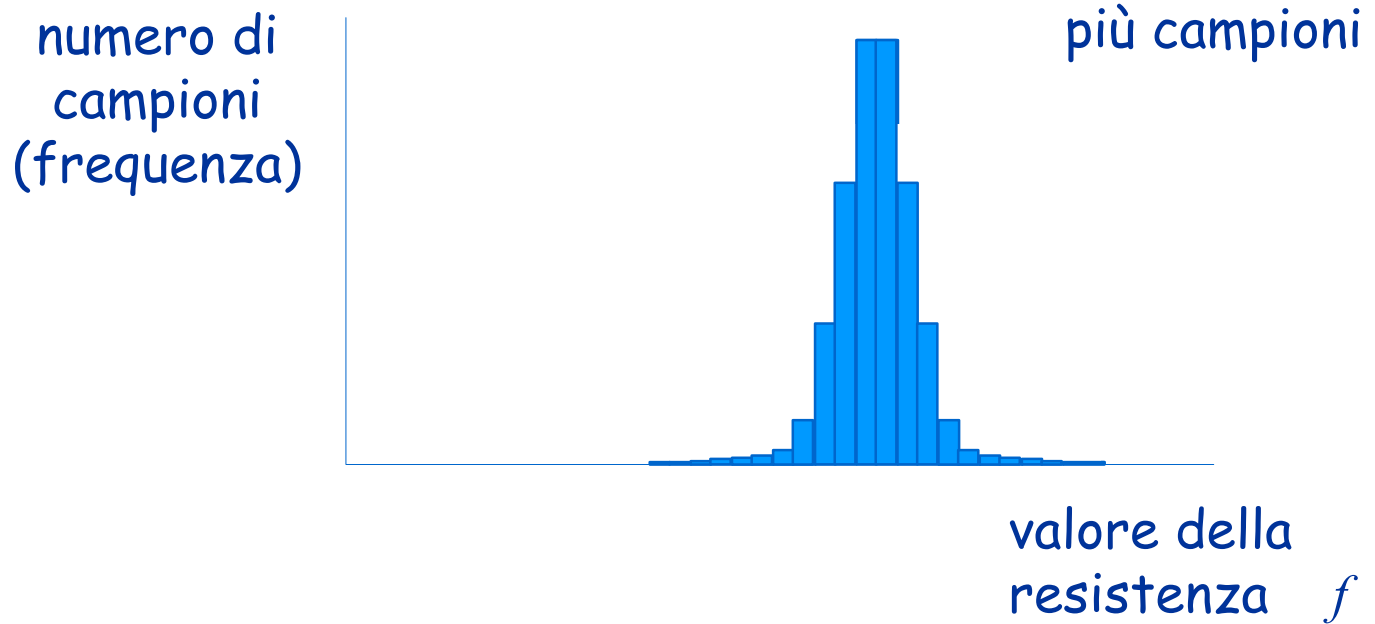
Incertezza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	337.9
2	343.8
3	347.4
4	352.1
5	358.7
6	360.8
7	372.4
...	...
49	421.2
...	...
99	480.6
100	498.5

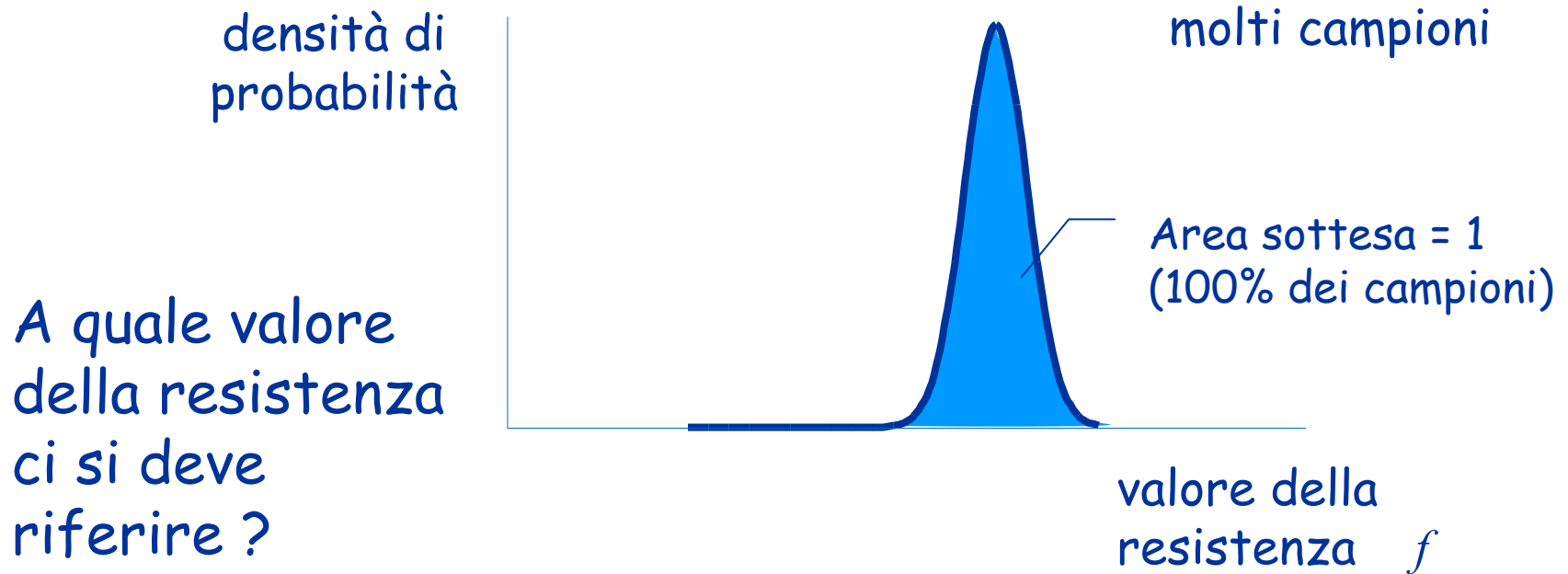
Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

