Documento di studio su

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
ENV 1993-1-1

Titolo originario, in inglese:
Eurocode 3 - Design of steel structures
Part 1-1: General rules and rules for building
ENV 1993-1-1

Premessa

Questo documento di studio contiene la versione ufficiale della norma europea sperimentale ENV 1993-1-1 approvata dal CEN il 24 aprile 1992, nella traduzione italiana effettuata a cura dell'UNI, aggiornata sulla base del NAD italiano (Sezione III della Parte seconda del D.M. 9/1/96, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"). Esso contiene inoltre una serie di commenti che ho ritenuto possano essere utili allo studente che affronta per la prima volta l'esame di questa norma.

Per differenziare il testo originario dalle aggiunte del NAD italiano e dai miei commenti ho usato il carattere Times New Roman per il testo originario e il carattere Arial (come quello con cui è scritta questa premessa) per le aggiunte e i commenti.

Questo documento di studio è per ora solo ad uso interno. Innanzitutto perché non è ancora giuridicamente chiaro fino a che punto la traduzione dell'UNI sia coperta da copyright (una regola fondamentale della legislazione italiana è quella della disponibilità delle leggi, ed in base a ciò alcuni giuristi ritengono che il copyright dell'UNI sia decaduto al momento del recepimento dell'Eurocodice 3 tra le norme italiane col D.M. 9/1/96). In secondo luogo perché il lavoro di inserimento dei commenti è ancora in corso. Si prega pertanto di non diffonderlo.

0. Premessa

0.1. Obiettivi degli Eurocodici

(1) Gli Eurocodici Strutturali comprendono un gruppo di norme relative alla progettazione strutturale e geotecnica degli edifici e delle opere di ingegneria civile.

(2) Essi sono redatti per essere utilizzati come documenti di riferimento per i seguenti scopi:
a) come strumento per verificare la conformità delle caratteristiche degli edifici e delle opere di ingegneria civile ai requisiti essenziali della Direttiva 89/106 Prodotti da costruzione (CPD);
b) come disposizioni quadro per redigere norme tecniche per i prodotti da costruzione.

(3) Essi trattano esecuzione e controllo solo nella misura atta a definire la qualità dei prodotti usati nella costruzione e il livello di preparazione professionale necessario per soddisfare le ipotesi assunte nella progettazione.

(4) Fin quando non sarà disponibile la necessaria serie delle norme tecniche sui prodotti e sui metodi di prova delle loro prestazioni, alcuni degli Eurocodici Strutturali tratteranno taluni di questi aspetti in specifiche appendici informative.

0.2. Cronistoria del programma degli Eurocodici

(1) La Commissione delle Comunità Europee (CEC) assunse l'iniziativa per redigere un insieme di norme tecniche per la progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile che dovrebbero servire inizialmente quale alternativa ai diversi regolamenti in vigore nei vari Stati membri e, successivamente, sostituirli. Questo norme tecniche sono state designate "Eurocodici Strutturali".

(2) Nel 1990, dopo aver consultato i rispettivi Stati membri, la CEC ha incaricato il CEN del lavoro di sviluppo ulteriore, emanazione e aggiornamento degli Eurocodici Strutturali; la Segreteria dell'EFTA ha accettato di dare supporto ai lavori del CEN.

(3) Il Comitato Tecnico CEN/TC 250 è responsabile di tutti gli Eurocodici Strutturali.

0.3. Programma degli Eurocodici

(1) Sono in fase di redazione i seguenti Eurocodici Strutturali, ognuno dei quali generalmente consta di varie parti:

EN 1991 = Eurocodice 1	Basi della progettazione ed azioni sulle strutture
EN 1992 = Eurocodice 2	Progettazione delle strutture di calcestruzzo
EN 1993 = Eurocodice 3	Progettazione delle strutture di acciaio
EN 1994 = Eurocodice 4	Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo
EN 1995 = Eurocodice 5	Progettazione delle strutture di legno
EN 1996 = Eurocodice 6	Progettazione delle strutture di muratura
EN 1997 = Eurocodice 7	Progettazione geotecnica
EN 1998 = Eurocodice 8	Regole progettuali per le strutture antisismiche.

Inoltre potrà essere aggiunto al programma:

EN 1999 = Eurocodice 9	Progettazione delle strutture di alluminio

(2) Il CEN/TC 250 ha costituito dei sottocomitati separati in relazione ai diversi Eurocodici sopra citati.

(3) La presente parte degli Eurocodici strutturali relativa alla progettazione delle strutture in acciaio che è stata portata a termine ed approvata per la pubblicazione sotto la direzione della CEE, è in fase di pubblicazione da parte del CEN come norma sperimentale (ENV) per un periodo iniziale di tre anni.

(4) La presente norma sperimentale è utilizzata per applicazioni pratiche di tipo sperimentale nella progettazione degli edifici e nei lavori di ingegneria civile inclusi nello scopo come indicato in 1.1.2 e per la presentazione di commenti.

(5) Dopo circa due anni ai Membri CEN sarà richiesto di inviare commenti formali da prendere in considerazione per definire le future azioni.

(6) Nel frattempo, suggerimenti e commenti su questa norma sperimentale dovrebbero essere inviati alla segreteria del Sottocomitato 3 del CEN/TC 250 al seguente indirizzo:

BSI
2 Park Street
London W1A 2BS
ENGLAND

o al Vostro ente normatore nazionale

(nota nazionale - per l'Italia: UNI
Via Battistotti Sassi, 11
20133 MILANO
tel. 02/70024.1 - fax. 02/70.106.106)

0.4. Documenti di applicazione nazionale

(1) Considerando le responsabilità delle Autorità nei Paesi membri in fatto di sicurezza, salute e altre questioni espresse nei requisiti essenziali della CPD (direttiva CEE "prodotti da costruzione"), ad alcuni elementi di sicurezza contenuti in questa norma sperimentale sono stati assegnati dei valori indicativi che vengono identificati da

⌊____⌋

Si prevede che le Autorità di ogni Paese membro assegnino dei valori definitivi a questi elementi di sicurezza.

(2) Molte delle norme di supporto, compresi gli Eurocodici che attribuiscono valori per le azioni da considerare e le misure richieste per la protezione contro l'incendio, non saranno disponibili per il periodo in cui verrà pubblicata questa norma sperimentale. Si anticipa quindi che verrà pubblicato da ogni Paese membro o dall'organismo di normazione un Documento di Applicazione Nazionale (NAD) che fornirà valori definitivi per gli elementi di sicurezza, farà riferimento alle norme di supporto compatibili e rappresenterà una guida a livello nazionale per l'applicazione di questa norma sperimentale.

(3) Resta inteso che questa norma sperimentale verrà usata insieme al NAD valido nel Paese in cui vengono svolti i lavori di edilizia o ingegneria civile.

0.5. Questioni specifiche della presente norma sperimentale

0.5.1. Generalità

(1) Lo scopo dell'Eurocodice 3 è definito in 1.1.1 e lo scopo della presente parte dell'Eurocodice 3 è definito in 1.1.2. Parti aggiuntive dell'Eurocodice 3 in preparazione sono indicate in 1.1.3; quest'ultime si occuperanno di tecnologie o applicazioni aggiuntive e faranno da completamento e da supplemento alla presente parte.

(2) Nell'usare in pratica la presente norma sperimentale si deve fare particolare attenzione alle affermazioni e alle condizioni indicate in 1.3.

(3) Nello sviluppo della presente norma sperimentale sono stati preparati documenti di riferimento che danno commenti e giustificazioni per alcune delle cose che si trovano nella presente parte.

0.5.2. Uso delle appendici

(1) I nove punti (capitoli) della presente norma sperimentale sono completati da un certo numero di appendici, alcune normative ed alcune informative.

(2) Le appendici normative hanno valore di norma come i punti a cui si riferiscono. Queste appendici sono state introdotte, al di fuori del testo, inserendo alcune delle regole e dei principi applicativi più dettagliati che sono necessari in particolari casi in modo da facilitarne la comprensione.

0.5.3. Concetti standard di riferimento

(1) Nell'uso della presente norma sperimentale è necessario fare riferimento ai vari standard CEN ed ISO. Questi sono usati per definire le caratteristiche dei prodotti ed i procedimenti che si suppone vengano applicati nel formulare le regole di progettazione.

(2) La presente norma sperimentale cita 10 norme di riferimento che vengono date in modo dettagliato nell'appendice B normativa. Ciascuna norma fa riferimento a tutte o a parte delle norme CEN e/o ISO. Quando non è ancora disponibile qualche riferimento CEN o ISO, si deve consultare il Documento di Applicazione Nazionale per trovare la norma da usare. Si suppone che verranno usati solamente quelle classi e qualità dati nell'appendice B normativa per edifici e lavori di ingegneria civile progettati per la presente parte della presente norma sperimentale.

0.5.4. Acciaio strutturale saldabile

(1) Un'importante norma di prodotto, citato nella norma di riferimento, definita per acciai strutturali saldabili è la EN 10025, nella quale sono importanti le qualità Fe 360, Fe 430 e Fe 510.

(2) Tuttavia, la EN 10025 contiene altre qualità di acciaio oltre a queste tre qualità saldabili. È stato riconosciuto che, anche per queste tre qualità di acciaio, che la passata esperienza ha mostrato che sono saldabili, le specificazioni nella EN 10025 sono tali che, entro i limiti di tolleranza della analisi chimica, possono venire forniti acciai che potrebbero risultare difficili da saldare. Pertanto, nel riferirci alla EN 10025 nell'appendice B normativa, è stata inclusa un'ulteriore richiesta in B 2.1(6) riguardante la saldabilità dell'acciaio, che deve venire citata quando vengono ordinati acciai ad EN 10025.

(3) Nella presente norma sperimentale non sono stati specificati mezzi per ottenere saldabilità adeguata. Tuttavia, la EN 10025 offre la definizione di valori di carbonio equivalenti (CEV) che possono venire negoziati con i fornitori di acciaio per assicurare adeguata saldabilità.

0.5.5. Coefficienti parziali di sicurezza per resistenze

(1) La presente norma sperimentale dà per la progettazione di strutture in acciaio le regole generali che si riferiscono agli stati limite delle membrane quali rottura per tensione, rottura per fenomeni di instabilità o rottura dei collegamenti.

(2) Dà pure regole particolari che si riferiscono alle strutture di edifici, quali regole per telai, travi, travi reticolari e collegamenti trave-colonna.

(3) La maggior parte delle regole sono state calibrate in presenza di risultati di prove al fine di ottenere valori coerenti per i coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza.

(4) Al fine di evitare una grande varietà di valori sono state scelte due categorie:

$\gamma_{M1} = 1{,}1$ che deve venire applicato a resistenze che si riferiscono alla resistenza allo snervamento f_y (per esempio, per tutti i fenomeni di instabilità);

$\gamma_{M2} = 1{,}15$ che deve venire applicato a resistenze che si riferiscono alla resistenza ultima alla tensione f_u (per esempio, la resistenza netta alla tensione o le resistenze di bulloni e saldature).

(5) Tuttavia, per i casi di travi laminate a caldo, con sezioni trasversali di classe 1, inflesse attorno all'asse maggiore e non soggette a rottura a causa di fenomeni di instabilità, e di membrature sotto tensione, dove la verifica a snervamento della sezione trasversale guida la progettazione, si è trovato, a partire da studi di taratura che usano dati forniti dai produttori di acciaio europei, che la distribuzione statistica delle tolleranze geometriche e delle resistenze allo snervamento giustificherebbero la riduzione del coefficiente γ_{M1} da 1,1 ad 1,0. Tenendo conto di questo fatto, è stata introdotta la categoria per permettere ai Paesi membri di scegliere fra $\gamma_{M0} = 1{,}1$ e $\gamma_{M0} = 1{,}0$.

0.5.6. Costruzione e montaggio

(1) Il punto 7 della presente norma sperimentale ha lo scopo di indicare alcune norme minime di qualità di esecuzione e di tolleranze normali che si sono supposte nel derivare le regole di progettazione date dalla presente parte.

(2) Sono pure indicate al progettista le informazioni che si riferiscono a strutture particolari che si devono fornire per definire le esigenze di esecuzione.

(3) Inoltre vengono definite le autorizzazioni ed altri dettagli pratici che il progettista deve usare nei calcoli.

0.5.7. Progetti assistiti da prove

(1) Nel corso di progettazione di routine, il punto 8 non è richiesto, ma viene fornito per venire usato in circostanze particolari nelle quali può diventare utile.

(2) Vengono tracciati solo i principi da seguire. Una guida più dettagliata figura nelle regole di applicazione date nell'appendice Y informativo.

0.5.8. Resistenza alla fatica

(1) In questa norma sperimentale è stato incluso il punto 8 nella categoria "Regole generali". La sua inclusione non implica che la fatica sia verosimilmente un criterio di progettazione per la maggior parte delle strutture di edifici.

(2) Si anticipa che il ruolo principale del punto 9 sarà quello di regole generali cui si può fare riferimento nelle parti di questo Eurocodice 3 che seguiranno.

(3) Tuttavia, la sua inclusione rende pure possibile l'applicazione di questa parte di norma sperimentale a quella minoranza di strutture particolari di edifici dove è necessario tenere conto degli effetti di fluttuazioni ripetute degli sforzi.

