



*Consiglio Superiore  
dei Lavori Pubblici*



CONSIGLIO NAZIONALE  
DEGLI **INGEGNERI**



Con la collaborazione dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Salerno

SALERNO  
23-24 febbraio 2018  
Teatro Augusteo  
Piazza Giovanni Amendola

CONVEGNO NAZIONALE DI PRESENTAZIONE DELLE  
**NUOVE NORME TECNICHE  
PER LE COSTRUZIONI 2018**

# IL NUOVO QUADRO NORMATIVO PER LE STRUTTURE IN ACCIAIO



**Vincenzo Piluso**



**Dipartimento  
di Ingegneria Civile  
Università di Salerno**



# **4.2**

## **COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

**ANALISI DELLE NOVITA' E DEI PUNTI DI DEBOLEZZA**

## **4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

I requisiti per l'esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio", per quanto non in contrasto con le presenti norme.

**E' stato inserito il riferimento alla UNI EN 1090-2:2011**

### **4.2.1 MATERIALI**

#### **4.2.1.1 ACCIAIO LAMINATO**

**E' stato inserito il riferimento alle norme:**

**UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1**

**Inoltre, sono state inserite le tabelle con le proprietà meccaniche (tensioni di snervamento e di rottura) per i diversi acciai da carpenteria.**

#### **4.2.1.2 ACCIAIO INOSSIDABILE**

**Le NTC2018 prevedono l'impiego dell'acciaio inossidabile. Si tratta di un paragrafo non presente nelle NTC2008 che, tuttavia, si limita semplicemente a richiamare l'esistenza della normativa europea specifica UNI EN 1993-1-4.**

#### **4.2.1.3 SALDATURE**

**Con riferimento agli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco è stato inserito il riferimento alla normativa europea UNI EN ISO 2560.**

### 4.2.3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

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

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1 \quad [4.2.0]$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le rotazioni corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

La classificazione delle sezioni trasversali degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro capacità di deformarsi in campo plastico. E' possibile distinguere le seguenti classi di sezioni:

*classe 1* se 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  $C_\theta \geq 3$ ;

*classe 2* se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1,5$ ;

*classe 3* se 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;

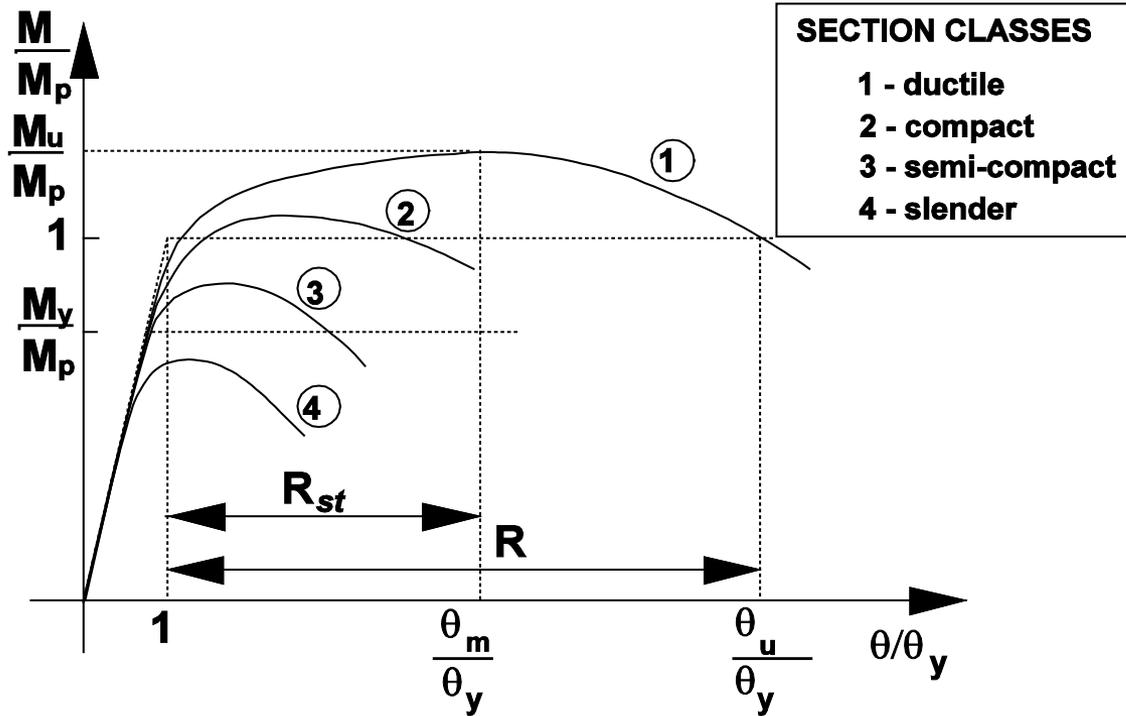
*classe 4* se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle.

