

**ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MANTOVA**

**NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 14/01/2008**

**E**

**CIRCOLARE APPLICATIVA DEL 02/02/2009**

**CONCETTI GENERALI LEGATI ALLA PROGETTAZIONE  
DELLE COSTRUZIONI IN ACCIAIO  
MEMBRATURE SINGOLE**

**STEFANO MAZZOCCHI**

**MANTOVA 30 GIUGNO 2009**

## MATERIALE

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico  $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale  $G = E / [2 (1 + \nu)] = \sim 81000 \text{ N/mm}^2$

coefficiente di *Poisson*  $\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

(per temperature fino a  $100 \text{ }^\circ\text{C}$ )

densità  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  riportati nella tabella seguente (rif.D.M. 14/01/2008).

**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

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

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
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		
S460 MH/MLH	460	530		

Gli acciai laminati a caldo utilizzati in Italia sono individuati con le seguenti sigle:

Fe 360      Fe410      Fe530

nelle quali il numero che compare indica la resistenza a rottura (in N mm<sup>-2</sup>).

Secondo il D.M. 09/01/1996:

– per sezioni a profilo aperto

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
f <sub>t</sub>	R <sub>m</sub>	tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	(2) ≥ 340 ≤ 470	(3) ≥ 410 ≤ 560	(4) ≥ 490 ≤ 630
f <sub>y</sub>	R <sub>e</sub>	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	(5) ≥ 235	(6) ≥ 275	(7) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J] (8)	B +20°C	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27
			D -20°C	≥ 27	≥ 27
			DD -20°C	–	–
ε <sub>t</sub>	A <sub>min</sub>	Allungamento % a rottura (L <sub>0</sub> = 5,65 · √A <sub>0</sub> )			
		- per lamiere	≥ 24 (9)	≥ 20 (9)	≥ 20 (9)
		- per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti	≥ 26 (10)	≥ 22 (10)	≥ 22 (10)

- (1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C, D e DD della UNI EN 10025 (febbraio 1992), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
- (2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.
- (3) Per spessore maggiori di 3 mm fino a 100 mm.
- (4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.
- (5) Per spessori fino a 16 mm;  
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.
- (6) Per spessori fino a 16 mm;  
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>.
- (7) Per spessori fino a 16 mm;  
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>.
- (8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 100 mm.
- (9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza 600 mm;  
per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;  
per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.
- (10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza < 600 mm;  
per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;  
per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.

– per sezioni a profilo cavo

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
$f_t$	$R_m$	tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 360	≥ 430	≥ 510
$f_y$	$R_e$	tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	(2) ≥ 235	(2) ≥ 275	(3) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J]	B +20°C	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27
			D -20°C	≥ 27	≥ 27
$\epsilon_t$	$A_{min}$	Allungamento percentuale a rottura ( $L_0 = 5,65 \cdot \sqrt{A_0}$ ) %	≥ 24	≥ 21	≥ 20

- (1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai Fe 360, Fe 430 ed Fe 510 nei gradi B, C e D della UNI 7806 (dicembre 1979) e UNI 7810 (dicembre 1979), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.
- (2) Per spessori fino a 16 mm;  
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>.
- (3) Per spessori fino a 16 mm;  
per spessori oltre 16 mm fino a 35 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 35 mm e fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.

Per quanto riguarda il metodo delle tensioni ammissibili, il D.M. 14/02/1992 impone come limiti ammissibili a trazione e compressione per acciaio laminato i valori riportati nella seguente tabella

materiale	$\bar{\sigma}_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
	$t \leq 40$ mm	$t > 40$ mm
Fe 360	160	140
Fe 430	190	170
Fe 510	240	210

## VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

**Gli stati limite ultimi** da verificare, ove necessario, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti.
- *stato limite di fatica*, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

**Nota:** Le verifiche allo stato limite ultimo si basano sull'idea di applicare dei coefficienti di sicurezza sia alle azioni sia alle resistenze dei materiali.

Ad esempio i valori caratteristici dei carichi permanenti  $g$  e variabili  $q$  vengono amplificati mediante i coefficienti  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  (generalmente compresi tra 0 e 1.5) ottenendo così i valori dei carichi di progetto indicati con il pedice  $d$  (design). Le sollecitazioni indotte dai carichi di progetto vengono indicate col pedice  $Ed$  ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ , ecc.).

Dal lato del materiale, per l'acciaio si adotta un legame costitutivo elastico – perfettamente plastico e si fa riferimento alla resistenza  $f_{yd}$ , ovvero alla tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$  ridotta mediante coefficienti  $\gamma_M$  maggiori di 1 (il D.M 14/01/2008 prevede tre coefficienti  $\gamma_M$  che variano in funzione del tipo di verifica da effettuare secondo la tabella sottostante).