NORMA EUROPEA SPERIMENTALE
ENV 1993-1-1

Eurocodice 3
Progettazione delle strutture di acciaio
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

SOMMARIO

1. Introduzione

1.1. Scopo
1.1.1. Scopo dell'Eurocodice 3
1.1.2. Scopo della parte 1-1 dell'Eurocodice 3
1.1.3. Ulteriori parti dell'Eurocodice 3
1.2. Distinzione fra principi e regole applicative
1.3. Ipotesi
1.4. Definizioni
1.4.1. Termini comuni a tutti gli Eurocodici
1.4.2. Termini speciali impiegati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3
1.5. Unità S.I.
1.6. Simboli usati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3
1.6.1. Lettere latine maiuscole
1.6.2. Lettere greche maiuscole
1.6.3. Lettere latine minuscole
1.6.4. Lettere greche minuscole
1.6.5. Indici
1.6.6. Uso degli indici nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3
1.6.7. Convenzioni per gli assi delle membrature

2. Principi di progettazione

2.1. Requisiti fondamentali
2.2. Definizioni e classificazioni
2.2.1. Stati limite e situazioni di progetto
2.2.2. Azioni
2.2.3. Proprietà dei materiali
2.2.4. Dati geometrici
2.2.5. Disposizioni di carico e condizioni di carico
2.3. Requisiti del progetto
2.3.1. Generalità
2.3.2. Stati limite ultimi
2.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per gli stati limite ultimi
2.3.4. Stato limite di servizio
2.4. Durabilità
2.5. Resistenza al fuoco

3. Materiali

3.1. Generalità
3.2. Acciaio strutturale
3.2.1. Scopo
3.2.2. Proprietà dei materiali per acciaio laminato a caldo
3.2.3. Proprietà dei materiali per acciaio profilato a freddo
3.2.4. Dimensioni, massa e tolleranze
3.2.5. Valori di calcolo dei coefficienti del materiale
3.3. Elementi di giunzione

3.3.1. Generalità
3.3.2. Bulloni, dadi e rosette
3.3.3. Altri tipi di dispositivi di collegamento precaricati
3.3.4. Chiodi
3.3.5. Elettrodi

4. Stati limite di servizio

4.1. Principi
4.2. Controllo degli spostamenti
4.2.1. Requisiti
4.2.2. Valori limite
4.2.3. Ristagno dell'acqua piovana
4.3. Effetti dinamici
4.3.1. Requisiti
4.3.2. Strutture aperte al pubblico
4.3.3. Oscillazioni eccitate dal vento

5. Stati limite ultimi

5.1. Principi
5.1.1. Generalità
5.1.2. Progetto dei telai
5.1.3. Membrature tese
5.1.4. Membrature compresse
5.1.5. Travi
5.1.6. Membrature soggette alla combinazione di forza assiale e momento
5.1.7. Giunzioni e collegamenti
5.1.8. Fatica
5.2. Calcolo delle sollecitazioni
5.2.1. Analisi globale
5.2.2. Ipotesi per il progetto
5.2.3. Sistemi strutturali
5.2.4. Imperfezioni
5.2.5. Stabilità agli spostamenti laterali
5.2.6. Stabilità del telaio
5.2.7. Requisiti delle colonne per l'analisi plastica
5.3. Classificazione delle sezioni trasversali
5.3.1. Principi
5.3.2. Classificazione
5.3.3. Requisiti delle sezioni trasversali per l'analisi plastica globale
5.3.4. Requisiti delle sezioni trasversali quando si usa l'analisi globale elastica
5.3.5. Proprietà efficaci delle sezioni trasversali per sezioni trasversali di classe 4
5.3.6. Effetti delle forze trasversali sulle anime
5.4. Resistenza delle sezioni trasversali
5.4.1. Generalità
5.4.2. Proprietà delle sezioni
5.4.3. Trazione
5.4.4. Compressione
5.4.5. Momento flettente
5.4.6. Taglio
5.4.7. Flessione e taglio
5.4.8. Flessione e forza assiale
5.4.9. Flessione, taglio e forza assiale
5.4.10. Forze trasversali alle anime
5.5. Resistenza delle membrature all'instabilità
5.5.1 Membrature compresse

5.5.2. Instabilità flesso-torsionale delle travi
5.5.3. Flessione e trazione assiale
5.5.4. Flessione e compressione assiale
5.6. Resistenza all'instabilità per taglio
5.6.1. Principi
5.6.2. Metodi di progetto
5.6.3. Metodo post-critico semplificato
5.6.4. Metodo delle bande diagonali di trazione
5.6.5. Irrigidimenti trasversali intermedi
5.6.6. Saldature
5.6.7. Interazione fra forza di taglio, momento flettente e forza assiale
5.7. Resistenza dell'anima alle forze trasversali
5.7.1. Principi
5.7.2. Lunghezza del tratto di contatto rigido
5.7.3. Resistenza allo schiacciamento
5.7.4. Resistenza all'imbozzamento
5.7.5. Resistenza di progetto all'instabilità
5.7.6. Irrigidimenti trasversali
5.7.7. Imbozzamento dell'anima indotto dalla piattabanda
5.8. Strutture a maglie triangolari
5.8.1. Generalità
5.8.2. Lunghezza di libera inflessione delle membrane
5.8.3. Angolari quali aste di parete in compressione
5.9. Membrature composte in compressione
5.9.1. Principi
5.9.2. Membrature tralicciate compresse
5.9.3. Membrature calastrellate compresse
5.9.4. Membrature composte da elementi ravvicinati
5.9.5. Membrature in angolari calastrellati posti a croce

6. Collegamenti soggetti a carichi statici

6.1. Principi
6.1.1. Generalità
6.1.2. Forze e momenti applicati
6.1.3. Resistenza dei collegamenti
6.1.4. Ipotesi di progetto
6.1.5. Fabbricazione e montaggio
6.2. Intersezioni
6.3. Collegamenti caricati a taglio soggetti a vibrazioni e/o a inversioni di carico
6.4. Classificazione dei collegamenti
6.4.1. Generalità
6.4.2. Classificazione secondo la rigidezza
6.4.3. Classificazione secondo la resistenza
6.5. Collegamenti con bulloni, chiodi o perni
6.5.1. Posizionamento dei fori per bulloni e chiodi
6.5.2. Detrazione dell'area dei fori per dispositivi di giunzione
6.5.3. Categorie di collegamenti bullonati
6.5.4. Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione
6.5.5. Resistenza di progetto dei bulloni
6.5.6. Resistenza di progetto dei chiodi
6.5.7. Bulloni e chiodi a testa svasata
6.5.8. Bulloni ad alta resistenza nei collegamenti ad attrito
6.5.9. Forze per effetto leva
6.5.10. Giunti a sviluppo longitudinale
6.5.11. Giunti a singola sovrapposizione con un bullone
6.5.12. Dispositivi di giunzione attraverso piatti di imbottitura

6.5.13. Collegamenti con perni
6.6. Collegamenti saldati
6.6.1. Generalità
6.6.2. Geometria e dimensioni
6.6.3. Strappi lamellari
6.6.4. Distribuzione delle forze
6.6.5. Resistenza di progetto di saldature a cordoni d'angolo
6.6.6. Resistenza di progetto di saldature di testa
6.6.7. Resistenza di progetto di saldature entro fori od intagli
6.6.8. Giunti a piattabanda non irrigidita
6.6.9. Giunti paralleli alla direzione delle forze prevalenti
6.6.10. Angolari collegati attraverso una sola ala
6.7. Collegamenti di tipo misto
6.8. Giunti intermedi ad una membratura
6.8.1. Generalità
6.8.2. Giunti in membrature compresse
6.8.3. Giunti in membrature tese
6.9. Collegamenti trave-colonna
6.9.1. Criteri di progetto
6.9.2. Relazione momento-rotazione
6.9.3. Momento resistente
6.9.4. Rigidezza rotazionale
6.9.5. Capacità di rotazione
6.9.6. Classificazione dei collegamenti trave-colonna
6.9.7. Calcolo delle proprietà
6.9.8. Regole applicative
6.10. Giunzioni di profilati cavi in travi reticolari
6.10.1. Resistenza di progetto
6.10.2. Regole applicative
6.11. Giunti di base
6.11.1. Piastre di base
6.11.2. Tirafondi
6.11.3. Regole applicative

7. Fabbricazione e montaggio

7.1. Generalità
7.1.1. Finalità
7.1.2. Requisiti
7.2. Specifica di progetto
7.3. Limitazioni per la fabbricazione
7.4. Preparazione del materiale
7.5. Collegamenti bullonati
7.5.1. Fori
7.5.2. Tolleranze nei fori per i dispositivi di giunzione
7.5.3. Bulloni
7.5.4. Dadi
7.5.5. Rosette
7.5.6. Serraggio dei bulloni
7.5.7. Superfici di contatto resistenti allo scorrimento
7.5.8. Accoppiamento delle superfici di contatto
7.6. Collegamenti saldati
7.7. Tolleranze
7.7.1. Tipi di tolleranze
7.7.2. Applicazione delle tolleranze
7.7.3. Tolleranze di montaggio normali
7.7.4. Tolleranze di fabbricazione

7.7.5. Posizione dei bulloni di fondazione
7.8. Controlli e prove

8. Progettazione integrata da prove

8.1. Principi
8.2. Pianificazione delle prove
8.3. Esecuzione delle prove
8.4. Valutazione dei risultati delle prove
8.5. Documentazione

9. Fatica

9.1. Generalità
9.1.1. Principi
9.1.2. Finalità
9.1.3. Limitazioni
9.1.4. Casi in cui è necessaria la valutazione della resistenza a fatica
9.1.5. Definizioni
9.1.6. Simboli
9.2. Carico di fatica
9.3. Coefficienti parziali di sicurezza
9.3.1. Generalità
9.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza per il carico di fatica
9.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a fatica
9.3.4. Valori raccomandati di γ_{Mf}
9.4. Spettri delle tensioni di fatica
9.4.1. Calcolo delle tensioni
9.4.2. Campo di variazione delle tensioni nel metallo base
9.4.3. Campo di variazione delle tensioni nei giunti saldati
9.4.4. Spettro di progetto del campo di variazione delle tensioni
9.5. Procedure per la valutazione della resistenza a fatica
9.5.1. Generalità
9.5.2. Valutazione della resistenza a fatica basata sul campo di variazione delle tensioni nominali
9.5.3. Valutazione della resistenza a fatica basata sui campi di variazione delle tensioni geometriche
9.6. Resistenza a fatica
9.6.1. Generalità
9.6.2. Curve di resistenza a fatica per i dettagli classificati
9.6.3. Curve di resistenza a fatica per i dettagli non classificati
9.7. Fattori che influenzano la resistenza a fatica
9.7.1. Campi di variazione delle tensioni in dettagli costruttivi non saldati o sottoposti a trattamento termico di distensione
9.7.2. Influenza dello spessore
9.7.3. Curve modificate della resistenza a fatica
9.7.4. Prospetti di classificazione dei dettagli costruttivi

APPENDICE B: Norme di riferimento (normativa)

B 1. Campo di applicazione
B 2. Definizioni
B 2.1. Norma di riferimento 1: “Acciaio strutturale saldabile”
B 2.2. Norma di riferimento 2: “Dimensioni dei profili e delle piastre”
B 2.3. Tolleranze
B 2.4. Norma di riferimento 3: “Bulloni, dadi e rosette”
B 2.5. Norma di riferimento 4: “Elettrodi per saldature”
B 2.6. Norma di riferimento 5: “Chiodi”
B 2.7. Norme di riferimento da 6 a 9: “Norme per l’esecuzione”
B 2.8. Norma di riferimento 10: “Protezione dalla corrosione”

APPENDICE C: Progettazione contro la rottura fragile (informativa)

C 1. Resistenza alla rottura fragile
C 2. Metodi di calcolo
C 2.1. Condizioni di esercizio
C 2.2. Velocità di carico
C.2.3. Conseguenze del collasso
C.2.4. Resistenza nominale allo snervamento
C 2.5. Parametri
C 2.6. Calcoli

APPENDICE E: Lunghezza di libera inflessione per una membratura compressa (informativa)

E 1. Generalità
E 2. Colonne di telai di edifici

APPENDICE F: Instabilità flesso-torsionale (informativa)

F 1. Momento elastico critico
F 1.1. Principi
F 1.2. Formula generale per sezioni trasversali simmetriche rispetto all'asse minore
F 1.3. Travi con sezioni trasversali uniformi doppiamente simmetriche
F 1.4. Travi con sezioni trasversali uniformi con un solo asse di simmetria ad ali diverse
F 2. Snellezza
F 2.1. Generalità
F 2.2. Travi con sezioni trasversali uniformi doppiamente simmetriche

APPENDICE J: Collegamenti trave-colonna (normativa)

J 1. Campo di applicazione
J 1.1. Tipi di collegamento
J 1.2. Altri tipi di collegamenti
J 2. Collegamenti trave-colonna saldati
J 2.1. Momento resistente
J 2.2. Lamiere di rinforzo dell'anima
J 2.3. Resistenza della zona tesa
J 2.4. Resistenza della zona compressa
J 2.5. Resistenza della zona soggetta a taglio
J 2.6. Rigidezza rotazionale
J 2.7. Capacità di rotazione
J 3. Collegamenti trave-colonna bullonati
J 3.1. Limitazioni
J 3.2. Momento resistente
J 3.3. Elementi a T equivalenti
J 3.4. Resistenza della zona di trazione
J 3.5. Resistenza della zona di compressione
J 3.6. Resistenza della zona soggetta a taglio
J 3.7. Rigidezza rotazionale
J 3.8. Capacità di rotazione

APPENDICE K: Giunzioni di travi reticolari in profilati cavi (normativa)

K 1. Generalità
K 2. Definizioni
K 3. Campo di applicazione
K 4. Analisi
K 5. Saldature
K 6. Giunti saldati fra profilati tubolari circolari
K 7. Giunti saldati fra aste di parete tubolari e correnti tubolari a sezione quadra o rettangolare

K 7.1. Generalità
K 7.2. Aste di parete a sezione quadra o circolare e correnti a sezione quadra
K 7.3. Sezioni rettangolari
K 8. Giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezioni a I oppure ad H
K 9. Simboli usati nei prospetti

APPENDICE L: Progetto dei giunti di base (normativa)

L 1. Piastre di base
L 2. Tirafondi

APPENDICE M: Metodo alternativo per saldature a cordoni d'angolo (normativa)

APPENDICE Y Linee guida per prove di carico

Y 1. Generalità
Y 2. Condizioni per le prove
Y 3. Procedimenti generali per le prove
Y 4. Procedimenti specifici per le prove
Y 4.1. Prove per l'accettazione
Y 4.2. Prove di resistenza
Y 4.3. Prova a collasso
Y 4.4. Prove di controllo
Y 4.5. Prove per determinare funzioni di resistenza e fattori di modello
Y 4.6. Altri procedimenti di prova

Prospetti:

1.1. Lista dei termini corrispondenti nelle lingue della Comunità (da completare per altre lingue)

2.1. Valori di progetto per le azioni da impiegare nella combinazione delle azioni
2.2. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sulle strutture di edifici per situazioni di progetto persistenti e transitorie

3.1. Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per acciai strutturali conformi alla EN 10025 o prEN 10113
3.2. Spessori massimi per elementi strutturali caricati staticamente che non richiedono riferimento all'appendice C
3.3. Valori nominali della resistenza allo snervamento f_{yb} e della resistenza a rottura per trazione f_{ub} per i bulloni

