



# Eurocodici vs. AISC. Normative a confronto

## 1 - Criteri generali

Claudio Bernuzzi, Benedetto Cordova

*Inizia, con questo articolo, una breve serie di confronti tra normativa per le costruzioni in acciaio italiana ed europea da un canto, cioè Eurocodici 3 e 8 e Norme Tecniche NTC2008, e americana dall'altro, cioè ASCE7, AISC 360, 341 e 358. Il confronto vuole mettere in luce le principali differenze ma anche le analogie tra i due corpus normativi, certamente tra i più impiegati nel mondo. La trattazione non pretende di essere esaustiva ma divulgativa: il lettore interessato potrà approfondire la materia attraverso la lettura diretta delle norme e/o di testi che trattano l'argomento. Lo stile scelto è quello dialogico: un ipotetico colloquio tra un Maestro ed un Allievo, un po' a metà tra una intervista e le molto diffuse FAQ, Frequently Asked Questions (per non scomodare illustri esempi di esposizione dialogica che appartengono al passato...). Questo stile, a nostro giudizio, tende ad alleggerire la materia consentendo una fruizione più gradevole dei contenuti.*

**A: Buongiorno Maestro. Devo sviluppare il progetto di un grande edificio in acciaio per un Paese mediorientale, e mi chiedono di farlo con le norme americane, ma io conosco solo gli Eurocodici...**

M: Una volta in Medioriente si usavano molto le norme inglesi, le BS5950. Ma ora gli inglesi usano gli Eurocodici anche loro... Comunque non preoccuparti: vedi, è come se, sapendo l'italiano, tu volessi imparare lo spagnolo: certo è un'altra lingua, alcune cose sono diverse, altre possono trarre in inganno... ma fondamentalmente sono lingue simili. Così Eurocodici e norme AISC si somigliano abbastanza...

**A: Norme AISC?**

M: Sì, l'American Institute of Steel Construction. Fa le norme relative alle strutture in acciaio negli U.S.A. e le pubblica con cadenza quinquennale. Le ultime due edizioni risalgono al 2005 ed al 2010. Attualmente è in giro una bozza ormai definitiva di una edizione 2016. Un po' di ritardo...

**A: L'Eurocodice 3 risale al 2005....**

M: Sì, sia pure con delle *errata corrige* che arrivano al 2010. Comunque queste norme non vengono pubblicate con una cadenza regolare: so che ci sono dei *working group* europei che stanno studiando una loro revisione, ma non so in quale anno è prevista la pubblicazione di questa versione aggiornata.

**A: E quali norme americane possono interessarmi ?**

M: La normativa fondamentale per il calcolo delle strutture in acciaio negli Stati Uniti è l'AISC 360-10 "Specification for Structural Steel Buildings" che tratta strutture in acciaio e strutture composte acciaio-calcestruzzo.

**A: Quindi equivale all'Eurocodice 3 parte 1-1? E al capitolo 4.2 delle nostre Norme Tecniche, le NTC2008?**

M: Sì, più o meno. Ma la norma AISC è più completa, parla non solo delle verifiche di resistenza e stabilità, come fanno le norme europee, ma anche di aspetti tecnologici, di fabbricazione, montaggio, del Controllo di Qualità e della Garanzia della Qualità. In Europa, questi argomenti li trovi nella norma UNI EN 1090-2 – "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio".

**A: E parla anche dei carichi da adottare?**

M: No, questo argomento è trattato in un'altra normativa: nelle ASCE/SEI 7-10 "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures". Del resto anche in Europa l'argomento non lo trovi nell'Eurocodice 3 ma nell'Eurocodice 1.

**A: La mia struttura è in una zona ad alta sismicità.**

M: Allora ti serve anche un'altra norma: la AISC 341-10 "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". Lì trovi, più o meno, quello che trovi nel capitolo 7.5 delle NTC2008, e nell'Eurocodice 8. Anche qui, la norma AISC tratta anche aspetti tecnologici che le norme europee non trattano.