**Tabella 4.2.V** Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

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

Le caratteristiche di sollecitazione massime sopportabili da una sezione sono indicate col pedice  $Rd$  (ad esempio  $M_{Rd}$  è il momento resistente di calcolo).

La verifica di resistenza viene condotta controllando che il rapporto tra il valore sollecitante e quello resistente sia sempre inferiore a 1.

**Gli stati limite di esercizio** da verificare, ove necessario, sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

## ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

### Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\vartheta$  definita come:

$$C_\vartheta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

*classe 1* quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\vartheta \geq 3$  (*sezioni plastiche o duttili*);

*classe 2* quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata (*da effetti di instabilità locale*). Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\vartheta \geq 1,5$  (*sezioni compatte*);

*classe 3* quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico (*sezioni moderatamente snelle*);

*classe 4* quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace. (*il momento resistente è inferiore al momento al limite elastico e la resistenza a compressione è inferiore a quella che provoca la completa plasticizzazione della sezione – sezioni snelle*).

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tab. 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III (rif. D.M. 14/01/2008) forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.



Tabella 4.2.1 - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	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  $\varepsilon_y > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.II- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

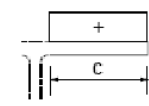
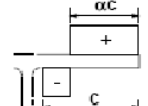
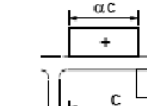
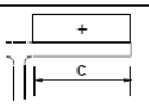
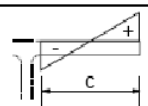
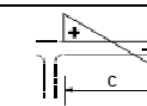
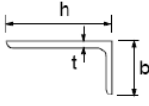
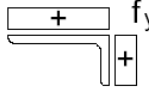
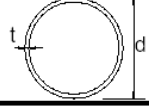
Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione 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
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II)						
Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$		$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$			
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

*La classe di appartenenza di una sezione pertanto viene definita in funzione del rapporto dimensionale larghezza/spessore delle parti componenti la sezione, dello stato di sollecitazione e della classe di resistenza del materiale.*

## **Capacità resistente**

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

### *Metodo elastico (E)*

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

### *Metodo plastico (P)*

Si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Il metodo può applicarsi solo a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

### *Metodo elasto-plastico (EP)*

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

## **Metodi di analisi globale**

L'analisi globale della struttura può essere condotta con uno dei seguenti metodi:

### *Metodo elastico (E)*

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni snelle (classe 3 o 4).

### *Metodo plastico (P)*

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1.

### *Metodo elasto-plastico (EP)*

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

Le possibili alternative per i metodi di analisi strutturale e di valutazione della capacità resistente flessionale delle sezioni sono riassunte nella seguente Tab. 4.2.IV.

**Tabella 4.2.IV** Metodi di analisi globali e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)
(*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.		

### Effetti delle imperfezioni

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ per l'analisi elastica}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ per l'analisi plastica}$$

dove  $\alpha_{cr}$  è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura,  $F_{Ed}$  è il valore dei carichi di progetto e  $F_{cr}$  è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

## Elementi tesi

L'azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda,  $A$ ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

*In un'asta tesa collegata alle altre aste mediante bulloni la presenza dei fori indebolisce la sezione e la sezione forata si snerva quando la forza esterna raggiunge il valore  $A_{net} f_{yd}$ . Come noto la resistenza ultima dell'asta va oltre questo valore, ammettendo forti deformazioni plastiche nell'intorno del foro si raggiunge l'incrudimento dell'acciaio, che può così raggiungere la tensione di rottura  $f_t$ . Secondo il D.M. 14/01/2008 la resistenza dell'asta è data dal valore minore tra la resistenza della sezione trasversale lorda (non forata) e la resistenza ultima della sezione netta (forata). Si noti che in questo secondo caso viene introdotto un coefficiente riduttivo 0.9 e un coefficiente di sicurezza maggiore ( $\gamma_{M2}$  vale 1.25,  $\gamma_{M0}$  vale 1.05)*

*Se  $N_{pl,Rd}$  è minore  $N_{u,Rd}$  l'asta avrà un comportamento duttile, perché la sezione non forata si snerva prima che si abbia la rottura della sezione forata. Il D.M. 14/01/2008 prescrive che nel caso in cui il progetto preveda la gerarchia delle resistenze debba essere rispettata la condizione:  $N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$*