4.1. Valori limite raccomandati per gli spostamenti verticali

5.2.1. Ipotesi di progetto
5.3.1. Rapporti massimi larghezza-spessore per elementi compressi (fogli da 1 a 4)
5.3.2. Elementi compressi interni
5.3.3. Elementi compressi sporgenti
5.5.1. Coefficienti di imperfezione
5.5.2. Coefficienti di riduzione
5.5.3. Selezione della curva di instabilità per una sezione trasversale

6.5.1. Fattori riduttivi β_2 e β_3
6.5.2. Categorie di collegamenti bullonati
6.5.3. Resistenza di progetto dei bulloni
6.5.4. Resistenza di progetto a rifollamento – Basata sul diametro del bullone
6.5.5. Resistenza di progetto dei chiodi
6.5.6. Condizioni geometriche per piastre nei collegamenti con perni
6.5.7. Resistenza di progetto per collegamenti a perno
6.6.1. Tipologie comuni di giunti saldati

7.1. Tolleranze normali dopo il montaggio
7.2. Tolleranze di rettilineità incorporate nelle regole di progettazione

9.3.1. Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza a fatica γ_{M1}
9.6.1. Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali
9.6.2. Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni tangenziali
9.6.3. Valori numerici per le curve di resistenza a fatica per elementi cavi
9.6.4. Coefficienti per tenere conto i momenti flettenti secondari nelle giunzioni di travi reticolari composte di profilati cavi a sezione circolare
9.6.5. Coefficienti per tenere conto i momenti flettenti secondari nelle giunzioni di travi reticolari composte di profilati cavi a sezione rettangolare
9.7.1. Valori numerici per le curve modificate della resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali
9.8.1. Particolari non saldati (fogli 1 e 2)
9.8.2. Travi composte saldate (fogli 1 e 2)
9.8.3. Saldature di testa trasversali (fogli 1 e 2)
9.8.4. Collegamenti saldati con saldature non soggette a carichi(fogli 1 e 2)
9.8.5. Collegamenti saldati con saldature soggette a carichi(fogli 1, 2 e 3)
9.8.6. Profilati cavi (fogli 1 e 2)
9.8.7. Giunzioni di travi reticolari (fogli 1 e 2)

C 1. Valore base della resistenza allo snervamento media inferiore
C 2. Valori delle costanti
C 3. Temperatura T_{cv} della prova di resilienza Charpy V

E 1. Coefficiente di rigidezza efficace per una trave
E 2. Coefficiente di rigidezza efficace *K* per una trave in un telaio di edificio con solai di calcestruzzo
E 3. Formule approssimate per i coefficienti di rigidezza ridotta di una trave per compressione assiale

F 1.1. Valori dei coefficienti C_1, C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente *k*: momento all'estremità
F 1.2. Valori dei coefficienti C_1, C_2 e C_3 corrispondenti ai valori del coefficiente *k*: casi di carico trasversale

K 6.1. Campo di validità per giunti saldati fra profilati tubolari circolari
K 6.2. Resistenze di progetto per giunti saldati fra profilati tubolari circolari
K 7.1. Campo di validità per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare quadrata o circolare e correnti a sezione tubolare quadrata
K 7.2. Resistenze di progetto per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare quadrata o circolare e correnti a sezione tubolare quadrata
K 8.1. Campo di validità per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezione I oppure H
K 8.2. Resistenze di progetto per giunti saldati fra aste di parete a sezione tubolare e correnti con sezione I oppure H

Figure:

1.1. Dimensioni ed assi delle sezioni

4.1. Inflessioni da prendere in considerazione

5.2.1. Relazione bi-lineare tensioni-deformazioni
5.2.2. Relazione alternativa bi-lineare tensioni-deformazioni (da usare solo per l'analisi elastoplastica)
5.2.3. Sostituzione delle imperfezioni laterali iniziali con forze orizzontali equivalenti
5.2.4. Forze orizzontali equivalenti
5.2.5. Forza stabilizzante equivalente
5.2.6. Forze nel controvento in corrispondenza di discontinuità dell'elemento compresso

5.2.7. Telaio di edificio con travi che collegano ciascuna colonna a ciascun livello di impalcato
5.2.8. Meccanismo con spostamenti laterali che implica la presenza di cerniere plastiche nelle colonne solo in corrispondenza delle basi
5.3.1. Sezioni trasversali di classe 4 – forza assiale
5.3.2. Sezioni trasversali di classe 4 – momento flettente
5.4.1. Fori sfalsati
5.4.2. Angolari con fori in entrambe le ali
5.4.3. Sollecitazioni nel pannello d'anima dovute a momento flettente, forza assiale e forza trasversale
5.5.1. Valori di progetto delle imperfezioni di freccia iniziali equivalenti e $e_{0,d}$
5.5.2. Resistenza allo snervamento media f_{ya} di sezioni strutturali cave in profilato a freddo
5.5.3. Coefficienti di momento equivalente uniforme
5.6.1. Geometria delle bande diagonali di trazione
5.6.2. Geometria del pannello di estremità
5.6.3. Sollecitazione delle bande di trazione diagonali
5.6.4. Interazione fra resistenza all'instabilità per taglio e momento resistente
5.7.1. Forze applicate attraverso una piattabanda
5.7.2. Lunghezza del tratto di contatto rigido
5.7.3. Larghezze efficaci per la resistenza all'instabilità dell'anima
5.7.4. Sezione trasversale efficace degli irrigidimenti
5.9.1. Sistemi di tralicciatura a singola diagonale sulle facce opposte degli elementi principali
5.9.2. Sistemi di tralicciatura accoppiati ad altri componenti perpendicolari all'asse longitudinale della membratura
5.9.3. Membratura tralicciata compressa
5.9.4. Lunghezza di libera inflessione dei correnti con sezione ad L nelle membrature tralicciate
5.9.5. Membratura calastrellata compressa
5.9.6. Membrature composte da elementi ravvicinati
5.9.7. Membrature in angolari calastrellati posti a croce

6.5.1. Simboli per la spaziatura dei dispositivi di giunzione
6.5.2. Spaziatura sfalsata – compressione
6.5.3. Spaziatura in componenti tesi
6.5.4. Distanze dalle estremità e dal bordo per fori asolati
6.5.5. Area efficace a taglio nel meccanismo "block shear"
6.5.6. Collegamenti angolari
6.5.7. Distribuzione delle forze fra i dispositivi di giunzione
6.5.8. Forze per effetto leva
6.5.9. Effetto dei dettagli costruttivi sulle forze per effetto leva
6.5.10. Giunti a sviluppo longitudinale
6.5.11. Giunto a singola sovrapposizione con un bullone
6.5.12. Momento flettente in un perno
6.6.1. Saldatura a cordoni d'angolo a tratti
6.6.2. Saldature a singolo cordone d'angolo e saldature di testa da un solo lato a parziale penetrazione
6.6.3. Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni strutturali cave rettangolari
6.6.4. Sezione efficace della gola di saldature entro scanalature in sezioni piene
6.6.5. Per evitare strappi lamellari
6.6.6. Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo
6.6.7. Altezza di gola di una saldatura a cordoni d'angolo a forte penetrazione
6.6.8. Saldature di testa a parziale penetrazione
6.6.9. Saldature di testa a T
6.6.10. Larghezza efficace di un giunto a T non irrigidito
6.7.1. Collegamenti di tipo misto
6.9.1. Modellazione di un collegamento quale molla rotazionale
6.9.2. Definizione di relazioni momento-rotazione approssimate
6.9.3. Proprietà di una relazione momento-rotazione di progetto
6.9.4. Relazione momento-rotazione con una rotazione iniziale a cerniera
6.9.5. Rigidezza rotazionale S_j

6.9.6. Variazione della rigidezza rotazionale con il momento applicato
6.9.7. Capacità di rotazione ϕ_{Cd}
6.9.8. Limiti raccomandati per la classificazione dei collegamenti trave-colonna come rigidi
6.9.9. Esempi di classificazione di relazioni momento-rotazione per collegamenti trave-colonna
6.9.10. Zone critiche nei collegamenti trave-colonna

7.1. Massimo dislivello fra superfici adiacenti
7.1.1. Tolleranze normali dopo il montaggio – Parte 1[a]
7.1.2. Tolleranze normali dopo il montaggio – Parte 2[a]

9.1.1. Spettro di progetto
9.1.2. Curva di resistenza a fatica
9.6.1. Curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali
9.6.2. Curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni tangenziali
9.6.3. Curve di resistenza a fatica per giunzioni di travi reticolari tubolari
9.7.1. Curva modificata della resistenza a fatica

E 2.1. Rapporto di lunghezza di libera inflessione l/L per una colonna nel modo a nodi fissi
E 2.2. Rapporto di lunghezza di libera inflessione l/L per una colonna nel modo a nodi spostabili
E 2.3. Coefficienti di distribuzione per colonne
E 2.4. Coefficienti di distribuzione per colonne continue

F 1.1. Convenzione sui segni per determinare z_j

J 1.1. Collegamenti trave-colonna
J 2.1. Piatto di rinforzo dell'anima
J 2.2. Spaziatura delle saldature entro fori o dei bulloni per piatto di rinforzo dell'anima
J 2.3. Forza trasversale su una colonna non irrigidita
J 2.4. Modi di instabilità "a colonna" di un'anima non irrigidita
J 2.5. Pannello d'anima di colonna non irrigidito soggetto a forza di taglio
J 2.6. Pannello d'anima di colonna con irrigidimenti diagonali
J 3.1. Caratteristiche dimensionali di un elemento a T
J 3.2. Modalità di collasso di un elemento a T
J 3.3. Effetti della geometria del collegamento sul modo di collasso di un elemento a T
J 3.4. Meccanismi di collasso plastico per un'ala non irrigidita
J 3.5. Ala di colonna con contro piastra nella zona di trazione del collegamento
J 3.6. Lunghezze efficaci delle ali di elementi a T equivalenti che rappresentano un'ala di colonna irrigidita
J 3.7. Valori di α per ali di colonna irrigidite
J 3.8. Lunghezze efficaci delle ali di elementi a T equivalenti rappresentanti una flangia d'estremità

K 1. Intervallo e sovrapposizione dei giunti
K 2. Eccentricità dei giunti
K 3. Valori del coefficiente k_g
K 4. Modalità di collasso – Sezioni rettangolari
K 5. Tipi di giunti

L 1. Area di contatto sotto la piastra di base
L 2. Giunti di base
L 3. Ancoraggio di tirafondi

M 1. Tensioni sulla sezione di gola di una saldatura a cordoni d'angolo

Procedimenti:

J 3.1. Momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna – Distribuzione plastica delle forze di bullone
J 3.2. Momento resistente di un collegamento bullonato trave-colonna – Distribuzione delle forze dei bulloni in proporzione alla distanza dal centro di compressione
J 3.3. Resistenza efficace di progetto delle righe di bulloni

PREFAZIONE

Nota di redazione

La prefazione sarà basata sul modello di prefazione in corso di stesura dal EC-CG. Quando questa sarà disponibile, il paragrafo 1.3(3) sarà trasferito dal punto 1 alla prefazione stessa.

1. Introduzione

1.1. Scopo

1.1.1. Scopo dell'Eurocodice 3

(1) L'Eurocodice 3 si applica al progetto di edifici e di costruzioni civili in acciaio. Esso è suddiviso in varie parti, indicate ai punti 1.1.2 e 1.1.3.

(2) Il presente Eurocodice si riferisce solamente ai requisiti di resistenza, servizio e durata delle strutture. Altri requisiti, quali per esempio quelli dell'isolamento termico o acustico, non sono considerati

(3) L'esecuzione[1)] è trattata fino a definire quanto è necessario indicare circa la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti che dovrebbero essere usati ed il livello di qualità di esecuzione in cantiere necessarie per rispettare le ipotesi contenute nelle regole di progettazione. In generale, le regole relative all'esecuzione ed alla qualità di esecuzione devono essere considerati i requisiti minimi che possono essere ulteriormente sviluppati per particolari tipi di edifici o di costruzioni[1)] e di metodi di costruzione[1).]

(4) L'Eurocodice 3 non contiene i requisiti particolari per la progettazione in zona sismiche. Le regole inerenti a tali requisiti sono fornite nell'Eurocodice 8 ENV 1998 "Progettazione di strutture in zone sismiche"[2)] che integra o adatta in modo specifico le regole dell'Eurocodice 3 a questo scopo.

(5) I valori numerici delle azioni sugli edifici e costruzioni di ingegneria civile che devono essere considerati nel progetto non sono forniti nell'Eurocodice 3. Essi sono forniti nell'Eurocodice 1 ENV 1991 "Principi di progettazione e delle azioni sulle strutture"[2)] che è applicabile a tutti i tipi di costruzione.[1)]

Scopo della parte 1 – 1 dell'Eurocodice 3

(1) La parte 1-1 dell'Eurocodice 3 fornisce i principi generali per il progetto di edifici e di lavori di ingegneria civile in acciaio.

(2) Inoltre, la parte 1-1 fornisce le regole dettagliate che sono applicabili principalmente agli edifici ordinari. L'applicabilità di queste regole può essere limitata, per ragioni pratiche o per ottenere delle semplificazioni; dove è necessario, nel testo, sono spiegati il loro uso ed ogni limitazione alla loro applicabilità.

(3) In questa versione dell'Eurocodice 3: parte 1-1, vengono trattati i seguenti argomenti:

- Punto 1: Introduzione
- Punto 2: Principi di progettazione
- Punto 3: Materiali
- Punto 4: Stati limite di servizio
- Punto 5: Stati limite ultimo
- Punto 6: Collegamenti soggetti a carichi statici
- Punto 7: Fabbricazione e montaggio
- Punto 8: Progettazione integrata da prove
- Punto 9: Fatica
- Appendice B: Norme di riferimento (normativa)
- Appendice C: Progettazione contro la rottura fragile (informativa)
- Appendice E: Lunghezza di libera inflessione per una membratura compressa (informativa)
- Appendice F: Instabilità flesso-torsionale (informativa)
- Appendice J: Collegamenti trave-colonna (normativa)
- Appendice K: Giunzioni di travi reticolari in profilati cavi (normativa)
- Appendice L: Progetto dei giunti di base (normativa)
- Appendice M: Metodo alternativo per saldature a cordoni d'angolo (normativa)

[1)] Per il significato di questi termini, vedere il punto 1.4.1(2)

[2)] Attualmente allo stato di bozza

– Appendice Y: Linee guida per prove di carico

(4) Sono già disponibili o in preparazione ulteriori appendici per essere incorporate nella parte 1-1 ad un momento opportuno , dopo che il loro contenuto sarà stato approvato. Sono le seguenti:
– Appendice D: Impiego dell'acciaio Fe E 460 ed altro
– Appendice K: Giunzioni di travi reticolari in profilati tubolari – Versione revisionata che include collegamenti spaziali
– Appendice Z: Valutazione della resistenza di progetto con prove

(5) Ulteriori appendici, che sono state proposte per venire inserite in futuro nella parte 1-1, sono le seguenti:
– Appendice G: Progettazione per la resistenza a torsione
– Appendice H: Modellazione strutturale di edifici per analisi
– Appendice J: Collegamenti trave-colonna – Versione ampliata
– Appendice N: Aperture nelle anime
– Appendice S: Impiego di acciaio inossidabile

(6) I punti 1 e 2 sono comuni a tutti gli Eurocodici strutturali, fatta eccezione di alcune prescrizioni addizionali che sono specifiche di singoli Eurocodici.