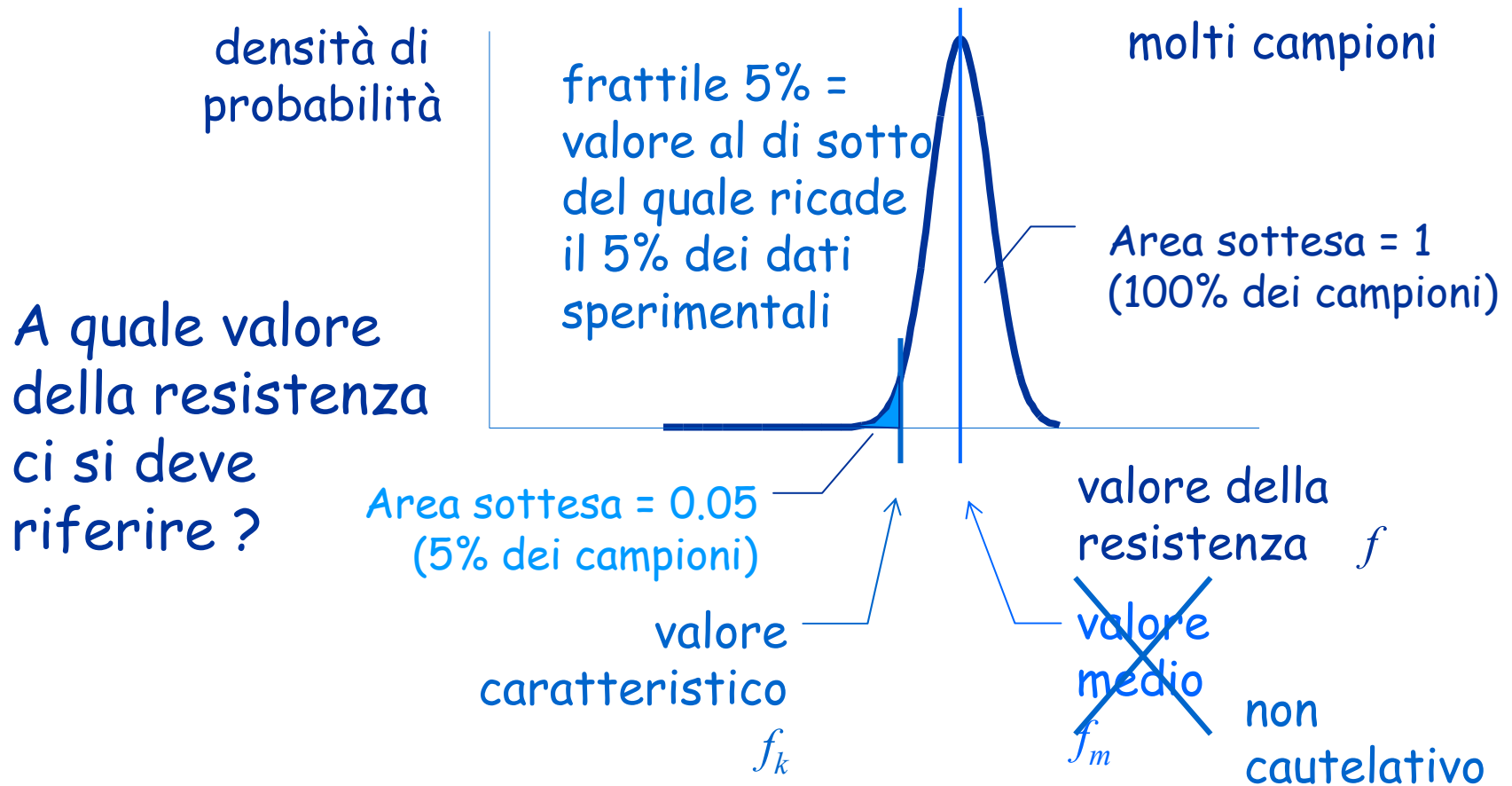
Incertezza sulla resistenza



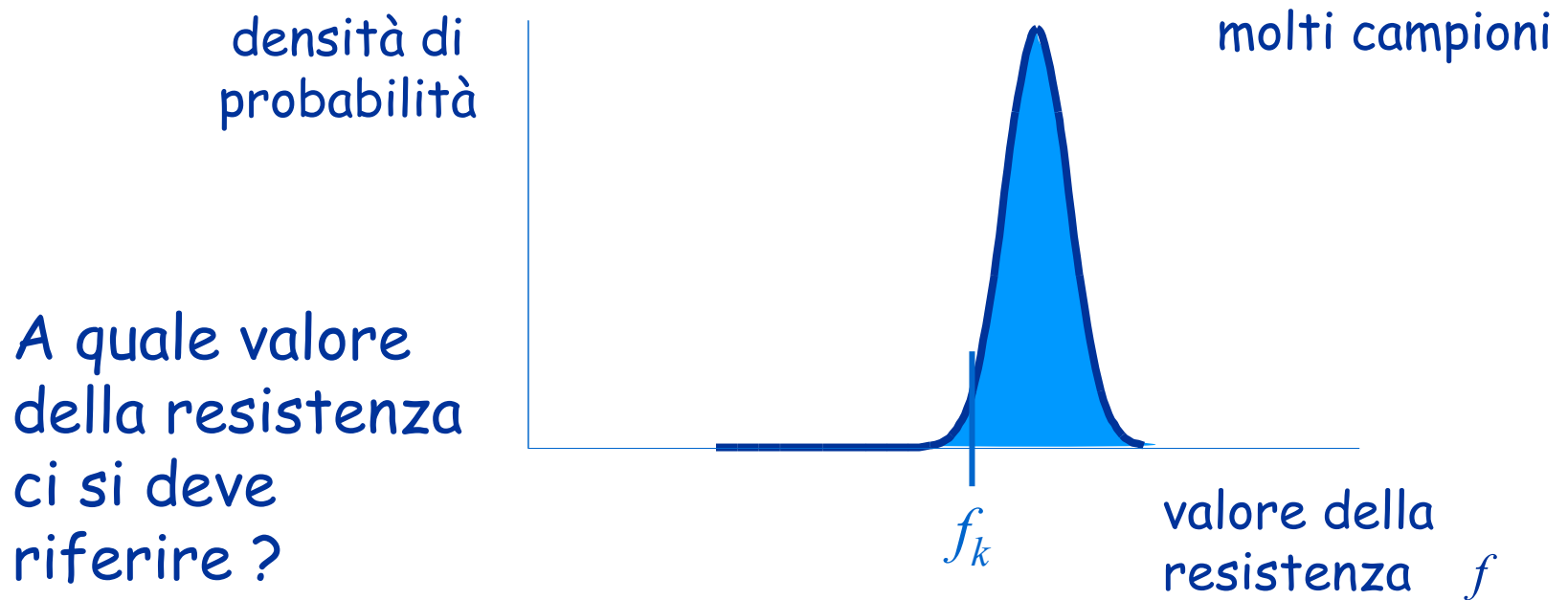
Incertezza sulla resistenza



Incertezza sulla resistenza



Incertezza sulla resistenza



Il riferimento fondamentale è sempre il valore caratteristico

Incertezza sulla resistenza

provino	f_y [MPa]
1	337.9
2	343.8
3	347.4
4	352.1
5	358.7
6	360.8
7	372.4
...	...
49	421.2
...	...
99	480.6
100	498.5

Portando a rottura
100 provini si ottengono
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

360 MPa f_{yk}

Valore caratteristico

frattile 5% = valore al di sotto
del quale ricade il 5% dei dati
sperimentali

Incertezza sulle azioni

Valori nominali

peso di elementi di dimensioni
e caratteristiche ben definite

Esempio: peso proprio della
soletta di un solaio

Siamo sicuri che verranno realizzati
esattamente come previsto?

Incertezza sulle azioni

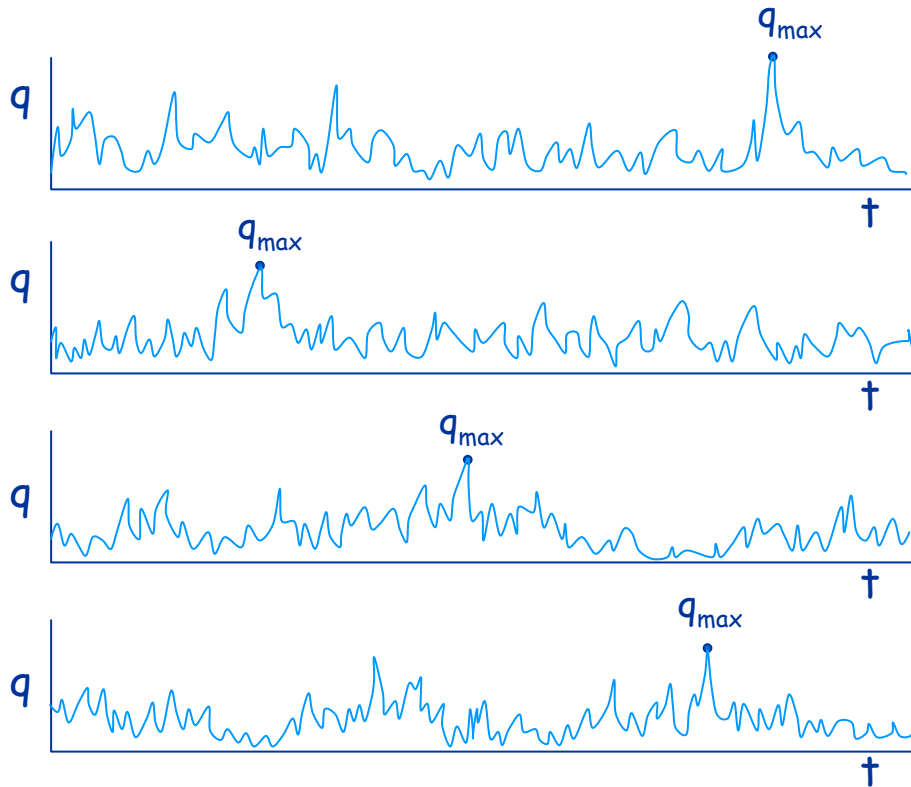
Valori "massimi"

Esempio: massimo carico
variabile su un solaio (in base
alla destinazione d'uso)

Siamo sicuri che non saranno mai superati?