**A: E per il calcolo delle connessioni? C'è una normativa specifica nel mondo AISC, un equivalente dell'Eurocodice 3 parte 1-8?**

M: Puoi guardare i capitoli J e K della AISC 360-10. E poi alcune delle *Design Guide* che l'AISC ha sviluppato per approfondire diversi argomenti. Puoi consultare le seguenti pubblicazioni che riguardano le connessioni:

*Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design;*

*Design Guide 13: Wide-Flange Column Stiffening at Moment Connections;*

*Design Guide 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections;*

*Design Guide 21: Welded Connections--A Primer for Engineers;*

*Design Guide 24: Hollow Structural Section Connections;*

*Design Guide 29: Vertical Bracing Connections--Analysis and Design.*

### A: L'Eurocodice 3-1-8 mi pare molto teorico...

M: In effetti lo è. Manca, nella normativa europea, qualcosa di più applicativo, con esempi, a valle delle norme. Cosa che invece c'è nelle AISC: le *Design Guide*, appunto. O anche i manuali: l'AISC 325 "Steel Construction Manual" e l'AISC 327 "Seismic Design Manual", che presentano esempi di dimensionamento e verifiche molto interessanti ed utili come aiuto nelle varie fasi della progettazione.

Qualcosa per la verità in Europa c'è: i *green book* editi da BCSA, l'associazione dei costruttori inglesi, e da SCI, lo Steel Construction Institute, sempre inglese. Guarda queste due pubblicazioni: P358, *Joints in steel construction: Simple joints to Eurocode 3*; P398 *Joints in steel construction: Moment-resisting joints to Eurocode 3*.

Danno procedure di calcolo per il dimensionamento di connessioni a taglio e momento, e forniscono tabelle di portata delle connessioni, ossia le capacità resistenti sono già calcolate.

### A: Allora posso usarle quando dimensiono con l'Eurocodice 3?

M: Sì, ma solo se usi i profilati inglesi, le serie UB e UC. Se usi IPE ed HE no. Loro, le tabelle le hanno fatte con i profilati inglesi solamente.

### A: La mia struttura è in zona sismica. Se voglio progettartela come dissipativa, dove trovo indicazioni per i nodi a momento?

M: Capiti bene, le AISC hanno una normativa specifica al riguardo: le AISC 358-10 "Prequalified Connections for Seismic Applications". Come si capisce dal nome, la norma tratta di connessioni prequalificate da usare nei telai dissipativi. Come ben sai, non trovi il corrispettivo negli Eurocodici. Ma ne parleremo più tardi. Con questo credo che sulla normativa ti ho detto tutto.

### A: Mi sembra tutto chiaro. Parliamo ora della filosofia di verifica con le AISC.

M: Le verifiche strutturali, in qualsiasi normativa, prescrivono che sia soddisfatta una relazione che, simbolicamente, possiamo scrivere così:

$$\text{Effetti delle azioni} < \text{Resistenza} \quad (1)$$

Cioè le sollecitazioni indotte dalle azioni (forze, cedimenti vincolari, variazioni di temperatura etc.) agenti sulla struttura non devono superare la resistenza della struttura stessa.

### A: Dove si effettua questa verifica?

M: Le verifiche di resistenza si effettuano su una sezione, la più sollecitata; le verifiche di stabilità su una intera asta.

Inoltre la verifica può essere effettuata:

- a) in termini di sforzi, in un punto di una sezione, in genere con il metodo delle *tensioni ammissibili* (TA);
- b) in termini di sollecitazione (N, M, V), su una intera sezione,

con il metodo degli *stati limite* (SL).

### A: Ma le verifiche con il metodo delle TA sono quelle che si facevano con la vecchia CNR UNI 10011. Erano diffuse in tutte le normative ma ormai sono state soppiantate da quelle agli SL. Nell'Eurocodice 3 ci sono solo verifiche agli SL.