(7) Questa parte 1-1 non tratta:
– la resistenza al fuoco;
– aspetti particolari di tipologie speciali di edifici;
– aspetti particolari di tipi speciali di lavori di ingegneria civile (quali ponti, antenne e torri o piattaforme off-shore);
– casi in cui possono essere necessarie precauzioni speciali per limitare le conseguenze di incidenti.

1.1.3. Ulteriori parti dell'Eurocodice 3

(1) Questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3 verrà integrata dalle ulteriori parti 2, 3, ecc. che la completeranno o adatteranno ad aspetti particolari di tipi speciali di edifici e di lavori di ingegneria civile, a metodi speciali di costruzione ed a certi aspetti della progettazione che sono di importanza pratica generale.

(2) Le parti ulteriori dell'Eurocodice 3, che sono attualmente in corso di preparazione o in programma, comprendono le seguenti:
– Parte 1.2: Resistenza al fuoco (=ENV 1993-1-2)
– Parte 1.3: Membrature e lamiere a parete sottile laminate a freddo (=ENV 1993-1-3)
– Parte 2: Ponti e strutture realizzate con piatti saldati (=ENV 1993-2)
– Parte 3: Torri, antenne e camini (=ENV 1993-3)
– Parte 4: Serbatoi, silos e tubazioni (=ENV 1993-4)
– Parte 5: Palificate in acciaio (=ENV 1993-5)
– Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento (=ENV 1993-6)
– Parte 7: Strutture per opere marittime (=ENV 1993-7)
– Parte 8: Strutture per l'agricoltura (=ENV 1993-8)

1.2. Distinzione fra Principi e Regole Applicative

(1) Nel presente Eurocodice, in funzione delle caratteristiche di ciascuna prescrizione, viene fatta distinzione fra Principi e Regole Applicative.

(2) I Principi comprendono:
– affermazioni e definizioni di natura generale per la quali non è data alternativa; ed anche:
– requisiti e modelli analitici per i quali non è permessa alternativa a meno che non sia specificatamente indicato.

P(3) I Principi sono stampati in questo carattere Helvetica corsivo

Nota: Questa indicazione era riportata nel testo stampato dall'UNI. Nel presente testo i Principi sono stampati con il carattere Times New Roman e sono stati distinti dalle

Regole Applicative premettendo la lettera P al numero che individua il punto (in analogia alle convenzioni tipografiche usate per l'Eurocodice 2).

(4) Le Regole applicative sono metodi generalmente riconosciuti che seguono i principi e soddisfano i loro requisiti.

(5) È consentito l'uso di regole progettuali alternative alle Regole Applicative fornite dall'Eurocodice sempre che sia dimostrato che tali regole alternative soddisfano i relativi principi e siano almeno equivalenti in rapporto alla resistenza, funzionalità e durata raggiunta dalla struttura.

(6) Le Regole Applicative sono stampate in questo carattere Helvetica. Questa è una Regola Applicativa.

Nota: Questa indicazione era riportata nel testo stampato dall'UNI. Nel presente testo le Regole Applicative sono stampate con il carattere Times New Roman, e si distinguono dai Principi per la mancanza della lettera P prima del numero che individua il punto (in analogia alle convenzioni tipografiche usate per l'Eurocodice 2).

1.3. Ipotesi

(1) Si considerano le seguenti ipotesi di base:
- i progetti sono svolti da personale adeguatamente qualificato ed esperto;
- un adeguato livello di supervisione e di controllo qualità è sempre attivo negli stabilimenti , negli impianti e in cantiere;
- la costruzione è eseguita da personale provvisto della necessaria abilità ed esperienza;
- i materiali da costruzione ed i prodotti impiegati corrispondono a quelli indicati in questo Eurocodice o nelle relative specifiche dei materiali e prodotti;
- sarà assicurata una manutenzione adeguata della struttura;
- la struttura sarà impiegata in conformità alla destinazione d'uso prevista dal progetto.

(2) I metodi di progettazione proposti sono validi soltanto alla condizione che anche i requisiti dell'esecuzione e costruzione, indicati al punto 7, siano soddisfatti.

(3) I valori numerici indicati con: [ ] sono forniti a titolo indicativo. Altri valori possono essere indicati dai Paesi membri.

1.4. Definizioni

1.4.1. Termini comuni a tutti gli Eurocodici

(1) Salvo diversamente indicato nel seguito, si applicherà la terminologia adottata nella ISO 8930.

(2) I seguenti termini sono usati in comune per tutti gli Eurocodici con i seguenti significati:
- **costruzione**: Qualunque cosa che venga costruita o risulti da operazioni di costruzione[3)]. Questo termine copre sia gli edifici che le costruzioni di ingegneria civile. Esso si riferisce all'intera costruzione comprendente sia gli elementi strutturali, sia quelli non strutturali.
- **esecuzione**: L'attività di assemblare un edificio o di una costruzione di ingegneria civile. Il termine identifica il lavoro in cantiere; esso può anche significare la fabbricazione dei componenti al di fuori del cantiere ed il loro successivo montaggio in cantiere.

Nota – In inglese il termine "construction" (costruzione) può essere usato in sostituzione del termine "execution" (esecuzione) in certe combinazioni di parole dove non vi sia ambiguità, per esempio "during construction" (durante la costruzione).

- **struttura**: insieme organizzato di parti fra loro collegate, progettato in modo tale da ottenere una rigidezza adeguata[4)]. Questo termine si riferisce ai componenti che trasmettono i carichi.

[3)] Questa definizione è in accordo con la ISO 6707/1.

[4)] La ISO 6707/1 fornisce la stessa definizione ma aggiunge "or a construction works having such an arrangement" (o una costruzione avente tale disposizione).Per l'Eurocodice questa aggiunta non è stata usata allo scopo di facilitare le traduzioni e non creare ambiguità.

- **tipo di costruzione**: Tipo di "costruzione" che indica l'uso previsto, per esempio: casa di abitazione, edificio industriale, ponte stradale.
- **tipo di struttura**: Tipologia strutturale che indica la disposizione degli elementi strutturali, quale per esempio: trave, struttura reticolare, arco, ponte sospeso.
- **materiale da costruzione**: Materiale usato nella costruzione, quale: calcestruzzo, acciaio, legno, muratura.
- **sistema costruttivo**: indicazione del materiale strutturale principale, quale: costruzione di calcestruzzo armato, costruzione di acciaio, costruzione di legno, costruzione di muratura.
- **procedimento esecutivo**: Metodo mediante il quale la costruzione verrà realizzata. Per esempio: gettata in opera, prefabbricata, eseguita a sbalzo.
- **sistema strutturale**: Elementi portanti di un edificio o di un'opera di ingegneria civile e modo secondo il quale si suppone che tali elementi funzionino per la definizione del modello.

(3) I termini equivalenti nelle diverse lingue della Comunità europea sono riportati nel prospetto 1.1.

Prospetto 1.1 – Lista dei termini corrispondenti nelle lingue della Comunità (da completare per altre lingue)

Inglese	Francese	Tedesco	Italiano	Olandese	Spagnolo
Constructions works	Construction	Bauwerk	Costruzione	Bouwwerk	Construcción
Execution	Exécution	(Bau) Ausführung	Esecuzione	Uitvoering	Ejecución
Structure	Structure	Tragwerk	Struttura	Draag Constructie	Estructura
Type of building or civil engineering works	Nature de construction	Art des Bauwerks	Tipo di costruzione	Type bouwwerk	Natureleza de la construcción
Form of structure	Type de structure	Art des Tragwerks	Tipo di struttura	Type draag constructie	Tipo de estructura
Construction material	Matériau de construction	Baustoff; Werkstoff (nur im Stahlbau)	Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construcción
Type of construction	Mode de construction	Bauweise	Sistema costruttivo	Bowwijze	Modo de construcción
Method of construction	Procédé de exécution	Bauverfahren	Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimento de ejecución
Structural system	Système structural	Tragsystem	Sistema strutturale	Constructief systeem	Sistema estructural

1.4.2. Termini speciali usati in questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3

(1) I seguenti termini sono usati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3 con il significato seguente.

- **telaio**: Porzione di una struttura, comprendente un insieme di elementi strutturali direttamente collegati, progettati per funzionare insieme resistendo ai carichi. Questo termine si riferisce sia ai telai a nodi rigidi che ai telai triangolarizzati. Esso riguarda telai sia piani che tridimensionali.
- **sotto-struttura a telaio**: Un telaio facente parte di uno più grande, ma che è trattato come un telaio isolato in una analisi strutturale.
- **tipologia del telaio**: Termine usato per distinguere i telai che possono essere:
  - *semi-continui*, nei quali le proprietà strutturali dei collegamenti necessitano di esplicita considerazione nell'analisi globale;

  - *continui*, nei quali solo le proprietà strutturali delle membrature necessitano di essere considerate nell'analisi globale;
  - *semplici*, nei quali non è richiesto che i collegamenti resistano ai momenti.
- **analisi globale**: La determinazione di un gruppo congruente di forze interne e di momenti in una struttura, che sono in equilibrio con un gruppo particolare di azioni sulla struttura.
- **lunghezza di sistema**: Distanza fra due punti adiacenti in corrispondenza dei quali una membratura è controventata rispetto agli spostamenti laterali in un dato piano, o fra uno di tali punti e l'estremità della membratura.
- **lunghezza di libera inflessione**: Lunghezza di sistema di una membratura avente le estremità incernierate, ma per il resto simile, la quale ha la stessa resistenza all'instabilità di una membratura assegnata.
- **progettista**: Persona adeguatamente qualificata ed esperta, responsabile del progetto strutturale.

1.5. Unità di misura S.I.

(1) In accordo con la ISO 1000 si devono applicare le unità di misura del S.I.

(2) Per il calcolo, si raccomandano le seguenti unità:

- forze e carichi: kN, kN/m, kN/m^2
- massa specifica: kg/m^3
- peso specifico: kN/m^3
- tensioni e resistenze: N/mm^2 (= MN/m^2 o MPa)
- momenti (flettente…): kNm

1.6. Simboli usati nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3

1.6.1. Lettere latine maiuscole

A	Azione accidentale
A	Area
B	Forza del bullone
C	Capacità; valore fissato; coefficiente
D	Danno (valutazione della resistenza a fatica)
E	Modulo di elasticità
F	Azione
F	Forza
G	Azione permanente
G	Modulo di elasticità trasversale
I	Momento di inerzia
K	Fattore di rigidezza (*I*/*L*)
L	Lunghezza; campata; lunghezza di sistema
M	Momento in generale
M	Momento flettente
N	Forza assiale
Q	Azione variabile
R	Resistenza; reazione
S	Forze interne e momenti (con indici *d* o *k*)
S	Rigidezza (rigidezza a taglio, rigidezza rotazionale, … con indici *v, j,* …)
T	Momento torcente; temperatura
V	Azione tagliante; carico verticale totale o reazione
W	Modulo di resistenza
X	Valore di una proprietà di un materiale

1.6.2. Lettere greche maiuscole

Δ	Differenza in … (precede il simbolo principale)

1.6.3. Lettere latine minuscole

a	Distanza; dato geometrico
a	Sezione di gola di una saldatura
a	Rapporto fra le aree
b	Larghezza; ampiezza
c	Distanza; sporgenza
d	Diametro; profondità; lunghezza della diagonale
e	Eccentricità; spostamento dell'asse neutro
e	Distanza dal bordo; distanza dalla estremità
f	Resistenza (di un materiale)
g	Larghezza di un campo di tensioni; intervallo
h	Altezza
i	Raggio di inerzia; numero intero
k	Coefficiente; fattore
l (o ℓ o *L*)	Lunghezza; campata; lunghezza di libera inflessione[*)]
n	Rapporto fra forze o tensioni normali
n	Numero di …
p	Passo; interasse
q	Forza uniformemente distribuita
r	Raggio; raggio di raccordo
s	Passo sfalsato; distanza
t	Spessore
uu	Asse maggiore
vv	Asse minore
xx, *yy*, *zz*	Assi ortogonali

1.6.4. Lettere greche minuscole

α	Angolo; rapporto; coefficiente
α	Coefficiente di dilatazione termica lineare
β	Angolo; rapporto; coefficiente
χ	Coefficiente parziale di sicurezza; rapporto
δ	Freccia; deformazione
ε	Deformazione; coefficiente = $\sqrt{235 / f_y}$ (f_y in N/mm^2)
η	Coefficiente (nell'appendice C)
θ	Angolo; pendenza
λ	Snellezza; rapporto
μ	Coefficiente di attrito; coefficiente
ν	Coefficiente di Poisson
ρ	Coefficiente di riduzione
σ	Tensione normale
τ	Tensione tangenziale
ϕ	Rotazione; pendenza; rapporto
χ	Coefficiente di riduzione
ψ	Rapporto per le tensioni; coefficiente di riduzione
ψ	Coefficiente che definisce i valori rappresentativi delle azioni variabili

1.6.5. Indici

A	Accidentale; area
a	Valore medio (resistenza allo snervamento)
a, *b* …	Prima, seconda alternativa
b	Valore nominale (resistenza allo snervamento)

[*)] *l* può essere sostituito da *L* o ℓ (manoscritto o similare) per certe lunghezze oppure per evitare confusione con 1 (numerico) o con *I* (maiuscolo).