Incertezza sulle azioni

Variazione del carico q nel tempo



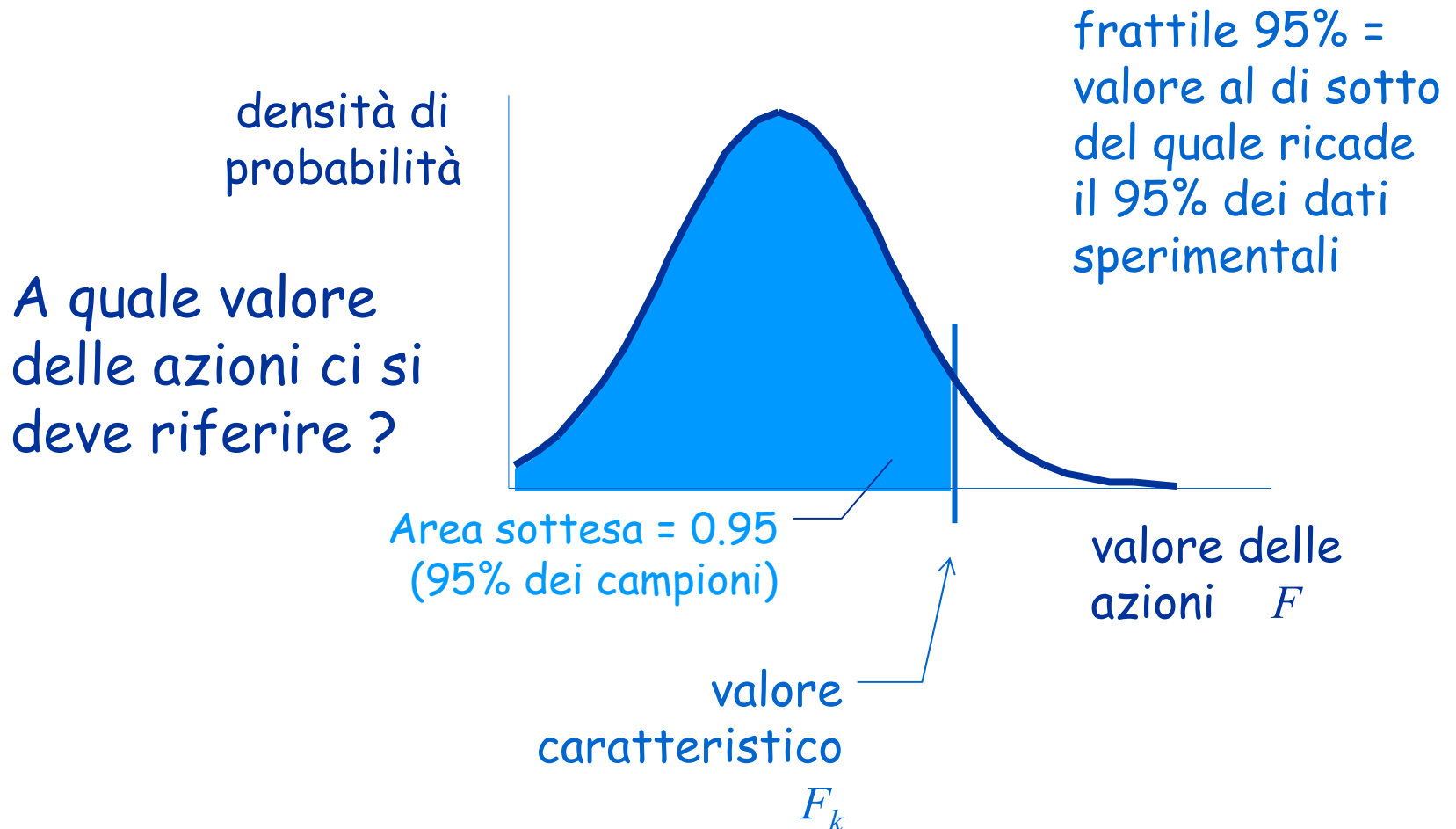
Incertezza sulle azioni

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Esaminando il sovraccarico massimo (durante tutta la vita) in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

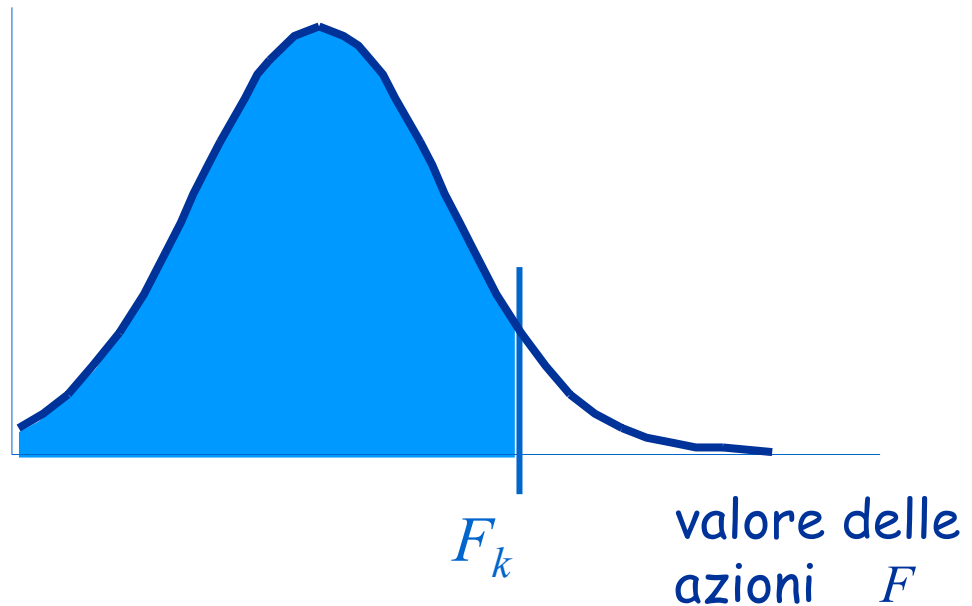
A quale fare riferimento?

Incertezza sulle azioni



Incertezza sulle azioni

A quale valore
delle azioni ci si
deve riferire ?



Il riferimento fondamentale è
sempre il valore caratteristico
(anche quando non viene indicato esplicitamente)

Incertezza sulle azioni

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Esaminando il sovraccarico massimo (durante tutta la vita) in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

2.0 kN/m² q_k

Valore caratteristico

frattile 95% = valore al di sotto del quale ricade il 95% dei dati sperimentali

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista

L'uso dei valori caratteristici può garantire una sufficiente sicurezza

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

Dipende dagli obiettivi:

- La struttura deve rimanere adatta all'uso per il quale è prevista
- La struttura deve essere in grado di sopportare tutte le azioni o influenze cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio

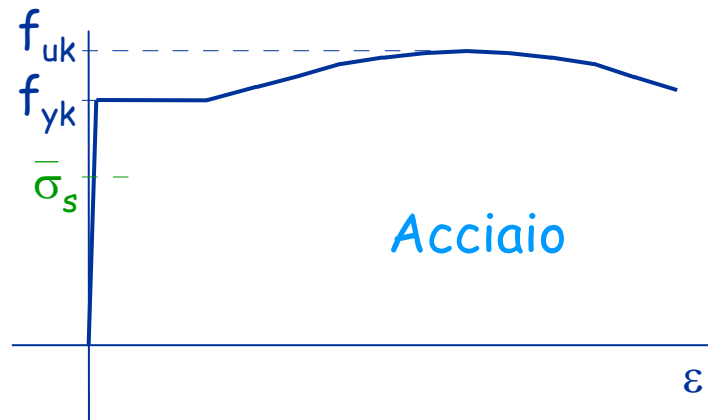
La possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare
coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma sperimentale

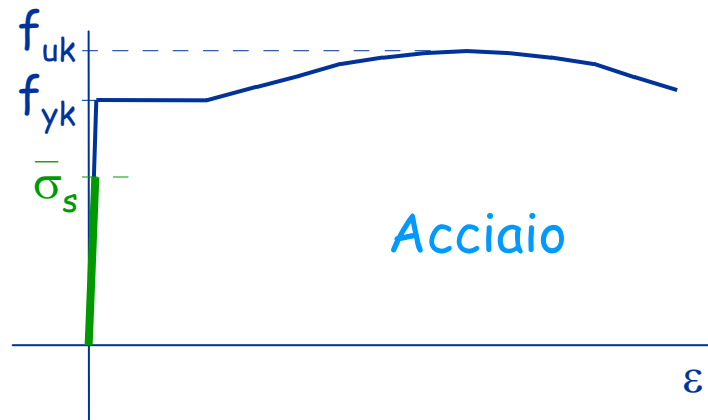


Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagramma di calcolo



Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili
il legame tensioni-deformazioni è lineare

E' possibile quindi applicare tutte le formule della teoria di
elasticità lineare, il principio di sovrapposizione degli effetti,
ecc. ecc.

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Metodo delle tensioni ammissibili

La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)

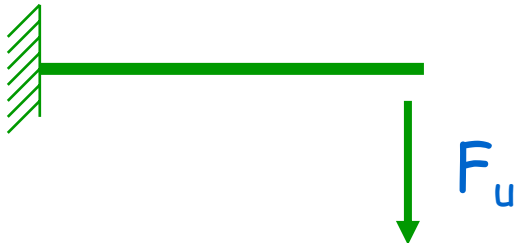
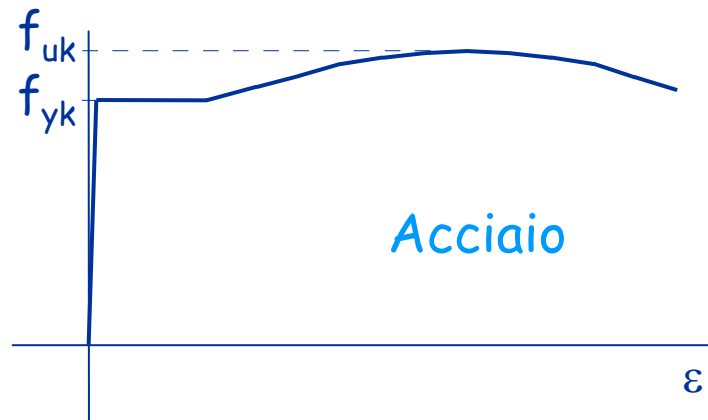