M: Vero per l'EC3 ma non per le AISC 360-10. Queste infatti hanno mantenuto entrambi i metodi che loro chiamano: ASD, *Allowable Stress Design* (il metodo delle tensioni ammissibili), e LFRD, *Load and Resistance Factor Design* (il metodo semi-probabilistico agli stati limite).

### A: Ma il metodo alle TA è più... antiquato. La sua filosofia è più antiquata. Mi corregga se sbaglio, Maestro: consideriamo una sezione a flessione ad esempio. Con le TA l'evento limite è il raggiungimento della tensione di snervamento $f_y$ nel punto più sollecitato di una sezione, quindi si ragiona in campo elastico. Poi ci si salvaguarda assumendo come tensione massima una tensione ammissibile $f_{amm}$ ottenuta dividendo la $f_y$ per un coefficiente di sicurezza che in genere vale 1,5. Con gli SL invece si investiga, per così dire, quello che accade dopo che si è raggiunta la $f_y$ nel punto più sollecitato, continuando a far crescere il momento applicato: se la sezione è sufficientemente tozza da escludere fenomeni di instabilità locale, il momento può aumentare sino alla completa plasticizzazione, quindi con un certo guadagno rispetto alle TA.

M: Dici bene. Vengo dietro al tuo esempio. Se facciamo una verifica di resistenza con le TA (CNR UNI 10011), la verifica a flessione semplice di una sezione di modulo resistente  $W^{(TA)}$  soggetta ad un momento flettente di progetto (cioè dovuto alle azioni)  $M_{Ed}^{(TA)}$  dobbiamo scrivere:

$$\sigma_M = \frac{M_{Ed}^{(TA)}}{W^{(TA)}} \leq f_{amm} = \frac{f_y}{\gamma} \quad (2)$$

Il momento di progetto  $M_{Ed}^{(TA)}$  è calcolato con le combinazioni di carico delle TA, e in genere si ottiene sommando semplicemente i momenti di ogni singola condizione di carico. Se quindi  $G$  è il suffisso per i permanenti,  $Q$  per i carichi variabili,  $W$  per il vento e  $E$  per il sisma, il momento di progetto  $M_{Ed}^{(TA)}$  si calcola con le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}^{(TA)} = M_G + M_Q \quad (3a)$$

$$M_{Ed}^{(TA)} = M_G + M_Q + (M_E \text{ oppure } M_W) \quad (3b)$$

Il modulo  $W^{(TA)}$ , nello spirito delle verifiche alle TA, è il *modulo elastico* della sezione, perchè la condizione limite è, come dicevi

giustamente tu, il raggiungimento della tensione di snervamento nella fibra più sollecitata della sezione, senza indagare se la sezione abbia ulteriori riserve plastiche che consentirebbero di incrementarne la resistenza.

$\gamma$  è il coefficiente di sicurezza rispetto alla tensione di snervamento  $f_y$ , e che vale, con le CNR UNI 10011:

$\gamma = 1,50$  se non si considera nè vento nè sisma  
(Combinazione (3a));

$\gamma = 1,50 / 1,125 = 1,33$  se si considera o il vento o il sisma  
(Combinazione (3b)).

Se invece vogliamo fare la stessa verifica di resistenza a flessione semplice con gli SL, come fanno le nostre norme tecniche (NTC2008) e l'Eurocodice 3 (EC3), dobbiamo scrivere:

$$M^{(SL)}_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W^{(SL)} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4)$$

Confrontando la (2) con la (4) possiamo osservare che:

- Con le TA si confrontano tensioni mentre con gli SL si confrontano azioni (momenti, nel caso specifico).
- Il momento di progetto  $M^{(TA)}_{Ed}$  si calcola con le (3), mentre il momento di progetto  $M^{(SL)}_{Ed}$  si calcola con le espressioni seguenti (limitate al caso di un solo carico variabile Q):

$$M^{(SL)}_{ED} = 1,3M_{G1} + 1,5M_{G2} + 1,5M_Q + 1,5\psi_0 M_W$$

$$M^{(SL)}_{ED} = 1,3M_{G1} + 1,5M_{G2} + 1,5\psi_0 M_{G2} + 1,5M_W$$

$$M^{(SL)}_{ED} = 1,0M_{G1} + 1,0M_{G2} + \psi_2 M_Q + 1,0M_E \quad (5)$$

- Con le TA si lavora in termini di  $f_{amm}$ , con gli SL in termini di  $f_y$ . Tuttavia anche qui compare un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M0}$ , minore però del coefficiente  $\gamma$  usato nelle verifiche alle TA (In Italia vale 1,05).
- Il modulo  $W^{(SL)}$  è diverso dal modulo  $W^{(TA)}$ . Infatti con gli SL si investiga la possibilità che la sezione si plasticizzi completamente: ciò avviene se la sezione è sufficientemente tozza (in classe 1 o 2). In tal caso il modulo  $W^{(SL)}$  coinciderà col modulo plastico della sezione, e quindi ci sarà un certo guadagno in termini di momento resistente. Altrimenti, per sezioni in classe 3,  $W^{(SL)}$  sarà il modulo elastico, come nelle verifiche alle TA. Quindi, come ben dicevi, proprio questo diverso valore che il modulo di resistenza può assumere con le due verifiche ci dimostra che *la filosofia di verifica è diversa tra TA e SL*.

**A: Ma allora le AISC mantengono insieme, ed equivalenti tra loro, un metodo vecchio ed un metodo nuovo?**

M: In passato sì, ma adesso sì solo nella forma ma non nella

sostanza. Mi spiego.

Il metodo ASD, nella formulazione della norma AISC del 1989, era molto simile a quello delle CNR UNI 10011. La nostra verifica a flessione si scriveva così:

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \quad (6)$$

La (6) valeva sia per le verifiche di resistenza che per quelle di stabilità: in ciò le norme AISC si differenziavano dalle nostre (ed anche dall'attuale EC3) che invece tengono distinte le due verifiche.

**A: Cosa variava nella (6) per poter gestire sia verifiche di resistenza che di stabilità?**

M: Variava la tensione ammissibile  $F_b$ , per la quale venivano fornite varie formule, in funzione della tensione di snervamento  $F_y$ , della classe della sezione (*compact* o *noncompact*) e, se era in gioco l'instabilità per sbandamento laterale, della lunghezza critica e dell'andamento dei momenti. Il modulo  $S$  era il modulo elastico, esattamente come quello impiegato nella (2), e  $M$  era il momento frutto delle combinazioni di carichi, ottenute sommando tutti i carichi con coefficiente moltiplicativo unitario. Se era presente il vento o il sisma, si consentiva di aumentare la  $F_b$  del 33%.

Ma, comunque, la  $F_y$  diminuiva se si passava da una sezione *compact* ad una *noncompact*. Infatti nel primo caso si aveva:

$$F_b = 0,66F_y \quad (7)$$

Mentre nel secondo:

$$F_b = \left[ 0,79 - 0,002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right] F_y \quad (8)$$

Se per esempio la nostra sezione era *noncompact* con un rapporto di snellezza,

$$\left( \frac{b_f}{2t_f} \right) / \sqrt{F_y} = 95$$

la (8) diventava:

$$F_b = 0,60F_y \quad (9)$$

Quindi è vero che si usava sia con le *compact* che con le *noncompact* il modulo elastico  $S$ , ma è anche vero che la  $F_b$  diminuiva nel passaggio dall'uno all'altro tipo di sezione.

Alla fine degli anni '80 i due metodi, ASD e LFRD, erano illustrati in due normative diverse ed avevano due formulazioni diverse.

**A: A cosa corrispondono le sezioni compact e noncompact?**

M: Le *compact* alle sezioni in classe 1 e 2 secondo l'EC3; le *noncompact* alle sezioni in classe 3.