b	Rifollamento; instabilità
b	Bullone; trave; calastrello
C	Capacità
c	Sezione trasversale
c	Calcestruzzo; colonna
com	Compressione
cr	Critico
d	Progetto; diagonale
dst	Instabilizzante
E	Effetto delle azioni (con *d* o *k*)
E	Eulero
eff	Efficace
e	Efficace (con ulteriori indici)
el	Elastico
ext	Esterno
f	Ala; dispositivo di giunzione
g	Lordo
G	Azione permanente
h	Altezza; più alto
h	Orizzontale
i	Interno
inf	Inferiore; più basso
i, j, k	Indici (in sostituzione di valori numerici)
j	Giunto
k	Caratteristica
l	Più basso
L	Lungo
LT	Laterale-torsionale
M	Materiale
M	(Ammesso per) momento flettente
m	Flettente; media
max	Massimo
min	Minimo
N	(Ammesso per) forza assiale
n	Normale
net	Netto
nom	Nominale
o	Foro; iniziale; esterno
o	Instabilità locale
o	Punto di momento nullo
ov	Sovrapposizione
p	Lamiera; perno di cerniera; imbottitura
p	Precarico
p	Parziale; azione tagliante per punzonamento
pl	Plastico
Q	Azione variabile
R	Resistenza
r	Chiodo; vincolo
rep	Rappresentativo
S	Forza interna; momento interno
s	Sollecitazione a trazione
s	Scorrimento; piano
s	Rigido; irrigidimento
ser	Servizio; funzionalità
stb	Stabilizzante
sup	Superiore; più alto

t (o *ten*[*)]) Tensione; trazione
t (o *tor*[*)]) Torsione
u Asse maggiore della sezione trasversale
u Ultima (resistenza a rottura per trazione)
ult Ultimo (stato limite)
V (Ammesso per) azione tagliante
v Taglio; verticale
v Asse minore della sezione trasversale
vec Effetti vettoriali
w Anima; saldatura; ingobbamento
x Asse lungo la membratura; allungamento
y Snervamento
y Asse della sezione trasversale
z Asse della sezione trasversale
σ Tensione normale
τ Tensione tangenziale
$\perp$ Perpendicolare
// Parallela

1.6.6. Uso degli indici nella parte 1-1 dell'Eurocodice 3

(1) Le resistenze e le proprietà degli acciai sono valori nominali, trattati come valori caratteristici ma scritti come segue:

f_y	resistenza allo snervamento	[piuttosto che f_{yk}]
f_u	resistenza a rottura	[piuttosto che f_{uk}]
E	modulo di elasticità	[piuttosto che E_k]

(2) Per evitare ambiguità gli indici sono sempre indicati per esteso nella presente norma, ma può risultare che alcuni in pratica siano omessi dove la loro omissione non causi ambiguità.

(3) Quando sono richiesti simboli con indici multipli, essi sono stati raggruppati secondo la seguente sequenza:

• parametri principali,	per esempio:	M, N, β
• tipo variante,	per esempio:	*pl*, *eff*, *b*, *c*
• direzione,	per esempio:	*t*, *v*
• asse,	per esempio:	*y*, *z*
• posizione,	per esempio:	1, 2, 3
• natura,	per esempio:	*R*, *S*
• livello,	per esempio:	*d*, *k*
• indice,	per esempio:	1, 2, 3

(4) I punti sono usati per separare gli indici in coppie di caratteri, con le seguenti eccezioni:
- gli indici con più di un carattere non sono suddivisi
- le combinazioni R_d, S_d, ecc. non sono suddivise.

(5) Quando due indici di tipo variante sono necessari per descrivere un parametro, essi possono essere separati da una virgola, per esempio: M, ψ

1.6.7. Convenzioni per gli assi delle membrature

(1) In generale la convenzione per gli assi delle membrature è la seguente:

x-x	lungo la membratura;
y-y	asse della sezione trasversale;
z-z	asse della sezione trasversale.

(2) Per le membrature in acciaio le convenzioni usate per gli assi della sezione trasversale sono:
- in generale:

y-y	asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima;
z-z	asse della sezione trasversale parallelo all'anima;

[*)] Per chiarezza, quando necessario.

- per sezioni angolari:

y-y asse perpendicolare all'ala maggiore;
z-z asse parallelo all'ala maggiore;

- dove necessario:

u-u asse maggiore (quando questo non coincide con l'asse *y-y*);
v-v asse minore (quando questo non coincide con l'asse *z-z*).

(3) La simbologia adottata per le dimensioni e gli assi delle sezioni laminate in acciaio è indicata nella fig. 1.1.

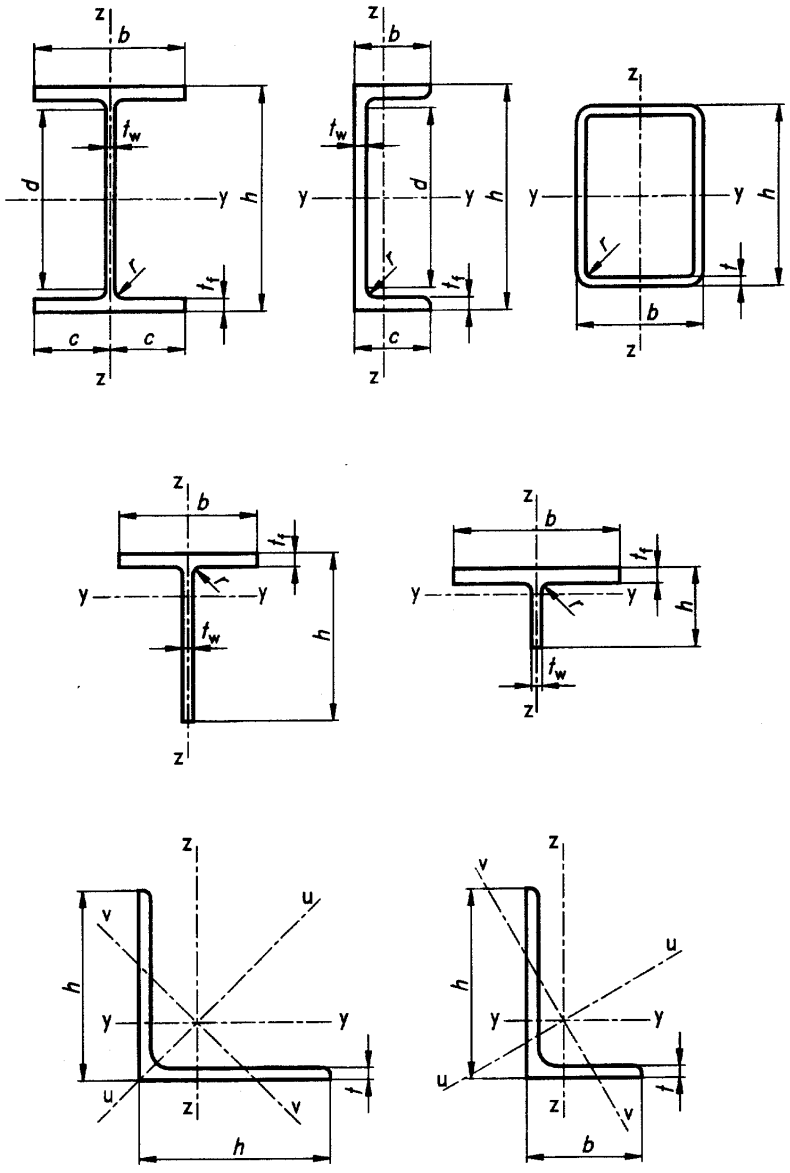

Fig.1.1 – Dimensioni ed assi delle sezioni

P(4) Per le sezioni laminate in acciaio le caratteristiche della sezione sono state tabulate nel passato nei "Reference Standards" (Norme di riferimento) con la seguente convenzione per gli assi della sezione trasversale:

x - asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima o all'ala maggiore;
y - asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima o all'ala maggiore.

(5) La convenzione usata per gli indici che indicano gli assi per i momenti è la seguente: "Si usa l'asse intorno al quale il momento agisce".

P(6) Per esempio, per una sezione ad I il momento agente nel piano dell'anima è definito M_y perché esso agisce attorno all'asse della sezione trasversale perpendicolare all'anima.

2. Principi di progettazione

2.1. Requisiti fondamentali

(1) Una struttura deve essere progettata e costruita in modo tale che:
- con una probabilità accettabile essa rimarrà idonea all'uso al quale è destinata tenendo conto della sua durata prevista e del suo costo; inoltre:
- essa sopporterà, con un adeguato grado di affidabilità, tutte le azioni e tutti gli effetti che hanno probabilità di intervenire durante l'esecuzione e l'esercizio ed avrà una durata adeguata in relazione ai costi di manutenzione.

(2) La struttura deve inoltre essere progettata in modo tale che, a seguito di esplosioni, urti o conseguenze di errori umani, il suo danneggiamento non sia sproporzionato rispetto alla causa originaria.

P(3) Il danno potenziale deve essere limitato o evitato attraverso la scelta di una o più delle seguenti precauzioni:
- evitare, eliminare o ridurre i rischi che la struttura deve sostenere;
- selezionare una tipologia strutturale che abbia ridotta sensibilità ai rischi considerati;
- selezionare una tipologia strutturale ed un progetto capaci di resistere adeguatamente alla rimozione accidentale di un singolo elemento;
- assicurare il collegamento della struttura nel suo insieme.

(4) Le caratteristiche sopra indicate possono essere soddisfatte attraverso la scelta di materiali idonei, attraverso un adeguato progetto e studio dei dettagli costruttivi ed attraverso l'indicazione delle procedure per il controllo della produzione, costruzione ed uso, come necessario per il particolare progetto.

2.2. Definizioni e classificazioni

2.1.1. Stati limite e situazioni di progetto

2.2.1.1. Stati limite

(1) Gli stati limite sono stati oltre i quali la struttura non soddisfa più i requisiti delle prestazioni di progetto. Gli stati limite si classificano in:
- stati limite ultimi;
- stati limite di servizio.

(2) Gli stati limite ultimi sono quelli associati con il collasso, o con altre forme di cedimenti strutturali che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone.

(3) Gli stati che precedono il collasso strutturale, i quali, per semplicità, sono considerati in luogo del collasso medesimo, sono pure classificati e trattati quali stati limite ultimi.

P(4) Gli stati limite ultimi che possono essere presi in considerazione includono:
- la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerate come corpo rigido;
- il collasso per eccessiva deformazione, rottura, o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, comprendendo i supporti e le fondazioni.

(5) Gli stati limite di servizio corrispondono agli stati oltre i quali i criteri di servizio specificati non sono più soddisfatti.

P(6) Gli stati limite di servizio che possono essere presi in considerazione includono:
- le deformazioni o gli spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura (includendo il malfunzionamento dei macchinari e servizi) o che diventano causa di danni alle finiture o ad elementi non strutturali;
- le vibrazioni che creano fastidio alle persone, danni all'edificio o ai suoi contenuti, o che ne limitano il servizio.

2.2.1.2. Situazioni di progetto

(1) Le situazioni di progetto sono classificate in:
- situazioni persistenti, corrispondenti alle normali condizioni di uso della struttura;
- situazioni transitorie, per esempio durante la costruzione o la riparazione;

– situazioni accidentali

2.2.2. Azioni

2.2.2.1. Definizioni e principale classificazione[*)]

(1) Un'azione (F) è:
- una forza (carico) applicata alla struttura (azione diretta); oppure:
- una deformazione imposta (azione indiretta), per esempio effetti della temperatura o assestamento.

(2) Le azioni sono classificate:
(i) secondo la loro variazione nel tempo:
- azioni permanenti (G), per esempio il peso proprio delle strutture, equipaggiamenti, impianti ausiliari e fissi;
- azioni variabili (Q), per esempio carichi imposti, carichi di vento o carichi di neve;
- azioni accidentali (A), per esempio esplosioni o urti di veicoli.

Nota: il termine "accidentale" qui usato è una traduzione letterale dell'inglese "accidental" che vuol dire eccezionale. Sarebbe stato preferibile utilizzare il termine "eccezionale", come del resto fa l'Eurocodice 2.

(ii) secondo la loro variazione nello spazio:
- azioni fisse, per esempio il peso proprio [ma vedere 2.3.2.3(2) per le strutture molto sensibili alla variazione del peso proprio];
- azioni libere, che derivano da diverse disposizioni delle azioni, per esempio carichi mobili imposti, carichi di vento, carichi di neve.

P(3) Classificazioni supplementari correlate alla risposta della struttura sono date nelle prescrizioni relative.

2.2.2.2. Valori caratteristici delle azioni

(1) I valori caratteristici F_k sono specificati:
- nella ENV 1991 Eurocodice 1 o nelle altre norme per i carichi; oppure:
- dal cliente, o dal progettista dopo aver consultato il cliente, purché siano rispettati i valori minimi prescritti dalle relative norme per i carichi o dalle competenti Autorità.

(2) Per le azioni permanenti dove il coefficiente di variazione è ampio o dove le azioni hanno probabilità di variare durante la vita della struttura (per esempio per alcuni carichi permanenti imposti) si è fatta distinzione fra due valori caratteristici, uno superiore ($G_{k,sup}$) ed uno inferiore ($G_{k,inf}$). Altrove è sufficiente un solo valore caratteristico (G_k).

P(3) Nella maggior parte dei casi il peso proprio della struttura può essere calcolato sulla base delle dimensioni nominali e masse specifiche medie.

(4) Per le azioni variabili il valore caratteristico Q_k corrisponde in alternativa:
- al valore superiore avente una probabilità assegnata di non essere superato, o al valore inferiore avente una probabilità definita di non essere raggiunto durante un certo periodo di riferimento, prendendo in considerazione la durata della vita prevista della struttura o la durata assunta della situazione di progetto; oppure:
- al valore specificato.

(5) Per le azioni accidentali il valore caratteristico A_k (quando applicabile) corrisponde generalmente ad un valore specificato.

2.2.2.3. Valori rappresentativi delle azioni variabili[*)]

(1) Il valore rappresentativo principale è il valore caratteristico Q_k.

(2) Gli altri valori rappresentativi sono correlati al valore caratteristico Q_k attraverso un fattore ψ_i. Questi valori sono definiti come:
- valore di combinazione: $\psi_0\, Q_k$ (vedere 2.3.2.2);
- valore frequente: $\psi_1\, Q_k$ (vedere 2.3.4);

[*)] Definizioni più complete dei valori rappresentativi si troveranno nella ENV 1991 Eurocodice 1.

– valore quasi-permanente: $\psi_2 Q_k$ (vedere 2.3.4).

(3) Valori rappresentativi supplementari sono usati per la verifica a fatica e per le analisi dinamiche.