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$$

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

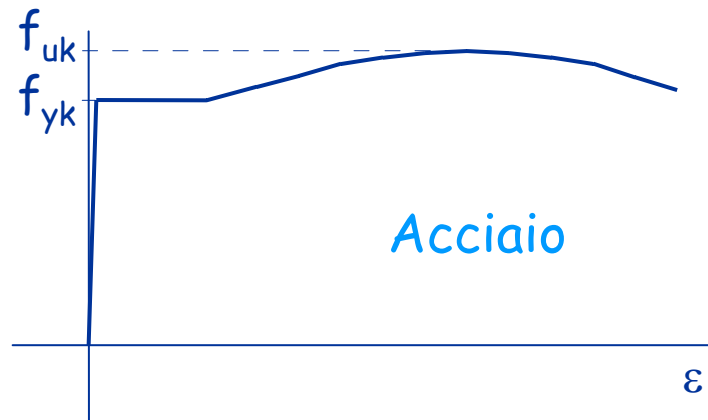
Diagramma sperimentale



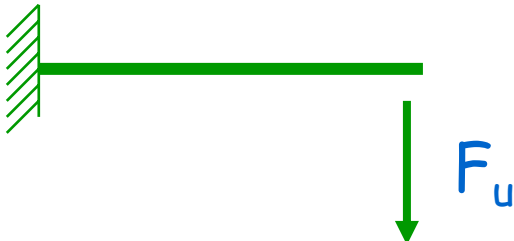
Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

Calcolo a rottura



Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso



$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma} \quad \text{ovvero} \quad \gamma F_k \leq F_u$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Si parte da considerazioni probabilistiche

Si dimostra che per avere una bassa probabilità di collasso occorre fare riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

provino	f_y [MPa]
1	337.9
2	343.8
3	347.4
4	352.1
5	358.7
6	360.8
7	372.4
...	...
49	421.2
...	...
99	480.6
100	498.5

f_{yd}

Si usa come valore di calcolo un frattile più basso (0.5%)

360 MPa f_{yk}
frattile 5%

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}$$

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

solaio	q [kN/m ²]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.29
98	2.45
99	2.71
100	3.06

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza


$$q_d = \gamma_q q_k$$

2.0 kN/m²

q_k

frattile 95%

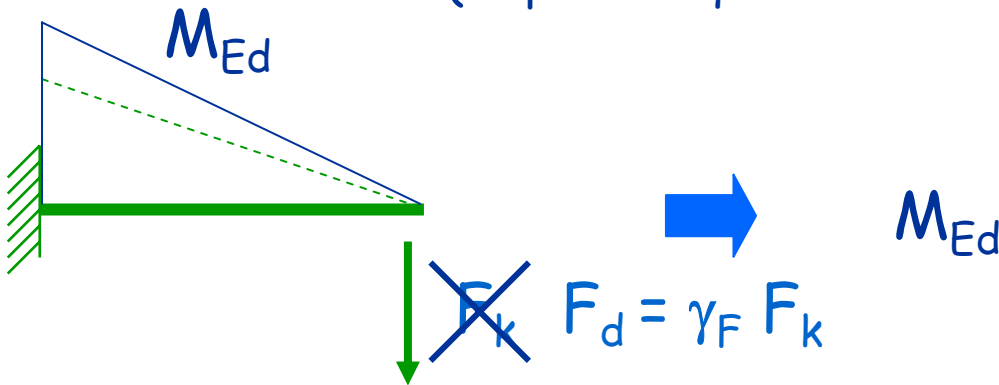
q_d

Si usa come valore di calcolo un frattile più alto (99.5%)

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate (rispetto a quelle caratteristiche)



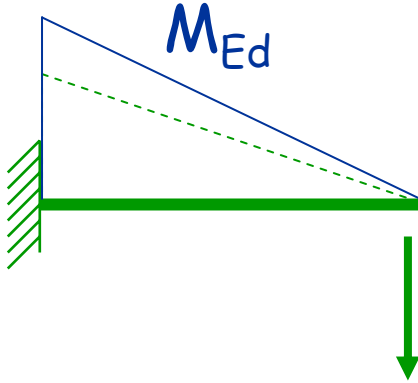
e controllare che siano inferiore a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_M)$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Ver

La verifica di sollecitazioni



Rispetto alle tensioni ammissibili:

I carichi verticali
sono incrementati
dal 30% al 50%

Le resistenze
sono incrementate
dal 30% al 50%

Non si può dire a priori
cosa sia più gravoso

e controllare che siano inferiori a quelle resistenti,
determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (f_d = f_k / \gamma_F)$$

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

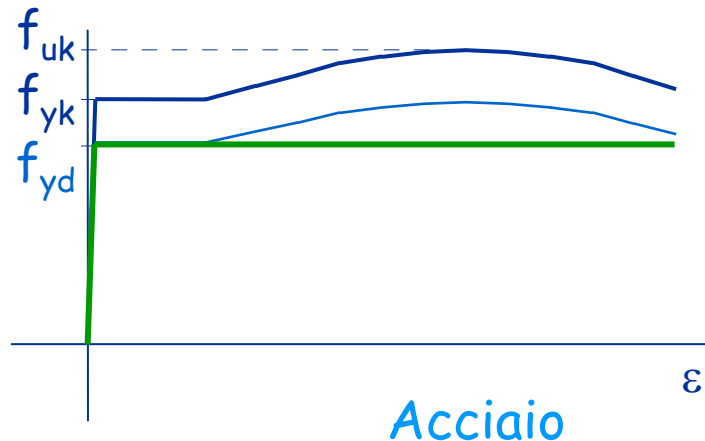
Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione **che la sezione può sopportare** devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Problema
(di cui discutere in seguito)

Perché (o quando) occorre riferirsi alla tensione di snervamento f_y anziché a quella di rottura f_u ?



Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione **che la sezione può sopportare** devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

M_{Rd}

Le caratteristiche di sollecitazione **prodotte dai carichi** possono essere valutate con analisi non lineare (non linearità meccaniche),
ma più comunemente si usa un'analisi lineare

M_{Ed}

Nelle strutture in acciaio può essere importante tener conto nell'analisi anche delle non linearità geometriche

(analisi del 2° ordine, effetto P- Δ , effetto instabilizzante dei carichi verticali)

Verifica - tensioni ammissibili

1 - Analisi dei carichi

si utilizzano i valori caratteristici

2 - Risoluzione (analisi strutturale)

si utilizza sempre un'analisi lineare;

si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M)

3 - Verifica della sezione

si determinano le tensioni massime e le si confronta con quelle ammissibili

in alternativa, si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{\max}) - che corrisponde al raggiungimento della tensione ammissibile - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - stato limite ultimo

- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo
circa 1.4 x quelli caratteristici
- 2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza normalmente un'analisi lineare;
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M_{Ed})
a volte, analisi non lineare
- 3 - Verifica della sezione
si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{Rd}) - che corrisponde al raggiungimento della deformazione limite - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - confronto

T.A.

S.L.U.

Carichi

valori
caratteristici

valori di calcolo
(circa 1.4 maggiori)

Risoluzione

solo analisi
lineare

di solito analisi lineare
(car.soll. circa 1.4
maggiori)

Verifica

controllo delle
tensioni

valutazione di
car.soll. massime

valutazione di
car.soll. resistenti
(maggiori - di quanto?)

... Tornando agli obiettivi

Metodo degli stati limite

- Sopportare tutte le azioni . . .

cioè evitare il collasso . . .

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Rimanere adatta all'uso . . .

ovvero limitare:

- deformazioni
- fessurazione (per c.a.) ecc.

Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

Carichi

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti	G	peso proprio, altri carichi che non variano nel tempo
Azioni variabili	Q	carichi variabili di esercizio, carichi da vento o da neve
Azioni eccezionali	A	incendi, esplosioni, urti di veicoli
Azioni sismiche	E	terremoti

Classificazione delle azioni

Azioni permanenti G peso proprio, altri carichi
che non variano nel tempo

Sono distinte in:

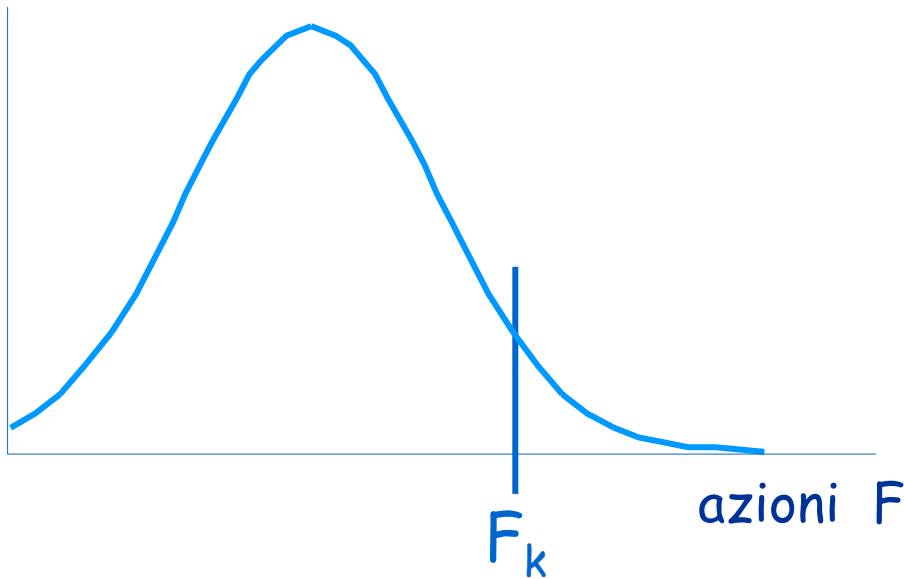
G_1 peso proprio degli elementi strutturali

G_2 peso proprio degli elementi non strutturali
(tamponature, tramezzi, massetti, pavimenti)

P azioni di precompressione

Azioni valore caratteristico

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato nel metodo
delle T.A.