**A: I due metodi furono sempre mantenuti divisi?**

M: No. Negli anni successivi i due metodi furono riuniti nella stessa norma, la AISC 360-05, e attualmente le cose non sono cambiate, con l'ultima edizione delle norme, le AISC 360-10. I due metodi sono alternativi, ma il metodo principe è l'LFRD mentre il metodo ASD è stato mantenuto solo per coloro i quali sono abituati ad usarlo sin dagli anni '80. Inoltre esso è stato tarato in modo da dare gli stessi risultati dell'LFRD.

**A: Cioè, il metodo ASD come appare nelle AISC 360-10 è in buona sostanza una sorta di LFRD "camuffato" ?**

M: Esatto. Adesso te lo spiego meglio.

La verifica concettuale (1) è espressa nelle AISC 360-10 nel modo seguente:

a) per l'LFRD:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (10)$$

b) per l'ASD:

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (11)$$

Dove  $R_u$  ed  $R_a$  sono le *required strength*, cioè le sollecitazioni di progetto, calcolate rispettivamente con le combinazioni di carico per l'LFRD e con quelle per l'ASD;  $R_n$  è la resistenza nominale;  $\phi (< 1)$  è il fattore di resistenza (che varia da verifica a verifica);  $\phi R_n$  è la *design strength*, cioè la resistenza col metodo LFRD;  $\Omega (> 1)$  è il fattore di sicurezza (che varia anch'esso da verifica a verifica) e  $R_n / \Omega$  è la *allowable strength*, cioè la resistenza col metodo ASD.

Le combinazioni di carichi, relative al metodo LFRD o al metodo ASD, si trovano nella norma ASCE/SEI 7 (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*) e, limitandoci ai carichi D, L, E e W, hanno l'aspetto che ti riporto nella tabella 1:

**A: Guardando la (10) e la (11), noto che le resistenze, sia con il metodo LFRD che con l'ASD, sono basate sul calcolo della la resistenza nominale  $R_n$ .**

Metodo LFRD	Metodo ASD
1) $1,4 D$	1) $D$
2) $1,2 D + 1,6 L$	2) $D + L$
3) $1,2 D + (L \text{ oppure } 0,5 W)$	3) $D + (0,6 W \text{ oppure } 0,7 E)$
4) $1,2 D + 1,0 W + L$	4) $D + 0,75 L + 0,75(0,6 W)$
5) $1,2 D + 1,0 E + L$	5) $D + 0,75 L + 0,75(0,7 E)$
6) $0,9 D + 1,0 W$	6) $0,6 D + 0,6 W$
7) $0,9 D + 1,0 E$	7) $0,6 D + 0,7 E$
$D = \text{permanenti}; L = \text{variabili}; E = \text{sisma}; W = \text{vento}.$	

Tabella 1 - Le combinazioni di carichi, relative al metodo LFRD o al metodo ASD, limitate ai carichi D, L, E e W

M: Esatto, e la  $R_n$  non varia al cambiare del metodo. Quindi le regole di calcolo sono le stesse, il metodo principale è l'LFRD e i coefficienti  $\Omega$  sono "dosati" in modo da ottenere, se si usa l'ASD, lo stesso grado di sicurezza determinato con l'LFRD.

Per spiegarmi meglio, riprendendo il nostro esempio della verifica a flessione, nelle attuali AISC 360-10 tale verifica è così formulata:

a) per LFRD:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (12)$$

b) per ASD:

$$M_a \leq M_n / \Omega_b \quad (13)$$

Il cuore delle due formule è la resistenza nominale a flessione  $M_n$  per la quale vengono date diverse formule, a seconda delle condizioni, che tengono conto dell'instabilità laterale se necessario, e che prevedono l'uso sia del modulo elastico  $S$  che di quello plastico  $Z$  a seconda della classe della sezione trasversale. Quindi, nel caso specifico, le riserve di resistenza a flessione che una sezione ha riuscendo a plasticizzarsi completamente se le parti che la compongono sono poco snelle e che è rappresentato dal passaggio da  $S$  a  $Z$ , vengono tenute in conto anche col il metodo ASD, mentre con il vecchio ASD delle norme del 1989 non se ne teneva conto.