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V 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.

**COMMENTO:** la rotazione ultima risulta impropriamente/erroneamente definita perché la deformazione ultima non ha alcun significato in un fenomeno che risulta governato dalla instabilità locale. Nella letteratura internazionale, la capacità rotazionale viene definita come la rotazione normalizzata corrispondente alla massima resistenza flessionale (parte stabile) oppure come la rotazione normalizzata che si verifica in fase post-critica quando il momento adimensionale assume nuovamente valore unitario.



$$R = \frac{\theta_p}{\theta_y} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y} - 1 \qquad R_{st} = \frac{\theta_m}{\theta_y} - 1$$

**COMMENTO:** la rotazione ultima risulta impropriamente/erroneamente definita sia in NTC2008 che in NTC2018 perché la deformazione ultima non ha alcun significato in un fenomeno che risulta governato dalla instabilità locale. Nella letteratura internazionale, la capacità rotazionale viene definita come la rotazione normalizzata corrispondente alla massima resistenza flessionale (parte stabile) oppure come la rotazione normalizzata che si verifica in fase post-critica quando il momento adimensionale assume nuovamente valore unitario.

## 4.2.3.2 CAPACITA' RESISTENTE DELLE SEZIONI

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 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.

**COMMENTO:** Con riferimento al metodo EP le NTC2018 perseverano nel riportare una espressione imprecisa e talora addirittura errata.

Infatti, il metodo EP è applicabile solo nel caso di sezioni di prima classe e di seconda classe. Nel caso di sezioni di terza e di quarta classe l'impiego di un legame costitutivo di tipo non-lineare deve essere accompagnato dalla modellazione della instabilità locale ad esempio attraverso il metodo della ampiezza efficace. L'analisi della sezione può essere condotta mediante modelli a fibre in cui l'instabilità locale viene tenuta in conto attraverso il metodo della ampiezza efficace impiegando le formulazioni previste in EN 1993-1-5 integrate ove necessario dalle formulazioni di Stowell per l'instabilità locale in campo plastico e, eventualmente, da formulazioni correttive del "coefficiente di buckling" che tengono conto del gradiente di tensione longitudinale che si verifica in presenza di sollecitazioni di taglio concomitanti (lunghezza a taglio).

### 4.2.3.3 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 duttili o compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni semi-compatte o 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.

**COMMENTO:** Anche in questo caso, con riferimento al metodo EP le NTC2018 perseverano nel riportare una espressione imprecisa e talora addirittura errata. Infatti, il metodo EP è applicabile solo nel caso di sezioni di prima classe e nel caso delle sezioni di seconda classe a condizione che venga effettuato il controllo rotazioni/deformazioni plastiche richieste (controllo di duttilità locale). Nel caso di sezioni di terza e di quarta classe l'analisi dovrebbe essere condotta mediante legami momento-rotazione oppure momento-curvatura comprensivi del ramo di comportamento post-critico dovuto alla instabilità locale e, ove necessario, della instabilità flessionale o della instabilità flesso-torsionale.

## 4.2.4.1.2.5 TORSIONE

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto,  $T_{Ed}$ , deve soddisfare la relazione

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad [4.2.28]$$

essendo  $T_{Rd}$  la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale. La torsione agente  $T_{Ed}$  può essere considerata come la somma di due contributi

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad [4.2.29]$$

dove  $T_{t,Ed}$  è la torsione uniforme e  $T_{w,Ed}$  è la torsione per ingobbamento impedito.

**COMMENTO:** Come le NTC2008 anche le NTC2018 si presentano incomplete sotto questo aspetto, perché mancano completamente le indicazioni riguardanti il calcolo della resistenza di progetto a torsione  $T_{Rd}$ .

Tali indicazioni sono invece contenute in UNI EN 1993-1-1, che prevedono anche la sollecitazione composta di taglio e torsione, a cui le NTC2018 avrebbero potuto fare riferimento.