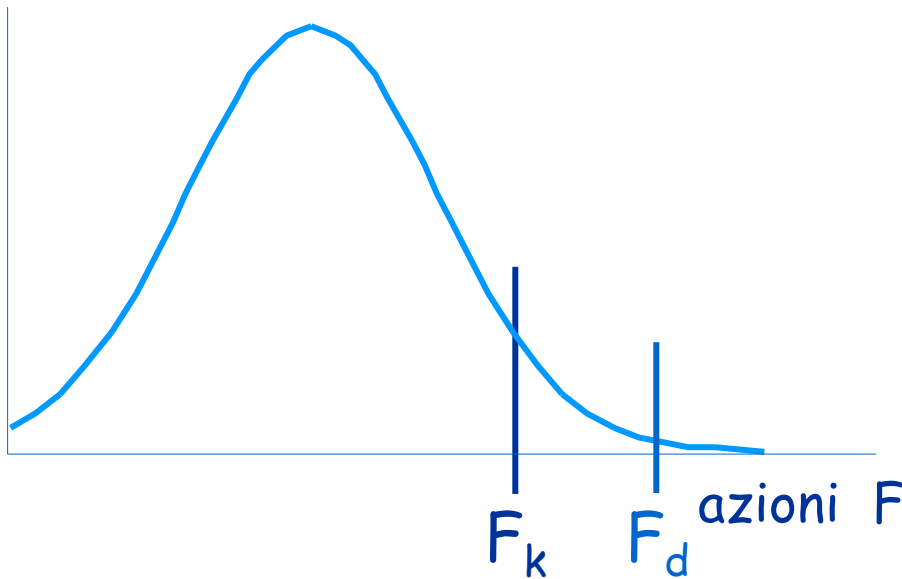
Usato per stati limite
di esercizio

Nota: nel caso di carichi
permanenti è piuttosto
un valore nominale

F_k Valore caratteristico (frattile 95% dei valori massimi che
si hanno in un periodo di riferimento)

Azioni valore di calcolo

Basandosi su considerazioni probabilistiche



Usato per stato limite
ultimo

$$F_d = \gamma_F F_k$$

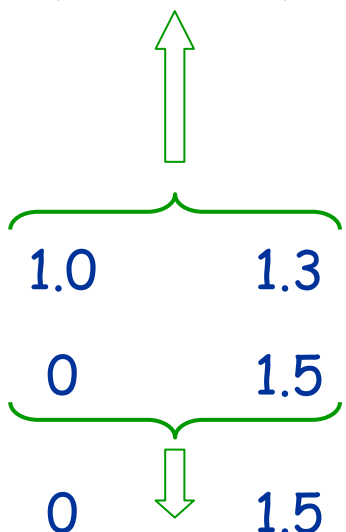
F_d Valore di calcolo (un frattile più alto, 99.5%)

Azioni

valore di calcolo

Per stato limite STR (resistenza della struttura, compresi gli elementi di fondazione)

		min	max
G_1	carichi permanenti strutturali	γ_{G1} 1.0	1.3
G_2	carichi permanenti non strutturali: se compiutamente definiti	γ_{G2} 1.0	1.3
	se non compiutamente definiti	γ_{G2} 0	1.5
Q	carichi variabili	γ_Q 0	1.5



Esempio

carichi unitari - solaio per abitazione

Peso proprio (valore caratteristico):

soletta	$0.04 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.00 kN/m^2	
travetti	$3 \times (0.08 \times 0.20) \times 1 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$	=	1.20 kN/m^2	
laterizi	$8 \times 0.082 \text{ kN}$	=	$\frac{0.66 \text{ kN/m}^2}{2.86 \text{ kN/m}^2}$	
TOTALE		=	2.86 kN/m^2	G_1

Sovraccarichi permanenti (valore caratteristico):

massetto	$0.03 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 18 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2	} G_1 0 ?
pavimento in granito	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 27 \text{ kN/m}^3$	=	0.54 kN/m^2	
intonaco	$0.02 \times 1 \times 1 \text{ m}^3 \times 20 \text{ kN/m}^3$	=	0.40 kN/m^2	
incidenza tramezzi		=	$\frac{1.20 \text{ kN/m}^2}{2.68 \text{ kN/m}^2}$	G_2
TOTALE		=	2.68 kN/m^2	

quindi: $G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$ $G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$ $G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$

Nota:

incidenza tramezzi

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Nota: carichi variabili (1)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00

Nota: carichi variabili (2)

E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
<p>* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati</p> <p>** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso</p>				

Esempio

carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

$$G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Valori di calcolo:

$$G_{1d} = 4.34 \times 1.3 = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2d} = 1.20 \times 1.5 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Notare: in questo caso

$$G_d / G_k = 1.34$$

$$(G_d + Q_d) / (G_k + Q_k) = 1.38$$

Esempio

carichi unitari - solaio per abitazione

Valori caratteristici:

$$G_{1k} = 4.34 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2k} = 1.20 \text{ kN/m}^2$$

$$G_k = 5.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

Valori di calcolo:

$$G_{1d} = 4.34 \times 1.3 = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{2d} = 1.20 \times 1.5 = 1.80 \text{ kN/m}^2$$

$$G_d = 5.64 + 1.80 = 7.44 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_d = 2.00 \times 1.5 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

Forse è più comodo accorpare i carichi in questo modo:

sempre presenti

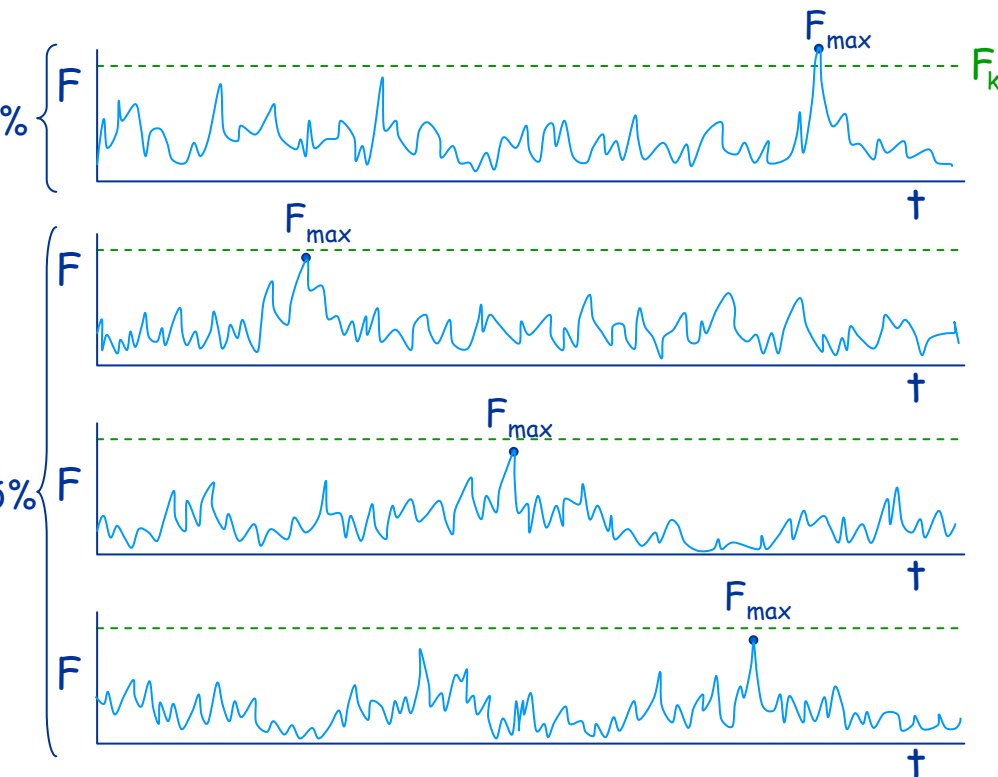
$$G_{1d} = 5.64 \text{ kN/m}^2$$

possono esserci o no

$$G_{2d} + Q_d = 4.80 \text{ kN/m}^2$$

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore caratteristico F_k

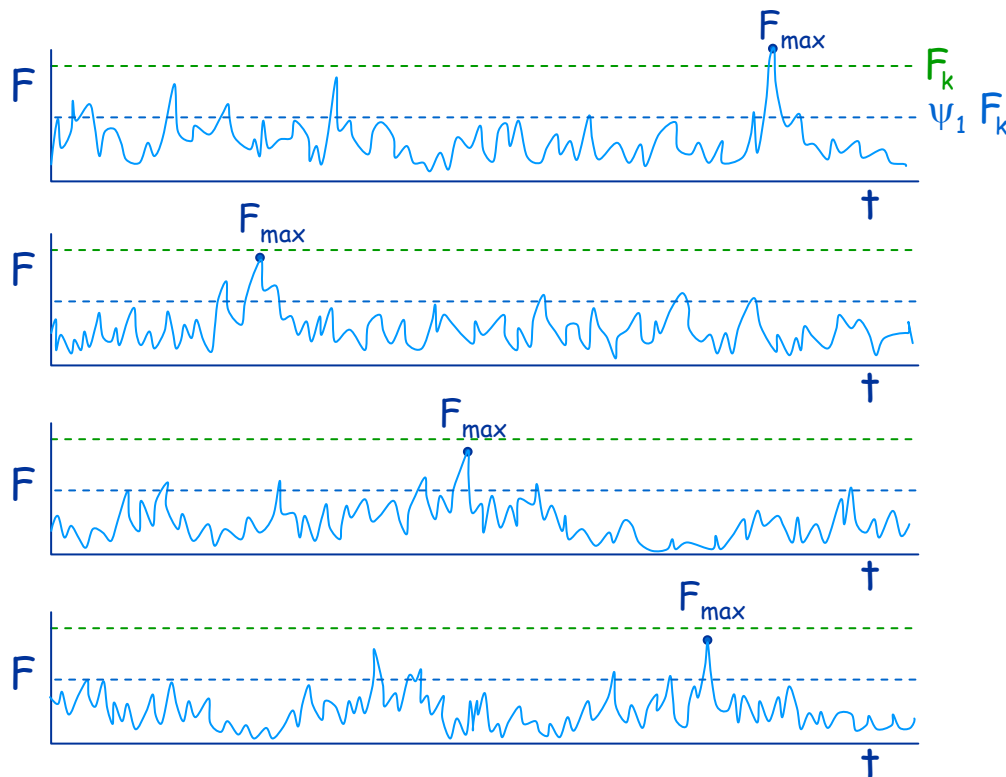


È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

Cioè è superato durante il periodo di riferimento solo nel 5% degli edifici

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore frequente $\psi_1 F_k$



È il frattile 95% della
distribuzione temporale in
un periodo di riferimento

Cioè è superato solo nel 5%
del periodo di riferimento

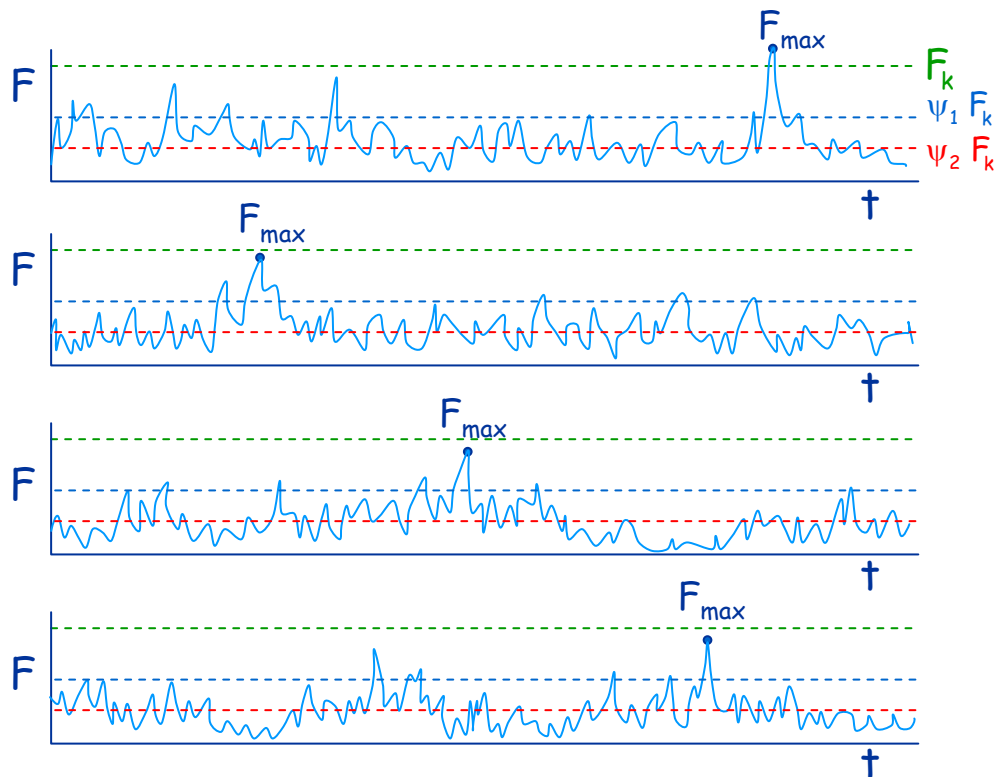
ψ_1 dipende dal tipo di carico

$\psi_1 = 0.5$ carico variabile per
abitazione

0.2 per vento

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore quasi permanente $\psi_2 F_k$



È la media della
distribuzione temporale in
un periodo di riferimento

ψ_2 dipende dal tipo di carico

$\psi_2 = 0.3$ c. var. per abitazione
0 per vento

Tornando alle azioni . . . azioni variabili

Valore di combinazione (o raro) $\psi_0 F_k$

Valore di durata breve ma ancora significativo nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili

Lo stesso coefficiente ψ_0 si usa per i valori di calcolo

$\psi_0 F_d$ Valore di combinazione (o raro) per SLU

$\psi_0 = 0.7$ c. var. per abitazione
0.6 per vento

$\psi_0 F_k$ Valore di combinazione (o raro) per SLE

Valori dei coefficienti

$$\psi_0 \quad \psi_1 \quad \psi_2$$

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

$$\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} \gamma_{Qi} Q_{ik}$$

Stato limite di esercizio,
combinazione rara

$$G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik}$$

combinazione frequente

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

combinazione quasi permanente

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

Materiali

Caratteristiche dell'acciaio

Acciaio = lega ferro-carbonio

Caratteristiche importanti:

- resistenza
- duttilità = capacità di deformarsi plasticamente senza rompersi
- tenacità = capacità di evitare rotture fragili a basse temperature
- saldabilità

Problema:
resistenza al fuoco

Verificata con prova di resilienza

Acciaio per carpenteria metallica:

- basso contenuto di carbonio (0.17-0.22%)
resistenza buona ma non altissima, forte duttilità
- impurità (fosforo, zolfo) negative ma inevitabili
- manganese, silicio
favoriscono la saldabilità

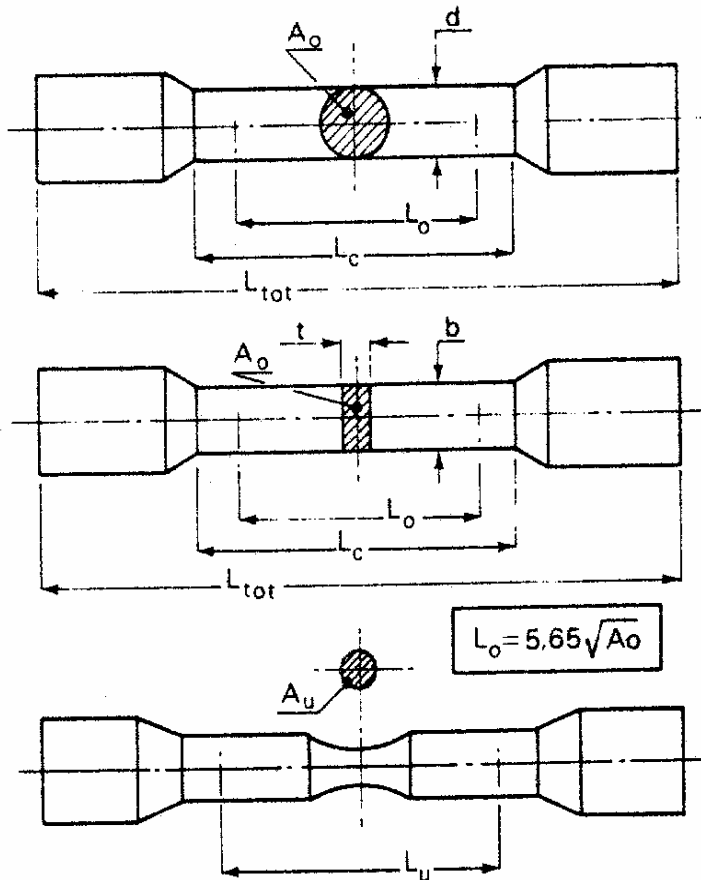
Acciaio effervescente:

$O + C \rightarrow CO$ provoca soffiature

Acciaio calmato o semicalmato

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova a trazione



d = diametro della provetta

t = spessore della provetta piatta

b = larghezza della provetta piatta

L_0 = distanza iniziale fra i riferimenti

L_c = lunghezza della parte calibrata

L_{tot} = lunghezza totale della provetta

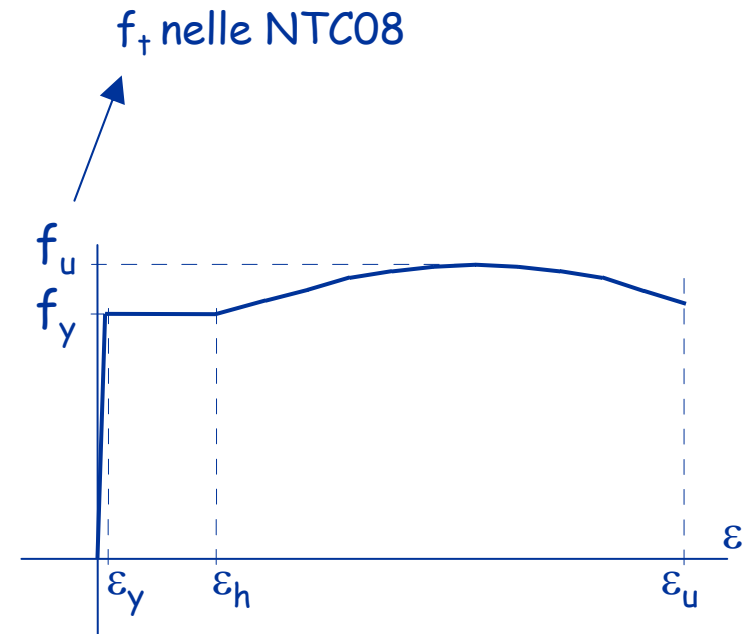
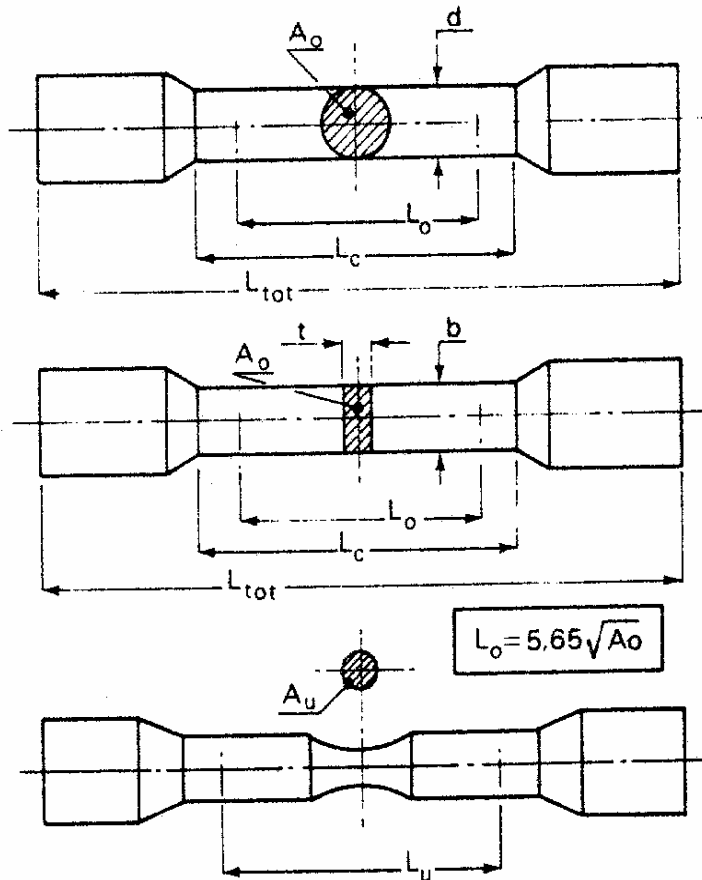
A_0 = sezione iniziale della parte calibrata

A_u = sezione minima dopo rottura

L_u = distanza ultima fra i riferimenti

Caratteristiche dell'acciaio

- Prova a trazione



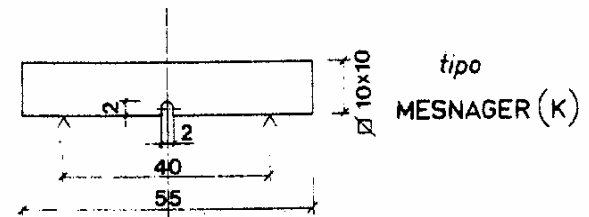
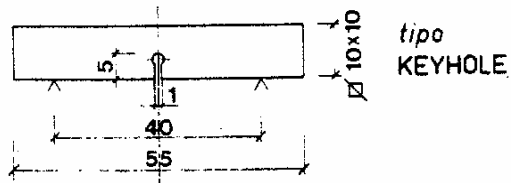
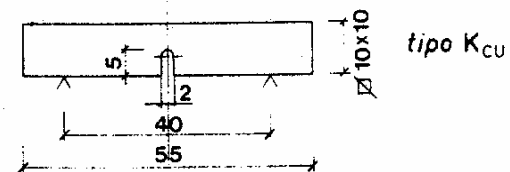
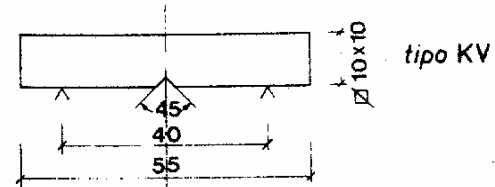
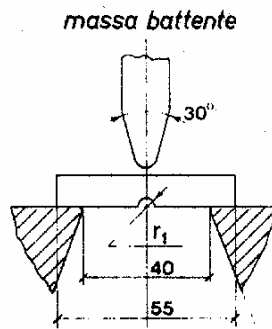
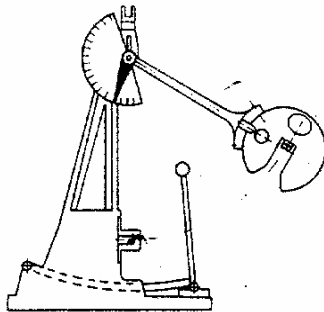
y \rightarrow yielding (snervamento)

h \rightarrow hardening (incrudimento)

Caratteristiche dell'acciaio

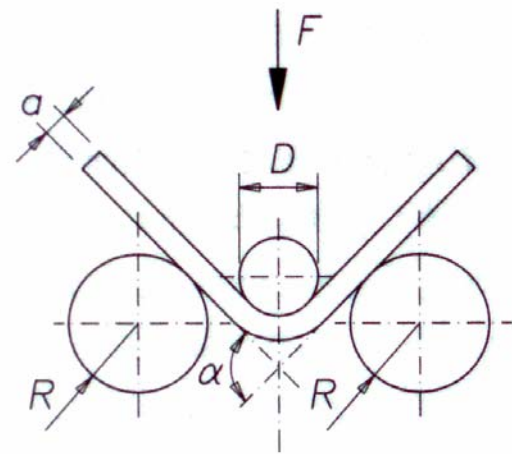
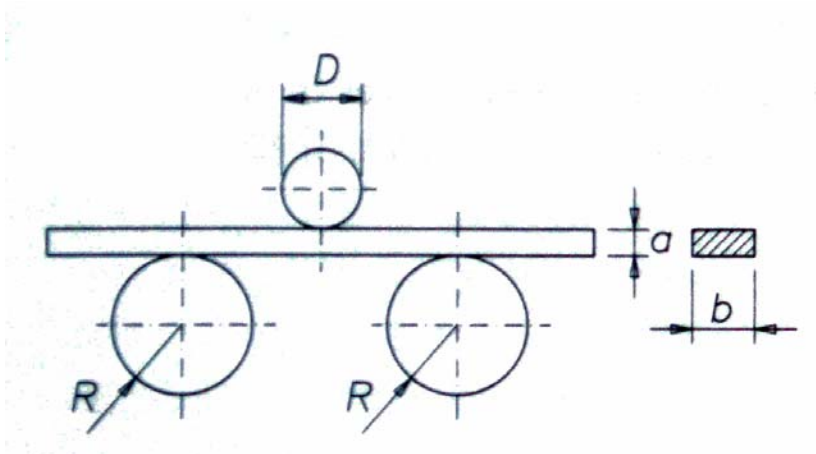
- Prova di resilienza
per controllare la tenacità

