

Vincenzo Nunziata



Dario Flaccovio Editore

Teoria e pratica delle strutture in acciaio

Terza edizione ampliata e aggiornata
agli Eurocodici strutturali e al D.M. 14/01/08



- Progettazione agli stati limite, collegamenti ✓
- Travature reticolari e controventi ✓
- Travi, travi composte a parete piena, travi acciaio-calcestruzzo ✓
- Elementi tesi e compressi, edifici in acciaio in zona sismica ✓

VINCENZO NUNZIATA

Teoria e pratica delle strutture in acciaio



Dario Flaccovio Editore

*A mia madre, fiore delicato e gentile,
a cui tutto devo e il cui ricordo
rimarrà per sempre nella mia vita.*

Vincenzo Nunziata

TEORIA E PRATICA DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

ISBN 978-88-579-0065-0

© 2011 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. – tel. 0916700686 – fax 091525738

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Terza edizione: gennaio 2011

Nunziata, Vincenzo <1961>

Teoria e pratica delle strutture in acciaio / Vincenzo Nunziata. - 3. ed. -

Palermo : D. Flaccovio, 2011.

ISBN 978-88-579-0065-0

1. Strutture in acciaio – Progettazione.

624.1821 CDD-22

SBN Pal0231569

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Officine Grafiche Riunite, Palermo, gennaio 2011

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.



SERVIZI GRATUITI ON LINE

Questo libro dispone dei seguenti servizi gratuiti disponibili on line:

- le risposte degli autori a quesiti precedenti
- eventuali aggiornamenti e/o errata corrige

L'indirizzo per accedere ai servizi è: www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF0065

INDICE

<i>Prefazione alla terza edizione</i>	pag. XIII
<i>Prefazione alla seconda edizione</i>	» XIV
<i>Prefazione alla prima edizione</i>	» XV

1. MATERIALI

1.1. Proprietà	» 1
1.2. Considerazioni progettuali	» 4
1.2.1. Fatica	» 5
1.2.2. Rottura fragile	» 5
1.2.3. Protezione al fuoco	» 6
1.2.4. Protezione contro la corrosione	» 10
1.3. Sezioni	» 12
1.3.1. Profilati	» 12
1.3.2. Sezioni composte	» 13
1.3.3. Sezioni costruite	» 14
1.3.4. Profilati formati a freddo	» 15
1.4. Classificazione delle sezioni trasversali	» 15
1.5. Proprietà delle sezioni	» 16
1.6. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite	» 21

2. PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

2.1. Principi generali	» 23
2.2. Definizione degli stati limite	» 23
2.3. Analisi strutturale	» 24
2.4. Azioni di calcolo e loro combinazioni	» 25
2.4.1. Carichi di esercizio (o di progetto)	» 26
2.4.2. Azioni di calcolo	» 27
2.5. Calcolo delle sollecitazioni	» 29
2.6. Resistenza di calcolo	» 30
2.7. Stati limite di servizio	» 31
2.8. Stati limite ultimi	» 33
2.8.1. Resistenza delle sezioni trasversali	» 34
2.8.1.1. Verifiche	» 34
2.9. Confronto tra alcune normative	» 48

3. COLLEGAMENTI	
3.1. Generalità	» 61
3.2. Unioni bullonate	» 61
3.2.1. Tecnologie delle unioni bullonate	» 61
3.2.1.1. Gioco foro-bullone: interassi e distanze	» 65
3.2.2. Resistenza delle unioni bullonate	» 68
3.2.2.1. Unioni a taglio	» 70
3.2.2.1.1. Verifica di resistenza a tensioni nominali nelle unioni a taglio	» 72
3.2.2.1.2. Unioni a taglio sollecitate da forze eccentriche	» 78
3.2.2.2. Unione a trazione	» 85
3.2.2.2.1. Verifiche di resistenza e tensioni nominali nelle unioni a trazioni	» 88
3.2.2.2.2. Unioni a trazione sollecitate da forze eccentriche	» 89
3.2.2.3. Unioni a trazione e taglio	» 94
3.2.3. Bullonature correnti.....	» 97
3.2.3.1. Unione dei cantonali all'anima e alle piattabande.....	» 98
3.2.3.1.1. Unione dei cantonali all'anima	» 98
3.2.3.1.2. Unione delle piattabande ai cantonali	» 100
3.2.3.2. Interruzione dei cantonali	» 104
3.2.3.3. Interruzioni delle piattabande	» 106
3.2.3.4. Interruzione dell'anima	» 107
3.2.3.4.1. Interruzioni trasversali	» 107
3.2.3.4.2. Interruzioni longitudinali	» 108
3.3. Unioni saldate	» 112
3.3.1. Generalità	» 112
3.3.2. Procedimenti di saldatura	» 113
3.3.2.1. Taglio termico	» 120
3.3.3. Difetti e controlli di qualità delle saldature.....	» 121
3.3.4. Classificazione delle saldature	» 124
3.3.5. Verifiche di resistenza	» 127
3.3.5.1. Giunti a completa penetrazione	» 128
3.3.5.2. Giunti a cordoni d'angolo	» 129
3.3.5.2.1. Introduzione	» 129
3.3.5.2.2. Metodi di verifica	» 135
3.3.5.2.2.1. Metodo previsto dalle norme CNR 10011, D.M. 16/01/96	» 135
3.3.5.2.2.2. Metodi previsti dall'EC3	» 137
3.3.5.2.3. Giunti sollecitati da carichi eccentrici	» 138
3.3.5.2.3.1. Giunto sollecitato a torsione e taglio	» 138
3.3.5.2.3.2. Giunto sollecitato a flessione e taglio	» 142
3.3.5.2.4. Le saldature correnti	» 161
3.4. Giunti	» 169