(4) I fattori ψ_0, ψ_1 e ψ_2 sono specificati:
– nella ENV 1991 Eurocodice 1 o in altre norme per i carichi; oppure:
– dal cliente, o dal progettista dopo aver consultato il cliente, purché siano rispettati i valori minimi prescritti dalle relative norme per i carichi o dalle competenti Autorità.

2.2.2.4. Valore di progetto delle azioni

(1) Il valore di progetto F_d di una azione è espresso in termini generali come:
$F_d = \gamma_F F_k$ [2.1]

(2) Esempi specifici sono:
$G_d = \gamma_G G_k$
$Q_d = \gamma_Q Q_k$ oppure $\gamma_Q \psi_i Q_k$
$A_d = \gamma_A A_k$ (se A_d non è direttamente specificata)

(3) I valori di progetto delle azioni permanenti superiore ed inferiore sono espressi come di seguito indicato:
– qualora si adotti un solo valore caratteristico G_k [vedere 2.2.2.2(2)] allora:
$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_k$
$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_k$
– quando siano usati i valori caratteristici superiore ed inferiore delle azioni permanenti [vedere 2.2.2.2(2)] allora:
$G_{d,sup} = \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$
$G_{d,inf} = \gamma_{G,inf} G_{k,inf}$
dove:
$G_{k,sup}$ e $G_{k,inf}$ sono i valori caratteristici superiore ed inferiore delle azioni permanenti;
$\gamma_{G,sup}$ e $\gamma_{G,inf}$ sono i valori dei coefficienti parziali di sicurezza superiore ed inferiore per le azioni permanenti.

2.2.2.5. Valori di progetto degli effetti delle azioni

(1) Gli effetti delle azioni (E) sono le risposte (per esempio forze interne e momenti, tensioni, deformazioni) della struttura alle azioni. I valori di progetto degli effetti delle azioni (E_d) sono determinati dai valori di progetto delle azioni, dai dati geometrici e dalle proprietà dei materiali (quando applicabile):
$E_d = E(F_d, a_d, \ldots.)$ [2.2]
dove:
a_d è definito in 2.2.4.

2.2.3. Proprietà dei materiali

2.2.3.1. Valori caratteristici

(1) Una proprietà del materiale è rappresentata da un valore caratteristico X_k che in generale corrisponde al frattile della distribuzione statistica della particolare proprietà del materiale in esame, specificata dalle relative norme ed ottenuta da prove eseguite in condizioni specificate.

(2) In certi casi un valore nominale è adottato quale valore caratteristico.

(3) Le proprietà degli acciai strutturali sono rappresentate generalmente attraverso valori nominali usati quali valori caratteristici.

(4) Le proprietà dei materiali possono avere due valori caratteristici, il valore superiore ed il valore inferiore. Nella maggior parte dei casi vi è necessità di considerare solo il valore inferiore. Tuttavia, valori più alti della resistenza di snervamento, per esempio, devono essere considerati in casi speciali nei quali gli effetti causati da una resistenza superiore possono produrre una riduzione della sicurezza.

2.2.3.2. Valori di progetto

(1) Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale è generalmente definito come:
$X_d = X_k / \gamma_M$
dove:
γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale.

(2) Per le strutture in acciaio la resistenza di progetto R_d è in genere determinata direttamente dai valori caratteristici delle proprietà dei materiali e dai dati geometrici:
$R_d = R\,(X_k, a_k, \ldots)/\gamma_M$ [2.3]
dove:
γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza.

(3) Il valore di progetto R_d può essere determinato per mezzo di prove. Una guida è data al punto 8.

2.2.4. Dati geometrici

(1) I dati geometrici sono in genere rappresentati dai loro valori nominali:
$a_d = a_{nom}$ [2.4]

(2) In alcuni casi i valori geometrici di progetto sono definiti da:
$a_d = a_{nom} + \Delta_a$ [2.5]
I valori Δ_a sono forniti nelle appropriate prescrizioni.

P(3) Per l'entità delle imperfezioni da adottare nella analisi globale della struttura vedere 5.2.4.

2.2.5. Disposizioni di carico e condizioni di carico*)

(1) Una disposizione di carico identifica la posizione, l'ampiezza e la direzione di una azione libera.

(2) Una condizione di carico identifica il raggruppamento congruente di disposizioni di carichi, di un gruppo di deformazioni e di imperfezioni, considerato per una particolare verifica.

2.3. Requisiti per il progetto

2.3.1. Generalità

(1) Si deve verificare che nessuno stato limite pertinente venga superato.

(2) Si devono considerare tutte le relative situazioni di progetto e condizioni di carico.

(3) Si devono considerare possibili variazioni rispetto alle direzioni o posizioni delle azioni assunte.

(4) I calcoli devono essere svolti usando appropriati modelli di progetto (integrati, se necessario, da prove) coinvolgendo tutte le relative variabili. I modelli devono essere sufficientemente precisi per pronosticare il comportamento strutturale, commisurati alla qualità delle lavorazioni che si prevede raggiungere ed alla affidabilità delle informazioni sulle quali il progetto è basato.

2.3.2. Stati limite ultimi

2.3.2.1. Condizioni di verifica

(1) Quando si considera uno stato limite di equilibrio statico o di grandi spostamenti o deformazioni della struttura, si deve verificare che:
$E_{d,dst} \le E_{d,stb}$ [2.6]
dove:
$E_{d,dst}$ e $E_{d,stb}$ sono rispettivamente gli effetti di progetto delle azioni instabilizzanti e stabilizzanti.

(2) Quando si considera uno stato limite di rottura o di eccessiva deformazione di una sezione, membratura o collegamento (fatica esclusa), si deve verificare che:

*) Regole dettagliate sulle disposizioni di carico e sulle condizioni di carico sono fornite nella ENV 1991 Eurocodice 1.

$S_d \le R_d$ [2.7]

dove:

S_d è il valore di progetto di una forza interna o di un momento (o di un rispettivo vettore di numerose forze interne o momenti); e

R_d è la corrispondente resistenza di progetto;

facendo corrispondere tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

(3) Quando si considera lo stato limite di trasformazione di una struttura in un meccanismo, si deve verificare che il meccanismo si instauri solo se le azioni eccedono i loro valori di progetto - facendo corrispondere tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

(4) Quando si considera uno stato limite di stabilità indotto da effetti del secondo ordine, si deve verificare che la instabilità intervenga solo se le azioni superano i loro valori di progetto - facendo corrispondere tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto. Le sezioni devono inoltre essere verificate in accordo con quanto riportato in (2).

(5) Quando si considera uno stato limite di rottura per fatica, si deve verificare che il valore di progetto dell'indicatore di danno D_d non ecceda l'unità (vedere punto 9).

(6) Quando si considerano gli effetti delle azioni, si deve verificare che:

$E_d \le C_d$ [2.8]

dove:

E_d è la capacità di progetto per il particolare effetto delle azioni che si sta considerando;

G_d è il valore di progetto di quell'effetto delle azioni.

2.3.2.2. Combinazioni di azioni

(1) Per ciascuna condizione di carico i valori di progetto E_d degli effetti delle azioni devono essere determinati dalle regole di combinazione introducendo i valori di progetto delle azioni che sono indicati nel prospetto 2.1.

Prospetto 2.1 - Valori di progetto per le azioni da impiegare nella combinazione delle azioni

Situazione di progetto	Azioni permanenti G_d	Azioni variabili Q_d		Azioni accidentali A_d
		Una con il suo valore caratteristico	Le altre con i loro valori di combinazione	
Persistente e transitoria	$\gamma_G\, G_k$	$\gamma_Q\, Q_k$	$\psi_0\ \gamma_Q\, Q_k$	--
Accidentale (se non diversamente specificato altrove)	$\gamma_{GA}\, G_k$	$\psi_1\, Q_k$	$\psi_2\, Q_k$	$\gamma_A\, A_k$ (se A_d non è direttamente specificata)

Nota: anche qui il termine "accidentale" dovrebbe essere sostituito, per maggior chiarezza, col termine "eccezionale".

(2) I valori di progetto del prospetto 2.1 si combineranno usando le seguenti regole (espresse in forma simbolica)[*)].

– Situazioni di progetto persistenti e transitorie per le verifiche diverse da quelle correlate alla fatica (combinazioni fondamentali):

$$\sum_j \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{q,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{q,i}\, \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \qquad [2.9]$$

– Situazioni di progetto accidentali (se non diversamente specificato altrove):

$$\sum_j \gamma_{GA,j}\, G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad [2.10]$$

dove:

$G_{k,j}$ sono i valori caratteristici delle azioni permanenti;

$Q_{k,1}$ è il valore caratteristico di una delle azioni variabili;

$Q_{k,i}$ sono i valori caratteristici delle altre azioni variabili;

[*)] Regole dettagliate sulle combinazioni delle azioni sono fornite nella ENV 1991 Eurocodice 1.

A_d è il valore di progetto (valore specificato) dell'azione accidentale;
$\gamma_{G,j}$ sono i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni permanenti;
$\gamma_{GA,j}$ come $\gamma_{G,j}$, ma per le situazioni accidentali di progetto;
$\gamma_{Q,i}$ coefficienti parziali di sicurezza per le azioni variabili;
ψ_0, ψ_1, ψ_2 sono i coefficienti definiti in 2.2.2.3.

(3) Le combinazioni per le situazioni accidentali di progetto comprendono una azione accidentale esplicita A, oppure si riferiscono ad una situazione successiva ad un evento accidentale ($A = 0$). Salvo che sia diversamente specificato si potrà usare : $\gamma_{GA} = |\underline{1,0}|$

(4) Nelle equazioni [2.9] e [2.10], dove applicabile, devono essere introdotte le azioni indirette.

(5) Per la fatica vedere il punto 9.

(6) In 2.3.3.1 sono fornite le combinazioni semplificate per le strutture di edifici.

2.3.2.3. Valori di progetto delle azioni permanenti

(1) Nelle varie combinazioni definite al punto precedente, quelle azioni permanenti che incrementano l'effetto delle azioni variabili (producono cioè effetti sfavorevoli) devono essere rappresentate dai loro valori di progetto superiori e quelle che diminuiscono l'effetto delle azioni variabili (producono cioè effetti favorevoli) dai loro valori di progetto inferiori [vedere 2.2.2.4(3)].

(2) Qualora i risultati di una verifica possano essere molto sensibili alle variazioni dell'intensità di una singola azione permanente da punto a punto della struttura, questa azione deve essere trattata come formata separatamente dalle parti sfavorevole e favorevole. Ciò si applica in particolare alla verifica dell'equilibrio statico: vedere 2.3.2.4.

(3) Quando una singola azione permanente è trattata come formata separatamente dalle parti sfavorevole e favorevole, la relazione fra queste parti potrà essere considerata adottando valori di progetto speciali [vedere 2.3.3.1(3) per le strutture degli edifici].

P(4) Fatta eccezione per i casi menzionati in (2), ciascuna azione permanente deve essere integralmente rappresentata sulla struttura attraverso il suo valore di progetto inferiore o quello superiore, comunque quello che dà l'effetto più sfavorevole.

P(5) Per travi continue e telai, gli stessi valori di progetto del peso proprio della struttura [valutati come indicato in 2.2.2.2(3)] possono essere applicati a tutte le campate ad eccezione dei casi che coinvolgono l'equilibrio statico delle mensole (vedere 2.3.2.4).

2.3.2.4. Verifica dell'equilibrio statico

(1) Per la verifica dell'equilibrio statico, le azioni instabilizzanti (sfavorevoli) devono essere rappresentate dai valori di progetto superiori e le azioni stabilizzanti (favorevoli) dai valori di progetto inferiori [vedere 2.3.2.1(1)].

(2) Per gli effetti stabilizzanti si devono includere nelle relative combinazioni solo quelle azioni che si possono ragionevolmente assumere siano presenti nella situazione considerata.

P(3) Le azioni variabili devono essere applicate quando esse accentuano gli effetti instabilizzanti, ma omesse dove aumentano gli effetti stabilizzanti.

P(4) Deve essere considerata l'eventualità che elementi non strutturali possano essere omessi o rimossi.

(5) Le azioni permanenti devono essere rappresentate attraverso appropriati valori di progetto, dipendenti dal fatto che gli effetti instabilizzanti e stabilizzanti risultino da:
- le parti sfavorevole e favorevole di una singola azione permanente: vedere il successivo (9); e/o:
- differenti azioni permanenti: vedere il successivo (10).

P(6) I pesi propri degli elementi strutturali (o non-strutturali) non omogenei costituiti da materiali costruttivi differenti devono essere trattati come differenti azioni permanenti.

P(7) Il peso proprio di una struttura omogenea deve essere trattato come una singola azione permanente formata separatamente delle parti sfavorevole e favorevole.

P(8) I pesi propri di parti sostanzialmente similari di una struttura (o di elementi non strutturali sostanzialmente uniformi) possono essere trattati come parti separate, sfavorevole e favorevole, di una singola azione permanente.

(9) Per le strutture di edifici, gli speciali coefficienti parziali di sicurezza indicati in 2.3.3.1(3) si applicano alle parti sfavorevole e favorevole di una singola azione permanente, come descritto in 2.3.2.3(2).

(10) Per le strutture di edifici i normali coefficienti parziali di sicurezza dati in 2.3.3.1(1) si applicano alle azioni permanenti diverse da quelle indicate in (9).

P(11) Per azioni permanenti definite con precisione o rigorosamente controllate si potranno adottare nelle altre parti dell'Eurocodice 3 rapporti inferiori dei coefficienti parziali di sicurezza.

(12) Quando l'incertezza sul valore di una dimensione geometrica influenza significativamente la verifica dell'equilibrio statico, questa dimensione deve essere utilizzata nella verifica con il valore più sfavorevole che essa può ragionevolmente raggiungere.

2.3.3. Coefficienti parziali di sicurezza per gli stati limite ultimi

2.3.3.1. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sulle strutture di edifici

(1) I coefficienti parziali di sicurezza per le situazioni di progetto persistenti e per i carichi transitori sono dati nel prospetto 2.2.

Prospetto 2.2 - Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sulle strutture di edifici per situazioni di progetto persistenti e transitorie

	Azioni permanenti (γ_G)	Azioni variabili (γ_Q)	
		Una con il suo valore caratteristico	Le altre con i loro valori di combinazione
Effetto favorevole $\gamma_{F,inf}$	| 1,0 *) |	--**)	--**)
Effetto sfavorevole $\gamma_{F,sup}$	| 1,35 |	| 1,5 |	| 1,5 |
*) Vedere inoltre 2.3.3.1(3). **) Vedere Eurocodice 1; nei casi normali per le strutture degli edifici $\gamma_{Q,inf} = 0$.			