## Elementi compressi

### Verifica di resistenza

La forza di compressione di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

### **Verifica di stabilità**

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale  $\lambda$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

dove

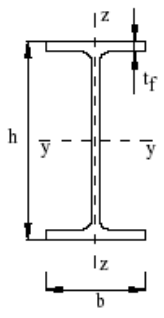
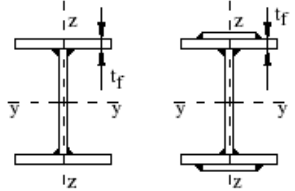
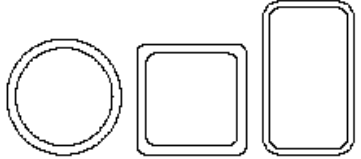
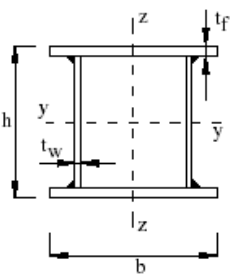
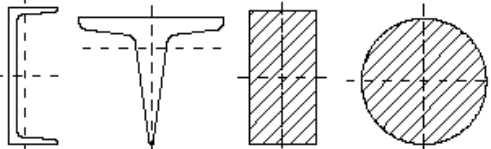
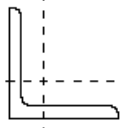
$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale  $\lambda$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

**Tabella 4.2.VI** Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.

Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm y-y z-z	a	$a_0$
				$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm y-y z-z	b
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm y-y z-z	c	a
				$t_f > 100$ mm y-y z-z	d
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm y-y z-z	b	b	
			$t_f > 40$ mm y-y z-z	c	c
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	$a_0$
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c
Sezioni ad L			qualunque	b	b
Curva di instabilità	$a_0$	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$N_{cr}$  è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione  $l_0$  dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata (flessionale, torsionale o flesso torsionale).

Nel caso in cui  $\lambda$  sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo  $N_{Ed}$  sia inferiore a  $0,04N_{cr}$ , gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

#### *Limitazioni della snellezza*

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza  $l_0 = \beta l$  da sostituire nel calcolo del carico critico elastico  $N_{cr}$  alla lunghezza  $l$  dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente  $\beta$  deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i,$$

dove

$l_0$  è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

$i$  è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza  $\lambda$  al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

*Il comportamento di un'asta caricata da una forza assiale di compressione è condizionato dal problema dell'instabilità, al raggiungimento di certo valore del carico  $N$ , detto carico critico  $N_{cr}$ , la struttura risulta in equilibrio oltre che nella configurazione banale (con l'asse dell'asta rettilineo), anche in una configurazione deformata. Il carico critico è definito dalla seguente espressione:*

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_0^2}$$

*Dove:*

*$E$  è il modulo di elasticità del materiale*

*$I$  il momento d'inerzia della sezione trasversale dell'asta*

*$l_0$  la lunghezza libera d'inflessione*

*La tensione critica  $\sigma_{cr}$  provocata dal carico critico è data dalla relazione:*

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{A l_0^2} = \frac{\pi^2 E \rho^2}{l_0^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

*Dove:*

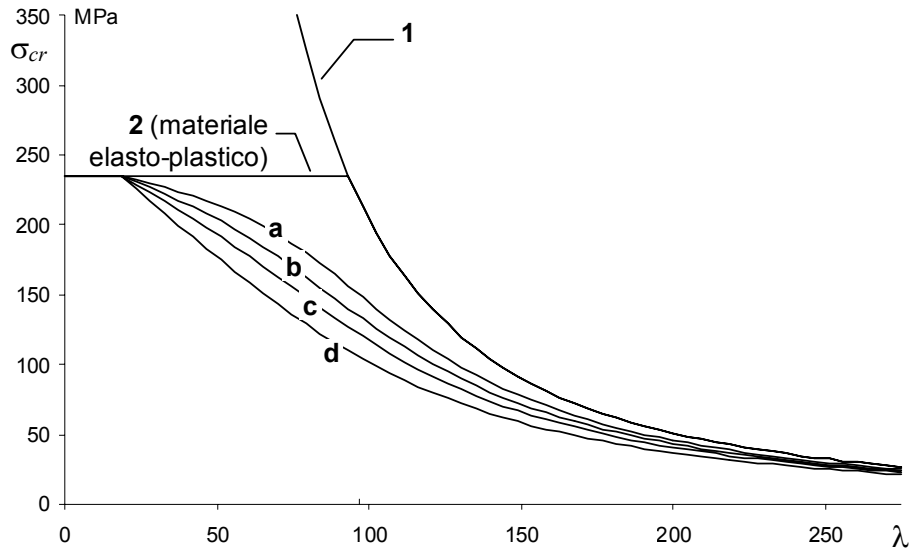
*$A$  è l'area della sezione trasversale dell'asta*