**A: Nella verifica LFRD usiamo il coefficiente di sicurezza  $\phi_b = 0,90$ . Nella verifica ASD usiamo invece  $\Omega_b = 1,67$ . Perché si assume quest'ultimo valore?**

M: Per garantire l'equivalenza tra metodo ASD ed LFRD.

Infatti il momento di progetto  $M_u$  calcolato con le combinazioni LFRD può essere considerato mediamente pari a quello calcolato con le combinazioni ASD,  $M_a$ , moltiplicato per 1,5. Dovendo poi tenere conto del coefficiente  $\phi_b = 0,90$ , si ha:

$$\Omega_b = 1,5 / 0,90 = 1,67$$

Nota infine come la verifica tipo europea (8) e quella americana (10) abbiano la stessa struttura, con la differenza formale che nelle verifiche europee si usano dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Mx}$  che sono maggiori di 1 e che vanno a dividere la resistenza caratteristica, mentre nelle formule di verifica AISC il fattore di resistenza  $\phi$  è minore di 1 e va a moltiplicare la resistenza nominale.

Una differenza meno formale, invece, è che i  $\gamma_{Mx}$  variano tra verifiche di resistenza e verifiche di stabilità, mentre i  $\phi$  variano a seconda che la verifica sia a trazione, compressione, taglio, flessione, etc.

E con questo, credo di averti detto tutto ciò che ti serve per capire la filosofia delle norme americane.

**A: Grazie Maestro!**

## BIBLIOGRAFIA

I contenuti tecnici del dialogo tra Maestro e Allievo sono tratti dal volume:

C. Bernuzzi, B. Cordova *"Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications"*, WILEY Blackwell, 2016.

Le normative di cui Maestro e Allievo parlano, sono le seguenti.

### Normativa italiana

D.M. 14.01.2008 – "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC2008)  
Circolare n. 617 del 02.02.2009 – "Istruzioni per l'applicazione del D.M. 14.01.2008"

D.M. 31-07-2012 "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici"

### Eurocodici

UNI EN 1993-1-1 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1993-1-2 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio.

UNI EN 1993-1-3 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-3: Regole generali – Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.

UNI EN 1993-1-4 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-4: Regole generali – Regole supplementari per acciai inossidabili.

UNI EN 1993-1-5 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra.

UNI EN 1993-1-6 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio.

UNI EN 1993-1-7 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano.

UNI EN 1993-1-8 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.

UNI EN 1993-1-9 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica.

UNI EN 1993-1-10 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.

UNI EN 1993-1-11 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi.

UNI EN 1993-1-12 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700.

UNI EN 1993-2 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio.

UNI EN 1993-3-1 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di

acciaio – Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere – Torri e pali.

UNI EN 1993-3-2 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere – Ciminiere.

UNI EN 1993-4-1 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 4-1: Silos.

UNI EN 1993-4-2 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 4-2: Serbatoi.

UNI EN 1993-4-3 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 4-3: Condotte.

UNI EN 1993-5 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 5: Pali e palancole.

UNI EN 1993-6 – Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento.

UNI EN 1998-1 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-2 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti.

UNI EN 1998-3 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3: Valutazione ed adeguamento degli edifici.

UNI EN 1998-4 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 4: Silos, serbatoi e condotte.

UNI EN 1998-5 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

UNI EN 1998-6 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 6 Torri, pali e camini

UNI EN 1994-1-1 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte

1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

UNI EN 1090-1 – Esecuzione di strutture in acciaio ed alluminio – Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali.

UNI EN 1090-2 – Esecuzione di strutture in acciaio ed alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

### Normative americane

ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings

ANSI/AISC 341-10: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

ANSI/AISC 358-10: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application