Nota: Il NAD italiano relativo all'Eurocodice 3 (Sezione III della Parte seconda del D.M. 9/1/96) prescrive:

Per le applicazioni della norma UNI ENV 1993-1-1 (indicata nel seguito con la sigla EC3) i valori delle azioni da considerare nel calcolo e le loro combinazioni devono essere conformi alle prescrizioni dei punti 2. e 7. della Parte Generale del presente decreto.

Nel punto 7, innanzi citato, è imposto espressamente il valore γ_G=1,4 che quindi deve essere utilizzato in Italia per l'effetto sfavorevole di azioni permanenti, al posto del valore γ_G=1,35.

(2) Per le situazioni di progetto accidentali alle quali si applica l'equazione [2.10] i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni variabili sono uguali a | 1,0 |

(3) Qualora, in accordo con 2.3.2.3(2), una singola azione permanente necessita di essere considerata come formata dalle parti sfavorevole e favorevole, la parte favorevole può, in alternativa, essere moltiplicata per:

$\gamma_{G,inf}$ = | 1,1 |

e la parte sfavorevole per:

$\gamma_{G,sup}$ = | 1,35 |

a condizione che applicando $\gamma_{G,inf}$ = | 1,0 | ad entrambe le parti favorevole e sfavorevole non si ottengano effetti più sfavorevoli.

Nota: in base a quanto detto nella nota precedente, anche questo valore 1,35 deve essere sostituito da 1,4.

P(4) Quando le componenti di un effetto vettoriale possono variare indipendentemente, le componenti favorevoli (per esempio la forza longitudinale) devono essere moltiplicate per un fattore riduttivo:
ψ_{vec} = | 0,8 |

P(5) Adottando i valori di γ dati nel prospetto 2.2, per le strutture di edifici l'equazione [2.9] può essere sostituita da:
- considerando solo l'azione variabile più sfavorevole:
$$\sum_j \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + \gamma_{q,1}\, Q_{k,1} \qquad [2.11]$$
- considerando tutte le azioni variabili sfavorevoli:
$$\sum_j \gamma_{G,j}\, G_{k,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1} \psi_{Q,1}\, Q_{k,i} \qquad [2.12]$$

Si adotterà l'equazione che fornisce il valore maggiore.

2.3.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze

(1) I coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono dati nelle relative prescrizioni riportate nei punti 5 e 6.

(2) Qualora le proprietà strutturali siano determinate attraverso prove, si rimanda a quanto riportato nel punto 8.

(3) Per le verifiche a fatica vedere punto 9.

2.3.4. Stati limite di servizio

(1) Si deve verificare che:
$E_d \leq C_d$ oppure $E_d \leq R_d$ [2.13]
dove:
C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà di progetto dei materiali relative all'effetto di progetto delle azioni considerate;
E_d è l'effetto di progetto delle azioni, determinato sulla base di una delle combinazioni definite nel seguito
La combinazione richiesta è identificata nella prescrizione specifica per ciascuna verifica di funzionalità: vedere 4.2.1(4) e 4.3.1(4).

(2) Per gli stati limite di servizio si definiscono tre combinazioni di azioni attraverso le seguenti equazioni.

Combinazione non frequente:
$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,i} + \sum_{i>1} \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \qquad [2.14]$$

Combinazione frequente:
$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1}\, Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad [2.15]$$

Combinazione quasi permanente:
$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \qquad [2.16]$$

dove le notazioni sono definite in 2.3.2.2(2).

(3) Qualora nelle prescrizioni pertinenti che trattano gli stati limite di servizio siano date regole semplificate di conformità, non sono richiesti calcoli dettagliati usando le combinazioni delle azioni.

(4) Nel caso in cui nel progetto si verifichi la conformità agli stati limite di servizio mediante calcoli dettagliati, per le strutture degli edifici si possono adottare equazioni semplificate.

P(5) Per le strutture degli edifici la combinazione non frequente può essere semplificata usando le equazioni seguenti, che possono essere anche usate in sostituzione per la combinazione frequente:
- considerando solo l'azione variabile più sfavorevole:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} \qquad [2.17]$$

– considerando tutte le azioni variabili sfavorevoli:

$$\sum_j G_{k,j} + 0{,}9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \qquad [2.18]$$

Si adotterà l'equazione che fornisce il valore maggiore.

(6) I valori di γ_M saranno presi uguali ad 1,0 per tutti gli stati limite di servizio, eccetto dove diversamente indicato nelle prescrizioni particolari.

2.4. Durabilità

(1) Allo scopo di garantire una adeguata durata della struttura occorre prendere in considerazione i seguenti fattori fra loro interconnessi:
- l'impiego della struttura;
- i requisiti di prestazione
- le condizioni ambientali previste;
- la composizione, proprietà e prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi ed i dettagli costruttivi;
- la qualità delle lavorazioni e l'entità dei controlli;
- le misure protettive particolari;
- la manutenzione probabile durante la vita prevista.

(2) Le condizioni ambientali interne ed esterne devono essere stimate durante la fase di progetto per valutare il loro effetto in relazione alla durata e per predisporre adeguati provvedimenti da adottare per la protezione dei materiali.

Nota: il NAD italiano aggiunge il seguente comma:

(3) Devono essere prese accurate precauzioni per evitare gli effetti della corrosione. In assenza di specifiche misure si applicano le cautele di cui al punto 7.1.1. (Spessori limite) della Parte Seconda del presente decreto ministeriale.

Il NAD italiano richiama inoltre l'attenzione degli utilizzatori di EC3 sugli spessori minimi (4 mm) per le strutture saldate [punto 6.6.1. comma (2) capoverso 3 di EC3].

2.5. Resistenza al fuoco

(1) Per la resistenza al fuoco vedere la ENV 1993-1-2 Eurocodice 3: Parte 1.2 (in preparazione).

3. Materiali

3.1. Generalità

(1) Le proprietà dei materiali specificate in questo punto sono quelle richieste per l'elaborazione del progetto.

(2) Altre proprietà sono indicate nelle rispettive "Norme di riferimento" definite nell'appendice B.

3.2. Acciaio strutturale

Nota: Per il NAD italiano, il punto 3.2.1(1) e il punto 3.2.2.1 sono sostituiti da tutto quanto contenuto nei paragrafi:
- *2.0. Generalità;*
- *2.1. Acciaio laminato;*
- *2.2. Acciaio per getti;*
- *2.3. Acciaio per strutture saldate,*

della Parte Seconda del D.M. 9/1/96.

3.2.1. Scopo

(1) Questa parte 1-1 dell'Eurocodice 3 si riferisce alla progettazione di strutture fabbricate con acciaio conforme alla "Norma di riferimento" 1: vedere l'appendice B.

(2) II presente codice può essere anche impiegato per altri acciai strutturali purché esistano dati adeguati per giustificare l'applicabilità delle relative regole di progettazione a fabbricazione. Le procedure per la esecuzione a valutazione delle prove devono essere conformi ai punti 2 e 8 di questa parte 1-1 ed i requisiti per le prove devono corrispondere con quelli richiesti dalla "Norma di riferimento" 1.

(3) Per acciai ad alta resistenza si rimanda all'appendice D (in preparazione).

3.2.2. Proprietà dei materiali per acciaio laminato a caldo

3.2.2.1. Valori nominali

(1) I valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per acciai laminati a caldo sono dati nel prospetto 3.1 per acciai di classe Fe 360, Fe 430 e Fe 510 in accordo con la EN 10025 e per acciai di classe Fe E 275 e Fe E 355 in accordo con il prEN 10113.

Prospetto 3.1 - Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per acciai strutturali conformi alla EN 10025 o prEN 10113

Tipo nominale di acciaio	Spessore t mm *)			
	$t \le 40$ mm		40 mm < $t \le 100$ mm **)	
	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)	f_y (N/mm^2)	f_u (N/mm^2)
EN 10025:				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	335	490
prEN 10113:				
Fe E 275	275	390	255	370
Fe E 355	355	490	335	470

*) t è lo spessore nominale dell'elemento.
**) 63 mm per piastre ed altri prodotti piatti in acciaio alle condizioni di consegna da TM a prEN 10113-3.

(2) I valori nominali del prospetto 3.1 possono essere adottati nei calcoli quali valori caratteristici.

(3) In alternativa, per un intervallo più ampio di spessori, si possono impiegare i valori nominali specificati nella EN 10025 e prEN 10113.

(4) Valori simili possono essere adottati per profilati cavi lavorati a caldo.

(5) Per acciai ad alta resistenza si rimanda all'appendice D (in preparazione).

3.2.2.2. Analisi plastica

(1) L'analisi plastica (vedere 5.2.1.4) può essere usata nell'analisi globale della struttura o dei suoi elementi a condizione che l'acciaio soddisfi i seguenti ulteriori requisiti:
- il rapporto fra la resistenza minima a rottura per trazione specificata f_u e la resistenza minima di snervamento specificata f_y soddisfi la condizione:
  $f_u / f_y \geq 1{,}2$
- l'allungamento a rottura nel caso di lunghezza fra i riferimenti di $5{,}65\sqrt{A_0}$ (dove A_0 è l'area della sezione trasversale originaria) non sia minore del 15%;
- il diagramma tensioni-deformazioni mostri che la deformazione a rottura ε_u corrispondente alla resistenza a rottura per trazione f_u sia almeno 20 volte la deformazione a snervamento ε_y corrispondente alla resistenza di snervamento f_y.

(2) Gli acciai delle classi elencate nel prospetto 3.1 possono soddisfare questi requisiti.

3.2.2.3. Tenacità

(1) Il materiale deve avere sufficiente tenacità per evitare rottura fragile alla minima temperatura di servizio che si prevede possa verificarsi durante la vita prevista della struttura.

P(2) Nei casi normali di membrature saldate o non saldate di strutture per edifici soggetti a carichi statici o di fatica (con l'esclusione di urti) non sono necessarie ulteriori verifiche nei riguardi della rottura fragile qualora siano soddisfatte le condizioni indicate nel prospetto 3.2.

P(3) Per acciai ad alta resistenza si rimanda all'appendice D (in preparazione).

P(4) Per tutti gli altri casi si deve fare riferimento all'appendice C.

Prospetto 3.2 - Spessori massimi per elementi strutturali caricati staticamente che non richiedono riferimento all'appendice C

Tipo di acciaio e grado	Massimo spessore (mm) per temperatura minima di servizio di					
	0 °C		-10 °C		-20 °C	
Condizione di servizio	S1	S2	S1	S2	S1	S2
EN 10025[1]:						
Fe 360 B	150	41	108	30	74	22
Fe 360 C	250	110	250	75	187	53
Fe 360 D	250	250	250	212	250	150
Fe 430 B	90	26	63	19	45	14
Fe 430 C	250	63	150	45	123	33
Fe 430 D	250	150	250	127	250	84
Fe 510 B	40	12	29	9	21	6
Fe 510 C	106	29	73	21	52	16
Fe 510 D	250	73	177	52	150	38
Fe 510 DD [2]	250	128	250	85	250	59
prEN 10113[3]						
Fe E 275 KG[4]	250	250	250	192	250	150
Fe E 275 KT	250	250	250	250	250	250
Fe E 355 KG[4]	250	128	250	85	250	59
Fe E 355 KT	250	250	250	250	250	150

Condizioni di servizio[5]: S1 In alternativa: S2 Saldati, in trazione.
- non saldati, oppure
- in compressione.

In entrambi i casi,questo prospetto suppone la velocità di carico R1 e le conseguenze della condizione di collasso C2, vedere l'appendice C.

Note del prospetto 3.2
(1) Per le sezioni laminate oltre 100 mm di spessore deve essere concordato il valore minimo di energia Charpy con intaglio a V specificato nella EN 10025. Per spessori fino a 150 mm si richiede un valore di 27 J alla temperatura di prova specificata e di 23 J per spessori oltre 150 mm fino a 250 mm.
(2) Per l'acciaio di tipo Fe 510 DD secondo la EN 10025, il valore minimo di energia Charpy con intaglio a V specificato è di 40 J a –20 °C. Le entrate in questa riga suppongono un valore equivalente di 27 J a –30 °C.
(3) Per acciai alle condizioni di consegna da N a prEN 10113-2, con spessore maggiore di 150 mm e per acciai alle condizioni di consegna da TM a prEN 10113-3, con spessore superiore a 150 mm per prodotti lunghi e superiore a 63 mm per prodotti piatti, la minima energia di Charpy per intagli a V, specificata in prEN 10113, è soggetta ad un accordo. Per spessori fino a 150 mm, viene richiesto un valore minimo di 27 J e di 23 J per spessori da 150 mm a 250 mm. La temperatura di controllo deve essere di –30 °C per acciaio della qualità KG e di –50 °C per acciaio della qualità KT.
(4) Per acciai delle qualità KG a prEN 10113, i valori minimi specificati per l'energia di Charpy per intagli a V scendono a 40 J a –20 °C. Le entrate in questa riga suppongono un valore equivalente di 27 J a –30 °C.
(5) Per i dettagli completi delle condizioni di servizio si rimanda all'appendice C.

Nota: con riferimento a questo punto, il NAD italiano aggiunge:

La tabella 3.2. di EC3 si riferisce agli spessori massimi impiegabili quando il controllo della tenacità è ef-fettuato mediante le prove di resilienza Charpy V specificate nelle note a margine della tabella stessa. Si possono impiegare spessori maggiori soltanto ricorrendo alle verifiche di tenacità prescritte al punto 3.2.2.3.

La tabella 3.2. di EC3 è ricavata per particolari strutturali mediamente impegnati ed importanti (condi-zioni S1, S2, R1 e C2); per altri casi si deve fare riferimento all'Annesso C. Ad esempio per particolari strut-turali impegnati severamente (per stati di sforzo pluriassiali o deformazioni plastiche importanti) si deve fare riferimento alle condizioni di servizio S3.

Comunque, in relazione al disposto del punto 2.3.2. della Parte Seconda del presente decreto, l'impiego degli acciai di grado B in condizioni di servizio S2 (tabella 3.2. di EC3) è escluso per temperature di servizio inferiori a -10°C.