**4.2.4.1.3.3 MEMBRATURE INFLESSE E COMPRESSE**      UNI EN 1993-1-1

**4.2.4.1.3.4 STABILITA' DEI PANNELLI**      UNI EN 1993-1-5

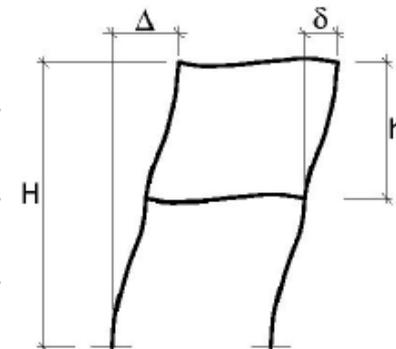
## 4.2.4.1.4 STATO LIMITE DI FATICA

**COMMENTO:** Sebbene vengano forniti maggiori dettagli rispetto alle NTC 2008 con l'aggiunta delle formulazioni relative alla verifica a fatica illimitata e alla verifica a danneggiamento con l'indicazione della ben nota formula di Palmgren-Miner, tuttavia le indicazioni normative sono ancora di fatto incomplete perché mancano le curve di fatica S-N per i diversi dettagli costruttivi. Pertanto, di fatto occorre riferirsi a UNI-EN 1993-1-9.

## 4.2.4.2.2 SPOSTAMENTI LATERALI

Tab. 4.2.XIII - 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 carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
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.*

**COMMENTO:** E' evidente che la limitazione agli spostamenti laterali è di interesse per quanto riguarda la risposta strutturale alle azioni dovute al vento. Le azioni dovute al vento, di cui al paragrafo 3.3 delle NTC 2018, sono riferite ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Ciò è coerente con le azioni relative agli effetti sismici per lo stato limite SLD (periodo di ritorno di 50.3 anni per strutture di vita nominale 50 anni e coefficiente d'uso unitario).

Tuttavia si riscontra un disallineamento con quanto previsto con riferimento allo stato limite SLD sotto azioni sismiche perché nel Capitolo 7 i valori limite degli spostamenti relativi di piano vengono fatti dipendere dalla tipologia dei compagni.

Inoltre, non è prevista la possibilità di ammettere spostamenti laterali maggiori in presenza di tipologie di facciata progettate per accomodare liberamente gli spostamenti strutturali.

## 4.2.8.1.1 UNIONI CON BULLONI E CHIODI

Sono state inserite le indicazioni per la valutazione della coppia di serraggio dei bulloni nel caso di giunzioni a taglio con bulloni precaricati, prima non presenti in NTC2008.

Nei collegamenti con bulloni "precaricati" gli assiemi Vite/Dado/Rondella devono essere conformi a quanto specificato nel § 11.3.4.6.2.

Nelle unioni con bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito, le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore. Il momento di serraggio M per tali unioni è pari a:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,c} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tbk} \quad [4.2.61]$$

dove: d è il diametro nominale della vite,  $A_{res}$  è l'area resistente della vite e  $f_{tbk}$  è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore k è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le tre classi funzionali specificate nella seguente Tabella 4.2.XV.

Tabella 4.2.XV - Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore k
K1	Campo di variabilità del fattore $k_i$ del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio $k_m$ del fattore e suo coefficiente di variazione $V_k$ dichiarati sulla confezione

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9.

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8

Vite	Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]					
	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,C}$ [kN]	$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	115
M16	141	169	197	225	87.9	157
M18	194	232	271	310	108	192
M20	274	329	384	439	137	245
M22	373	448	523	597	170	303
M24	474	569	664	759	198	353
M27	694	833	972	1110	257	459
M30	942	1131	1319	1508	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	457	817

Tabella 4.2.XVII Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Vite	Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]					
	k=0.10	k=0.12	k=0.14	k=0.16	$F_{p,C}$ [kN]	$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]
M12	70.8	85.0	99.1	113	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	80.5	115
M16	176	211	246	281	110	157
M18	242	290	339	387	134	192
M20	343	412	480	549	172	245
M22	467	560	653	747	212	303
M24	593	712	830	949	247	353
M27	868	1041	1215	1388	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	572	817

## Inoltre sono state inserite le indicazioni per la valutazione del coefficiente di attrito nel caso di giunzioni a taglio con bulloni precaricati, prima non presenti in NTC2008.

Il serraggio dei bulloni deve essere eseguito in accordo alla norma UNI EN 1090-2:2011.