Pendolo di Charpy



Caratteristiche dell'acciaio

- Prova di piegamento
per accertare l'attitudine del materiale a sopportare grandi deformazioni a freddo senza rompersi



Caratteristiche dell'acciaio

- Prova di compressione globale (stub column test)
- Prova di durezza
- Prova a fatica

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tipi più comuni

Denominazione	Spessore t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235 Fe 360	235	360	215	360
S275 Fe 430	275	430	255	410
S355 Fe 510	355	510	335	470

Altre caratteristiche degli acciaio (EC3-1-1, punto 3.2):

$f_u / f_y \geq 1.10$ (1.15 per Appendice Nazionale Italiana)

$\varepsilon_u \geq 0.15$ (0.20 per Appendice Nazionale Italiana)

$\varepsilon_u / \varepsilon_y \geq 15$ (20 per Appendice Nazionale Italiana)

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI 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	420	550
UNI 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
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tipi di acciaio per carpenteria metallica

- Tutti i tipi

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Elementi in acciaio

Prodotti mediante:

- laminazione a caldo

profilati → aste di acciaio aventi sezioni particolari a contorno aperto o cavo

lamiere → spessore non superiore a 50 mm e larghezza pari alla massima dimensione del laminatoio

larghi piatti → spessore non superiore a 40 mm e larghezza compresa tra 200 e 1000 mm

barre

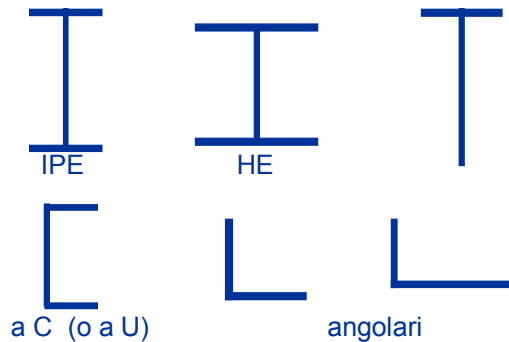
- piegatura a freddo

lamiere grecate

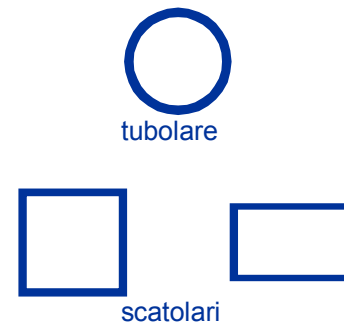
profili sottili

Elementi in acciaio profilati

I tipi di sezione e le dimensioni geometriche dei profilati sono unificate in ambito europeo
Le loro caratteristiche sono riportate in un sagomario



profilati con sezione a contorno aperto

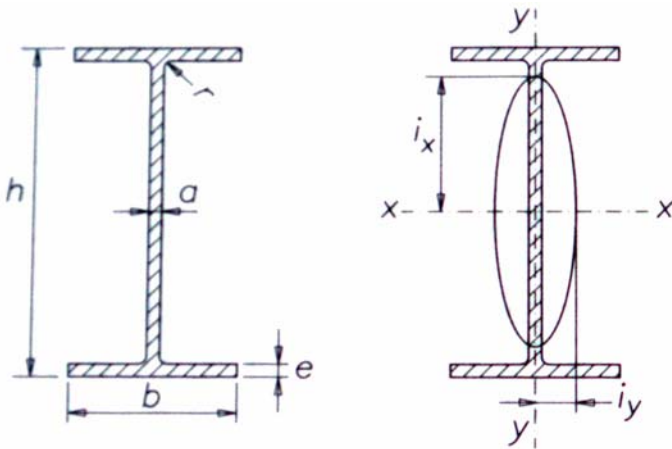


profilati con sezione a contorno chiuso

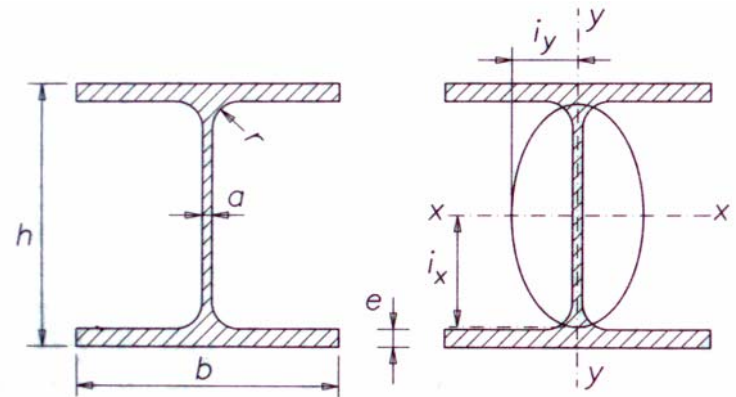
Elementi in acciaio

profili a doppio T

- Profili IPE: hanno una larghezza b dell'ala pari alla metà dell'altezza h
- Profili HE: hanno una larghezza b dell'ala pari all'altezza h



IPE



HE

Per gli HE, tre serie:

HEB, serie normale

HEA, serie alleggerita

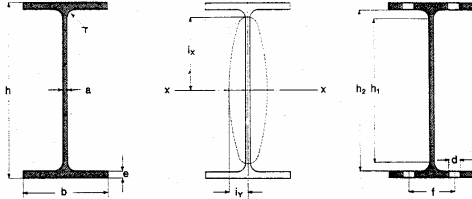
HEM, serie pesante

Elementi in acciaio

uso dei diversi profili

- IPE:
massima resistenza a flessione in un solo piano
usati per travi
- HE
discreta resistenza a flessione anche nell'altro piano
usati per colonne
- C, angolari
bassa resistenza a flessione
usati per travi reticolari
- profili cavi
buona resistenza a flessione nei due piani; buona resistenza a torsione
usati per colonne e per aste soggette a torsione

Elementi in acciaio sagomario



desi- gnazione profilo	dimensioni							A cm ²	p kg / m	U m ² / m
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	h ₁ mm	h ₂ mm			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	59,6	69,6	7,64	6,00	0,328
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	74,6	88,6	10,3	8,10	0,400
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93,4	107,4	13,2	10,4	0,475
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112,2	126,2	16,4	12,9	0,551
IPE 160	160	82	5	7,4	9	127,2	145,2	20,1	15,8	0,623
IPE 180	180	91	5,3	8	9	146	164	23,9	18,8	0,698

valori statici relativi agli assi xx - yy								(°) foratura sulle ali						desi- gnazione profilo
J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	S _x cm ³	s _x cm	d mm	f mm	su 1 ala		su 2 ali		
										A' cm ²	W' _x cm ³	A'' cm ²	W'' _x cm ³	
80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	11,6	6,90							IPE 80
171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	19,7	8,68							IPE 100
318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	30,4	10,5							IPE 120
541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	44,2	12,3	11	40	14,9	60,8	13,4	58,0	IPE 140
869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	61,9	14,0	11	45	18,5	88,3	16,8	84,9	IPE 160
1317	146	7,42	101	22,2	2,05	83,2	15,8	13	50	21,8	117	19,7	112	IPE 180

Elementi in acciaio piegati a freddo

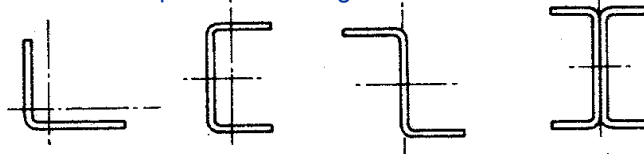
- Lamiere grecate



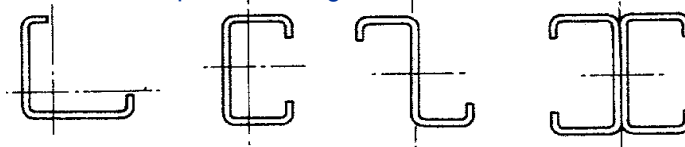
- a secco: con materiale isolante e coibentante, utilizzate per coperture e tamponamenti
- per cls: fungono da cassero in fase di getto e maturazione, utilizzate per la costruzione di solai intermedi di edifici..

- Profili strutturali

profili senza irrigidimenti di bordo



profili con irrigidimenti di bordo



Imperfezioni

Imperfezioni nelle aste

- meccaniche
 - disomogenea distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali e lungo l'asse dei
 - tensioni residue
- geometriche
 - imperfezioni geometriche della sezione trasversale
 - imperfezioni geometriche dell'asse dell'asta
 - influiscono sul comportamento sotto i carichi di esercizio
 - non influiscono sulla resistenza ultima
 - aumentano il rischio di instabilità (riducono resistenza a compressione)

Imperfezioni di montaggio

- occorrerebbe tenerne conto esplicitamente nel calcolo

Imperfezioni tensioni residue