*$\rho^2 = I/A$  è il quadrato del raggio d'inerzia della sezione*

*$\lambda = l_0 / \rho$  è la snellezza dell'asta*

*La relazione tra tensione critica e snellezza è rappresentata dall'iperbole 1 nel diagramma  $\lambda$ - $\sigma_{cr}$ .*





L'espressione del carico critico Euleriano si riferisce ad un'asta ideale, realizzata in materiale linearmente elastico ed infinitamente resistente. Nella realtà l'acciaio ha un comportamento diverso, approssimando il comportamento reale con un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico, si deve ammettere che la tensione critica non può superare la tensione di snervamento e si ottiene la curva 2:

Nell'asta reale sono presenti imperfezioni geometriche e meccaniche, ciò fa sì che la tensione nella sezione non sia uniforme, di conseguenza la tensione di snervamento viene raggiunta prima di quanto ci si aspetti per il caso ideale. Il carico critico e quindi la tensione critica saranno tanto minori (rispetto al caso ideale) quanto maggiori sono le imperfezioni, si ottengono pertanto le curve a, b, c, d. Il D.M. 14/01/2008 indica col simbolo  $\chi$  il rapporto tra tensione critica  $\sigma_{cr}$  e tensione di snervamento  $f_{yk}$ . e fornisce delle formule per ricavare tale valore. Nel caso in cui l'instabilità pertinente è quella flessionale, il coefficiente  $\chi$  viene messo in relazione con la snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

dove  $\lambda_1$  è quel valore della snellezza per la quale la tensione critica è pari a  $f_y$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$$

cioè l'ascissa del punto di intersezione tra l'iperbole di Eulero (curva 1) e la retta orizzontale  $\sigma_{cr} = f_y$ . La scelta tra le curve a, b, c, d dipende dalla forma della sezione. In definitiva la resistenza a compressione è data dall'espressione

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma M1}$$

Si noti che con il metodo delle T.A. si utilizza il coefficiente  $\omega$ , rapporto tra tensione di snervamento e tensione critica (quindi l'inverso di  $\chi$ ) e, anziché ridurre la tensione ammissibile, si amplifica di  $\omega$  (che è sempre maggiore o uguale a uno) l'effetto dei carichi.

## Elementi inflessi

### Stato limite di deformabilità

#### Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1 rif. D.M.14/0/2008) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$

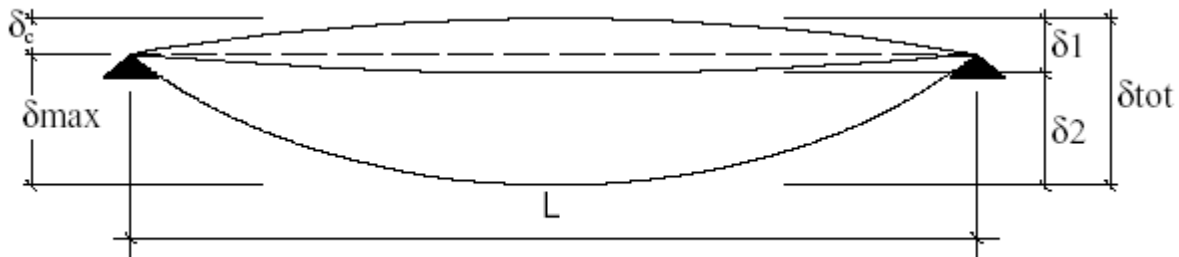


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce  $L$  dell'elemento. I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X, dove  $L$  è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

**Tabella 4.2.X** Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Per quanto riguarda gli spostamenti verticali, il D.M. 14/02/1992 impone i seguenti limiti

- per solai in generale:  $\delta_2 < \frac{1}{400} L$
- per solai con tramezzi:  $\delta_{\max} < \frac{1}{500} L$
- per coperture in generale:  $\delta_{\max} < \frac{1}{200} L$

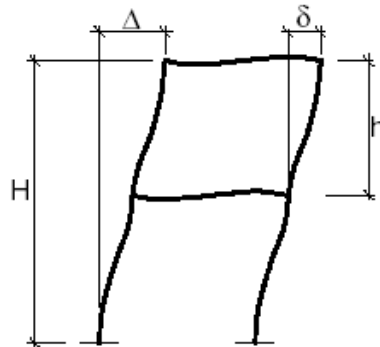
### Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.2).

**Tabella 4.2.XI** Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		



**Figura 4.2.2** - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

## Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

### Edifici

Nel caso di solai caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.