In relazione al disposto del punto 2.3.2. della Parte Seconda del presente decreto per tutti i gradi di ac-ciaio, nelle condizioni di servizio S2, con temperatura di servizio inferiore di oltre 30°C rispetto a quella per cui è garantita la resilienza di 27 J [-10°C per grado B, -30°C per grado C e -50°C per grado D], non è con-sentito l'impiego di spessori superiori a 10 mm.

3.2.3. Proprietà dei materiali per acciaio profilato a freddo

(1) I valori nominali della resistenza allo snervamento e della resistenza a rottura per trazione (da adottare quali valori caratteristici nei calcoli) per acciaio profilati a freddo sono specificati nella ENV 1993-1-3 Eurocodice 3: parte 1.3 (in preparazione).

(2) La resistenza media allo snervamento di sezioni strutturali cave lavorate a freddo deve essere determinata come specificato nella fig. 5.5.2.

3.2.4. Dimensioni, massa e tolleranze

(1) Le dimensioni e massa di tutti i profilati, lamiere e sezioni strutturali cave, nonché le rispettive tolleranze dimensionali e di massa, devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 2: vedere l'appendice B.

3.2.5. Valori di calcolo dei coefficienti del materiale

(1) I coefficienti del materiale da adottare nei calcoli per gli acciai considerati da questo Eurocodice devono essere i seguenti:

- modulo di elasticità $E = 210000$ N/mm^2
- modulo di elasticità trasversale $G = E/2(1+\nu)$ N
- coefficiente di Poisson $\nu = 0{,}3$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ per °C
- densità $\rho = 7850$ kg/m^3

3.3. Elementi di giunzione

3.3.1. Generalità

(1) I dispositivi di giunzione devono essere adatti all'impiego al quale sono destinati.

P(2) I dispositivi idonei di giunzione includono bulloni, elementi di giunzione ad attrito, chiodi e saldature, ciascuno conforme alla "Norma di riferimento" pertinente: vedere l'appendice B.

3.3.2. Bulloni, dadi e rosette

3.3.2.1. Generalità

(1) Bulloni, dadi e rosette devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 3: vedere all'appendice B.

(2) Bulloni di classe minore di 4.6 o maggiore di 10.9 non devono essere utilizzati se non viene fatta dimostrazione, per via sperimentale, della loro accettabilità per una particolare applicazione.

(3) I valori nominali della resistenza di snervamento f_{yb} e della resistenza a rottura per trazione f_{ub} (da impiegarsi quali valori caratteristici nei calcoli) sono dati nel prospetto 3.3.

Prospetto 3.3 - Valori nominali della resistenza allo snervamento f_{yb} e della resistenza a rottura per trazione f_{ub} per i bulloni

Classe del bullone	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm^2)	240	320	300	400	480	680	900
f_{ub} (N/mm^2)	400	400	500	500	600	800	1000

3.3.2.2. Bulloni precaricati

(1) Bulloni ad alta resistenza possono essere usati come bulloni precaricati con coppia di serraggio controllata qualora essi siano conformi ai requisiti per bulloni precaricati della "Norma di riferimento" 3.

(2) Altri tipi idonei di bulloni ad alta resistenza possono essere anche usati quali bulloni precaricati con coppia di serraggio controllata qualora ciò sia concordato fra il cliente, il progettista e le competenti autorità.

3.3.3. Altri tipi di dispositivi di collegamento precaricati

(1) Altri tipi idonei di dispositivi di collegamento ad alta resistenza (quali i bulloni ad alta resistenza forgiati) possono essere anche usati come dispositivi di collegamento precaricati qualora ciò venga concordato fra il cliente, il progettista e le competenti autorità, alla condizione che essi abbiano caratteristiche meccaniche equivalenti a quelle richieste per i bulloni precaricati e siano idonei ad essere serrati in modo affidabile fino ad un appropriato precarico iniziale specificato

3.3.4. Chiodi

(1) Le caratteristiche meccaniche, dimensioni e tolleranze dei chiodi di acciaio devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 5: vedere l'appendice B.

3.3.5. Elettrodi

(1) Tutti gli elettrodi devono essere conformi alla "Norma di riferimento" 4: vedere l'appendice B.

(2) I valori specificati della resistenza allo snervamento, resistenza a rottura per trazione, allungamento a rottura ed il valore minimo di energia Charpy con intaglio a V del metallo di apporto devono essere uguali o migliori dei valori corrispondenti specificati per il tipo di acciaio da saldare.

4. Stati limite di servizio

Nota: L'Eurocodice 2 usa il termine "Stati limite di esercizio", che è del tutto equivalente.

4.1. Principi

(1) Gli stati limite di servizio per costruzioni di acciaio sono (vedere anche 2.2.1.1):
- deformazioni o spostamenti che compromettono l'aspetto esteriore o l'uso efficiente della struttura (includendo il malfunzionamento dei macchinari e dei servizi);
- vibrazioni, oscillazioni o spostamenti laterali che creano fastidio agli occupanti dell'edificio o danno ai suoi contenuti;
- danni alle finiture o agli elementi non strutturali a causa di deformazioni, spostamenti, vibrazioni, oscillazioni o spostamenti laterali.

(2) Per evitare di oltrepassare questi limiti è necessario limitare le deformazioni, spostamenti e vibrazioni.

P(3) Ad eccezione dei casi in cui valori limite specifici siano concordati fra il cliente, il progettista e le competenti Autorità. si devono applicare i valori limite assegnati in questo punto.

P(4) Qualora si adotti una analisi plastica globale per lo stato limite ultimo, si deve verificare l'eventualità che si abbia anche una ridistribuzione plastica delle forze e dei momenti allo stato limite di servizio. Ciò è consentito solo quando si potrà dimostrare che tale condizione non sarà ripetuta. Tale eventualità deve inoltre essere tenuta in conto nel calcolo delle deformazioni.

(5) Quando si impiegano bulloni precaricati nei collegamenti di categoria B [vedere 6.5.3.1(3)], i requisiti dati in 6.5.8 devono essere soddisfatti per la resistenza allo scorrimento allo stato limite di servizio

4.2. Controllo degli spostamenti

4.2.1. Requisiti

(1) Le strutture di acciaio ed i componenti devono essere dimensionati in modo tale che gli spostamenti rimangano nei limiti concordati fra il cliente, il progettista e le competenti autorità ed essere idonei all'uso ed all'occupazione previsti ed alla natura dei materiali che devono essere sostenuti.

P(2) I limiti raccomandati per gli spostamenti sono forniti in 4.2.2. In alcuni casi limiti più rigorosi (o eccezionalmente limiti meno rigorosi) risulteranno appropriati per adattarsi all'uso dell'edificio o alle caratteristiche dei materiali di rivestimento o per assicurare l'idonea operatività di ascensori, ecc.

P(3) I valori dati in 4.2.2 sono valori empirici. Essi sono da intendersi quali valori di confronto con i risultati dei calcoli e non devono essere interpretati come criteri di prestazione.

P(4) I valori di progetto dati in 2.3.4 per le combinazioni non frequenti devono essere usati in concomitanza con i valori limite indicati in 4.2.

P(5) Nel calcolo degli spostamenti si deve tenere in debito conto ogni effetto del secondo ordine, la rigidezza rotazionale di ogni nodo semirigido e la possibile presenza di deformazioni plastiche che intervengano allo stato limite di servizio.

Nota: il NAD italiano aggiunge il seguente comma:

(6) Qualora non vengano assunte particolari precauzioni progettuali e costruttive, la snellezza non deve superare i valori di cui al punto 5.1.4. della Parte Seconda del presente decreto.

4.2.2. Valori limite

P(1) I valori limite degli spostamenti verticali dati nel seguito sono illustrati facendo riferimento alla trave semplicemente appoggiata mostrata nella fig. 4.1, nella quale:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \qquad [4.1]$$

dove:

δ_{max} è la freccia nello stato finale riferita alla linea retta congiungente i supporti;

δ_0 è la pre-monta iniziale (controfreccia) della trave nella condizione scarica [stato (0)];

δ_1 è la variazione dell'inflessione della trave dovuta ai carichi permanenti immediatamente dopo l'applicazione dei carichi [stato (1)];

δ_2 è la variazione dell'inflessione della trave dovuta all'applicazione dei carichi variabili più eventuali deformazioni, variabili nel tempo, causate dai carichi permanenti [stato (2)].

(2) Per gli edifici, i limiti raccomandati per gli spostamenti verticali sono forniti nel prospetto 4.1, nel quale *L* è la luce della trave. Per le travi a mensola la lunghezza *L* da considerare è il doppio della lunghezza dello sbalzo della mensola.

Prospetto 4.1 - Valori limite raccomandati per gli spostamenti verticali

Condizioni	Limiti (vedere fig. 4.1)	
	δ_{max}	δ_2
Coperture in generale	*L*/200	*L*/250
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	*L*/250	*L*/300
Solai in generale	*L*/250	*L*/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	*L*/250	*L*/350
Solai che supportano colonne (a meno che lo spostamento sia stato incluso nella analisi globale per lo stato limite ultimo)	*L*/400	*L*/500
Dove δ_{max} può compromettere l'aspetto dell'edificio	*L*/250	--

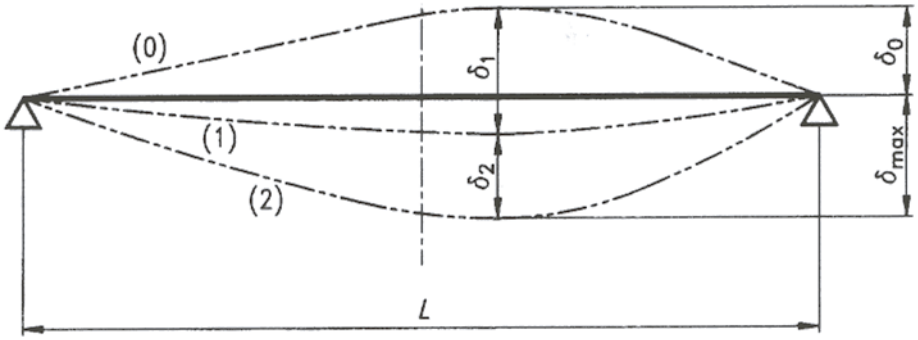

Fig. - 4.1 Inflessioni da prendere in considerazione

P(3) Per le travi di gru a cavalletto o vie di corsa, gli spostamenti orizzontali e verticali devono essere limitati in accordo all'uso ed alla classe dell'apparecchio di sollevamento.

P(4) Per gli edifici, i limiti raccomandati per gli spostamenti laterali alle sommità del1e colonne sono:

- telai a portale senza carriponte: *h*/150
- altri edifici monopiano: *h*/300
- in un edificio multipiano:
  in ciascun piano: *h*/300
  sulla struttura come insieme: h_0/500

  dove:
  h è l'altezza della colonna o del piano;
  h_0 è l'altezza complessiva della struttura.

4.2.3. Ristagno dell'acqua piovana

(1) Per assicurare il corretto drenaggio dell'acqua piovana da una copertura piana o pressoché piana, per tutte le coperture aventi pendenza minore del 5%, nel progetto si deve verificare che l'acqua piovana non possa accumularsi. Questa verifica deve tenere in considerazione

possibili imprecisioni di costruzione e cedimenti delle fondazioni, inflessioni dei materiali di copertura, inflessioni delle membrature strutturali e gli effetti delle pre-monte. Ciò si applica pure ai solai dei parcheggi auto ed altre costruzioni aventi aperture sui lati.

(2) La pre-monta delle travi può ridurre la probabilità di accumulo dell'acqua piovana a condizione che gli scarichi dell'acqua piovana siano localizzati in modo appropriato.

(3) Qualora la pendenza della copertura sia minore del 3%, si devono predisporre calcoli addizionali per verificare che non si possa avere collasso a causa del peso dell'acqua:
- accumulata in pozze che possono formarsi a causa della inflessione delle membrature strutturali o del materiale di copertura;
- oppure trattenuta dalla neve.

4.3. Effetti dinamici

4.3.1. Requisiti

(1) Nel progetto bisogna prendere idonei provvedimenti riguardo agli effetti di carichi imposti che possono produrre urti, vibrazioni, ecc.

P(2) Gli effetti dinamici da considerare allo stato limite di servizio sono le vibrazioni causate dai macchinari e le oscillazioni prodotte dalla risonanza armonica.

P(3) Le frequenze proprie delle strutture o parti di strutture devono essere sufficientemente differenti da quelle della sorgente di eccitazione in modo da evitare risonanza.

P(4) I valori di progetto dati in 2.3.4 per le combinazioni frequenti devono essere impiegati in concomitanza con i valori limite assegnati in 4.3.

4.3.2. Strutture aperte al pubblico

(1) Le oscillazioni e le vibrazioni delle strutture destinate al passaggio del pubblico devono essere limitate in modo da evitare fastidio agli utenti.

P(2) Nel caso di pavimenti praticati regolarmente da persone, come per esempio i pavimenti di abitazioni, uffici e similari, la frequenza naturale più bassa per la struttura del solaio non deve essere minore di 3 cicli/s. Questa condizione sarà soddisfatta quando l'inflessione totale istantanea $\delta_1 + \delta_2$ (definita come indicato in 4.2.2 ma calcolata usando la combinazione frequente) è minore di 28 mm. Questi limiti possono essere ridotti qualora ciò sia giustificato da valori elevati dello smorzamento.

P(3) Quando trattasi di un pavimento sul quale si salta o si balla in modo ritmico, come per esempio i pavimenti delle palestre o delle sale da ballo, la frequenza naturale più bassa non deve essere minore di 5 cicli/s. Questa condizione sarà soddisfatta se l'inflessione calcolata come indicato precedentemente non sia maggiore di 10 mm.

P(4) Se necessario si potrà effettuare una analisi dinamica per accertare che le accelerazioni e le frequenze che si dovrebbero produrre non siano tali da creare fastidi significativi agli utenti o danni alle attrezzature.

4.3.3. Oscillazioni eccitate dal vento

(1) Strutture di flessibilità non comune, quali per esempio edifici alti molto snelli o coperture molto ampie, ed elementi eccezionalmente flessibili, quali i tiranti leggeri, devono essere esaminati sotto l'aspetto dei carichi dinamici di vento, sia per le vibrazioni nel piano, sia anche per le vibrazioni perpendicolari alla direzione del vento.

P(2) Tali strutture devono essere esaminate per:
- le vibrazioni indotte dalle raffiche;
- le vibrazioni indotte dai vortici.

P(3) Vedere pure l'ENV 1991 Eurocodice 1.