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di “precarico” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tbk} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}} \quad [4.2.62]$$

dove  $A_{res}$  è l'area resistente della vite del bullone

### *Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza*

La resistenza di progetto allo scorrimento  $F_{s,Rd}$  di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,Cd} / \gamma_{M3} \quad [4.2.72]$$

dove:

$n$  è il numero delle superfici di attrito,

$\mu$  è il coefficiente di attrito,

$F_{p,Cd}$  è la forza di precarico del bullone data dalla espressione [4.2.62] che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a  $0,7 f_{tbk} A_{res}$ , invece che pari a  $0,7 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M7}$ .

Il coefficiente di attrito tra le piastre  $\mu$  a contatto nelle unioni “precaricate” è in genere assunto pari a:

- |             |  |
|-------------|--|
| $\mu = 0,5$ | – superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e da vaiolature;   |
| $\mu = 0,4$ | – superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, e verniciate a spruzzo con prodotti a base di alluminio o di zinco.<br>– superfici sabbiate meccanicamente o a graniglia, e verniciate con silicato di zinco alcalino applicando uno spessore dello strato di 50-80 $\mu\text{m}$ ; |
| $\mu = 0,3$ | – superfici pulite mediante spazzolatura o alla fiamma, esenti da incrostazioni di ruggine;  |
| $\mu = 0,2$ | – superfici non trattate.  |

## 4.2.8.2.4 RESISTENZA DELLE SALDATURE A CORDONI D'ANGOLO

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$\left[ \sigma_{\perp}^2 + 3 (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$
$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 f_{tk} / \gamma_{M2} \quad [4.2.81]$$

dove:

$f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a trazione ultima nominale della più debole delle parti collegate;  $\beta = 0,80$  per acciaio S235; 0,85 per acciaio S275; 0,90 per acciaio S355; 1,00 per acciaio S420 e S460.

**E' stata introdotta la limitazione alla sigma ortogonale prima non presente in NTC2008.**

**7**

# **PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE**

**ANALISI DELLE NOVITA' E DEI PUNTI DI DEBOLEZZA**

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

### 3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

### 3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo  $\eta = 1$ , nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali)  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

## COMMENTO:

La possibilità di impiegare  $q=1.50$  per le verifiche allo SLD (ossia la possibilità di ammettere delle plasticizzazioni seppur modeste) appare incoerente con l'approccio seguito per quanto riguarda le azioni dovute al vento.

Infatti, non bisogna dimenticare che le azioni dovute al vento si basano su di una velocità di riferimento corrispondente ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Parimenti, le azioni sismiche da impiegare per le verifiche allo SLD (per  $C_u = 1.0$ ) corrispondono ad un periodo di ritorno pari a 50.3 anni.

In altri termini, a parità di periodo di ritorno, per le azioni dovute al vento la struttura deve essere obbligatoriamente progettata per restare in campo elastico, mentre per le azioni sismiche si consentono delle seppur modeste plasticizzazioni.

	CD-"A"	CD-"B"
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_q/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_q/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_q/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

### COMMENTO:

Nel caso dei controventi concentrici e dei telai con tamponature in muratura, la previsione di un medesimo valore del coefficiente di struttura sia per CD-"A" che per CD-"B" è evidentemente irrazionale.

Si tratta di un punto di debolezza già presente in NTC2008 e in EN 1998-1

### Effetti delle non linearità geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{ER}}{V \cdot h} \quad [7.3.3]$$

dove:

$P$  è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;

$d_{ER}$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo  $SLV$ , ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante, entrambi valutati come indicato al § 7.3.3.3;

$V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento  $q$ ;

$h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$ , quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando  $\theta$  è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

#### 7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti  $d_E$  sotto l'azione sismica di progetto relativa allo  $SLV$  si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot \frac{T_c}{T_1} && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

## COMMENTO:

Il problema della valutazione degli effetti del secondo ordine è oggetto di ampia discussione in CEN/TC250/SC8-WG2 perché di grande importanza nel caso delle costruzioni in acciaio.

Nella valutazione di “theta” occorrerebbe tener conto che spesso non tutto il fattore di struttura viene sfruttato, ma solo una parte:

$$q = \frac{S_{a.SLV}}{S_{a.SLD}}$$

quando la struttura è progettata per restare in campo elastico allo SLD ( $q_{SLD} = 1$ ).

Inoltre, la formulazione impiegata per “theta” non tiene conto degli effetti benefici dell’incrudimento e della sovraresistenza.

Infine, il parametro “theta” non tiene conto della influenza della tipologia del meccanismo di collasso sugli effetti del secondo ordine in campo plastico.