Nel caso di solai soggetti a eccitazioni cicliche la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

### Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di comprovata validità.

### Oscillazioni prodotte dal vento

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni parallele che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

*Poiché le persone che camminano inducono vibrazioni con frequenza di circa 2 cicli/s (da 1.6 a 2.4 cicli/s a seconda che camminino o corrano); per evitare fenomeni di risonanza la frequenza naturale del solaio deve essere maggiore di 3 cicli/s. Se su un solaio si salta o si balla in modo ritmico, la frequenza naturale del solaio deve essere maggiore di 5 cicli/s.*

Per trovare espressioni che forniscono la frequenza naturale di oscillazione del solaio occorrerebbe scrivere le equazioni del moto; per una trave ad una campata si ottiene:

$$f = K (EI/mL^4)^{0.5}$$

$f$  = frequenza (cicli/s)

$K$  = coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo ( $K = 1.57$  appoggio appoggio;  $K = 3.56$  incastro – incastro)

$m$  = massa unità superficie

$E$  = modulo elastico

$I$  = momento inerzia

$L$  = luce trave

E' comodo riferirsi all'abbassamento anziché calcolare direttamente  $f$ . Per la trave in semplice appoggio il valore della frequenza relativa al primo modo di vibrare in direzione verticale è stimabile attraverso la relazione

$$f = \frac{0.56}{\sqrt{\delta}}$$

con

$f$  = frequenza (HZ)

$\delta$  = freccia provocata dai carichi agenti (m)

Da questa relazione, con riferimento alla combinazione di carico frequente, derivano le seguenti limitazioni:

- per solai in genere freccia totale  $\delta_1 + \delta_2 < 34.8$  mm
- per solai soggetti a moto ritmico freccia totale  $\delta_1 + \delta_2 < 12.5$  mm

ciò indipendentemente dalla luce

## Flessione monoassiale retta

Il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

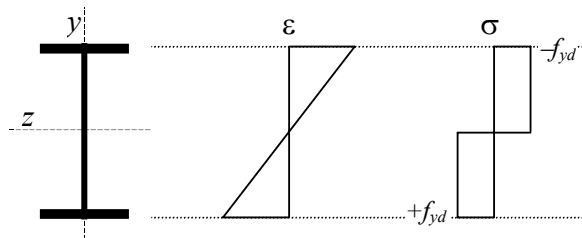
$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;}$$

per le sezioni di classe 3,  $W_{el,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo  $W_{eff,min}$  è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

*Nel caso di flessione semplice il diagramma delle deformazioni è lineare, in campo elastico facendo crescere le deformazioni si ha un corrispondente aumento delle tensioni fino al raggiungimento della tensione di snervamento nelle fibre estreme. Se le deformazioni crescono ulteriormente, nei punti snervati non si possono avere ulteriori aumenti di tensione, ma la zona snervata si propaga verso l'interno della sezione fino a raggiungere la condizione rappresentata nella figura seguente, in cui metà sezione è snervata con tensione pari a  $+f_{yd}$ , l'altra metà con tensione pari a  $-f_{yd}$  (se consideriamo una sezione simmetrica)*



Esprimendo l'equilibrio delle forze interne con il momento esterno si ha

$$M_{Rd} = - \int \sigma y dA = - \int_{sup} -f_{yd} y dA - \int_{inf} f_{yd} y dA = f_{yd} \int_{sup} y dA - f_{yd} \int_{inf} y dA = 2 S_{1/2 sez} f_{yd}$$

La quantità  $S_{1/2 sez}$  rappresenta il doppio del momento statico di metà sezione, e la quantità  $2S_{1/2 sez}$  viene detta modulo plastico ed indicata col simbolo  $W_{pl}$ . Si ha in definitiva:

$$M_{Rd} = W_{pl} \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

## Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio.

**Nota:** Se si considera che alla tensione tangenziale  $\tau$  corrisponde la tensione normale equivalente  $\sigma_{id} = \tau \sqrt{3}$  e quindi che il limite tensionale per le  $\tau$  sarà pari a  $f_{yd} / \sqrt{3}$ , e si valuta la resistenza a taglio allo stato limite ultimo ipotizzando la piena plasticizzazione a taglio delle sezioni che costituiscono l'area di tagli, si ha

$$V_{c,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

dove  $A_v$  è l'area a taglio.

In presenza contemporanea di momento flettente e taglio, è possibile effettuare verifiche separate per le due caratteristiche della sollecitazione finché  $V_{Ed} \leq 0.5 V_{Rd}$ . In caso contrario occorre ridurre la resistenza flessionale in misura dipendente dall'entità del taglio. Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$