## 7.3.6.1 VERIFICHE DI RIGIDEZZA

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU* I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$\Rightarrow qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$\Rightarrow qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$\Rightarrow qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$\Rightarrow qd_r \leq 0,0020 \cdot h$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$\Rightarrow qd_r \leq 0,0030 \cdot h$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$\Rightarrow qd_r < 0,0025 \cdot h$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

$h$  è l'altezza del piano.

Per le *CU* III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE	Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare		
	Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica	
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4		
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

## 7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### NTC 2008

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale,  $\gamma_{Rd}$ , è definito come il rapporto fra il valore medio  $f_{y,m}$  della tensione di snervamento e il valore caratteristico  $f_{yk}$  nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella Tab. 7.5.I;

Tabella 7.5.I - Fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

### NTC 2018

La distribuzione delle proprietà del materiale, nella struttura, quali la tensione di snervamento e la tenacità deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

Ai fini della progettazione, il fattore di sovraresistenza del materiale,  $\gamma_{ov}$  è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

## PROGETTAZIONE DELLE COLONNE

**Azioni di progetto per le combinazioni di carico sismiche:**

$$N_{Ed} = N_{Ed.G} + 1.10 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed.E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed.G} + 1.10 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed.E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed.G} + 1.10 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed.E}$$

**con:**

$$\Omega = \min \Omega_i = \min \left( \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right)$$

**Limitazione dell'azione di taglio:**

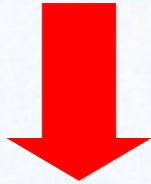
$$V_{Ed} \leq 0.50 V_{pl,Rd}$$

EN 1998-1:2003

NTC 2008

## CRITERIO DI GERARCHIA TRAVE-COLONNA NELLE STRUTTURE INTELAIATE

I meccanismi di collasso locali devono essere assolutamente evitati



**EN 1998-1**  
**Clausola 4.4.2.3(4)**

$$\sum \mathbf{M}_{c,Rd} \geq 1.30 \cdot \sum \mathbf{M}_{b,Rd}$$

**FALSO !!!**



Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente disequaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

**REFLUO !**

dove  $\gamma_{Rd}$  è dato in Tab. 7.2.I,  $M_{C,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

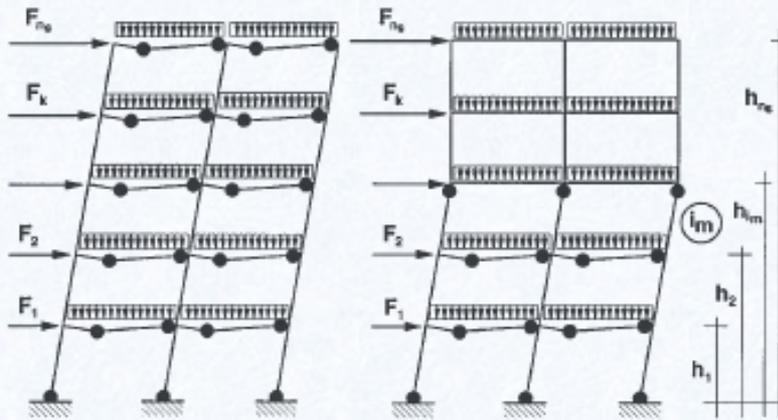
Nella [7.5.11] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nelle colonne sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nella colonna al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.5.11] va posta la maggiore tra le capacità a flessione delle colonne, mentre la minore va sommata alle capacità a flessione delle travi.

# Cosa non funziona?

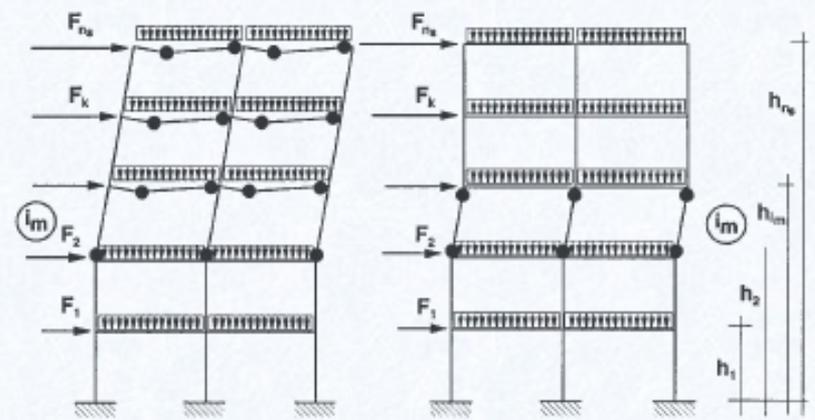
- Il metodo si basa su un **equilibrio a carattere locale**, ossia l'equilibrio del nodo nel momento in cui le travi si sono plasticizzate ed hanno attinto le condizioni ultime.
- Il metodo del moltiplicatore **alfa** si basa sul presupposto che la distribuzione dei momenti flettenti nel nodo non cambi del corso del processo di carico che conduce alla formazione del meccanismo di collasso. Ciò è assolutamente **falso**.
- Mediante semplici **analisi push-over**, si può verificare che con l'evolvere del processo di carico la distribuzione dei momenti flettenti risulta significativamente diversa da quella iniziale utilizzata dal criterio di gerarchia di normativa.
- Le stesse analisi mostrano che i meccanismi di collasso che effettivamente si attingono sono di tipo parziale, ossia con **cerniere plastiche che impegnano anche le colonne**.

# Cosa si dovrebbe fare?

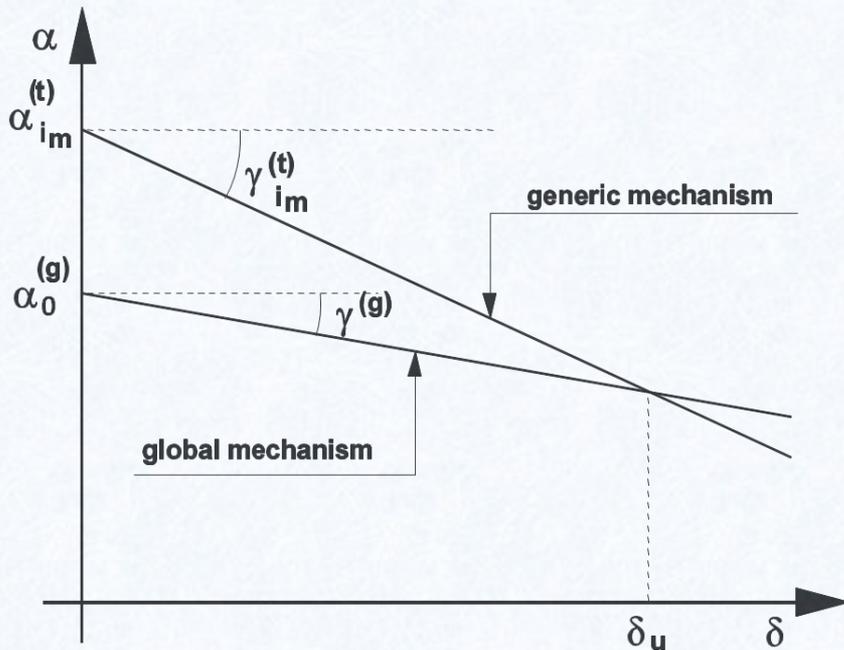
**Semplice!!!** Applicare la teoria del controllo del meccanismo plastico (TPMC).



Meccanismo globale Meccanismo tipo 1



Meccanismo tipo 2 Meccanismo tipo 3



The theorem on plastic mechanism control can be enunciated as follows: **in order to design a structure to guarantee a desired collapse mechanism within a displacement range compatible with the plastic deformation capacity of members, preventing all the other undesired mechanisms, the structure has to be designed to guarantee that, within the specified displacement range, the mechanism equilibrium curve corresponding to the desired mechanism has to be located below all the other mechanism equilibrium curves corresponding to the undesired mechanisms.**

## **CONTROVENTI CONCENTRICI**

**In NTC 2018 non ci sono variazioni significative rispetto alle NTC 2008**

## **CONTROVENTI ECCENTRICI**

**In NTC 2018 non ci sono variazioni significative rispetto alle NTC 2008**

### **CONSIDERAZIONI SINTETICHE FINALI**

**Nel loro complesso le NTC 2018 appaiono come delle “norme a carattere transitorio” in attesa della revisione degli Eurocodici.**

**Questo aspetto è ancora più evidente nel caso delle strutture in acciaio dove le modifiche rispetto a NTC 2008 sono veramente minimali.**

**Nella sua formulazione la normativa mantiene essenzialmente sia i pregi che i difetti degli Eurocodici, in particolare i difetti di EN1998 attualmente in discussione in CEN/TC250/SC8-WG2 ossia il Working Group incaricato della attività di supporto ai PT per la revisione della parte acciaio di EN1998-1**