3.4.1. Generalità	»	169
3.4.1.1. Classificazione secondo la rigidezza	»	169
3.4.1.2. Classificazione secondo la resistenza	»	171
3.4.2. Progetto	»	172
3.4.2.1. Collegamento trave-trave semplice	»	173
3.4.2.1.1. Impiego di solo bulloni	»	173
3.4.2.1.2. Impiego della saldatura	»	179
3.4.2.2. Collegamento trave-trave continua	»	18
3.4.2.2.1. Impiego di solo bulloni	»	182
3.4.2.2.2. Impiego della saldatura	»	186
3.4.2.3. Collegamento trave-colonna a due vie	»	188
3.4.2.3.1. Impiego di solo bulloni	»	188
3.4.2.3.2. Impiego della saldatura	»	189
3.4.2.4. Collegamento trave-colonna a tre vie	»	192
3.4.2.4.1. Impiego di solo bulloni	»	192
3.4.2.4.2. Impiego della saldatura	»	193
3.4.2.5. Collegamento trave-colonna a quattro vie	»	195
3.4.2.5.1. Impiego di solo bulloni	»	196
3.4.2.5.2. Impiego della saldatura	»	196
3.4.2.6. Collegamento trave-trave	»	199
3.4.2.6.1. Collegamento trave-trave impiego delle saldature	»	204
3.4.2.7. Collegamento colonna-colonna	»	204
3.4.2.7.1. Collegamento colonna-colonna con colonna non rastremata	»	204
3.4.2.7.2. Collegamento colonna-colonna con colonna rastremata	»	205
3.4.2.8. Collegamento colonna-fondazione	»	207
4. TRAVATURE RETICOLARI E CONTROVENTI		
4.1. Generalità	»	235
4.2. Tipi di travature reticolari	»	236
4.3. Analisi delle travature reticolari	»	237
4.3.1. Travature staticamente determinate	»	237
4.3.2. Metodi di calcolo	»	238
4.3.2.1. Metodo di Ritter	»	239
4.3.2.2. Uguaglianza delle componenti verticali	»	240
4.3.3. Travature con aste caricate	»	241
4.4. Collegamenti nelle travature reticolari	»	248
4.4.1. Tipi di collegamenti	»	248
4.5. Progetto delle travature reticolari	»	250
4.5.1. Generalità	»	250
4.5.2. Aste compresse	»	250

4.5.2.1. Membrature calastrellate compresse	»	253
4.5.3. Aste tese	»	255
4.6. Arcarecci	»	276
4.7. Controventi	»	278
4.7.1. Generalità	»	278
4.7.2. Le controventature negli edifici multipiano	»	279
4.7.3. Le controventature nei capannoni industriali	»	281
4.7.3.1. Controventi di falda	»	282
4.7.3.1.1. Controventi trasversali	»	283
4.7.3.1.2. Controventi longitudinali	»	285
4.7.3.2. Controventi di parete	»	285
4.7.3.3. Elementi di baraccatura	»	287
4.8. Strutture a traliccio spaziale	»	294
4.8.1. Generalità	»	294
4.8.2. Grigliati piani	»	295
4.8.3. Gusci a semplice e doppia curvatura	»	296
5. TRAVI		
5.1. Generalità	»	297
5.2. Problemi di resistenza	»	297
5.2.1. Flessione	»	297
5.2.1.1. Analisi elastica della sezione	»	297
5.2.1.2. Analisi plastica della sezione	»	301
5.2.1.3. Verifiche di resistenza	»	305
5.2.2. Taglio	»	306
5.2.2.1. Teoria elastica	»	306
5.2.2.2. Teoria plastica	»	307
5.2.3. Flessione e taglio	»	309
5.2.3.1. Analisi elastica della sezione	»	309
5.2.3.2. Analisi plastica della sezione	»	309
5.3. Problemi di stabilità	»	310
5.3.1. Generalità	»	310
5.3.2. Stabilità laterale delle travi inflesse	»	311
5.3.2.1. Analisi del problema	»	311
5.3.2.2. Procedura di verifica	»	313
5.4. Problemi di deformabilità	»	316
5.5. Profili sottili	»	324
5.5.1. Inquadramento teorico	»	325
5.5.2. Verifica di resistenza	»	326
5.5.2.1. Verifica a flessione semplice	»	326

6. TRAVI COMPOSTE A PARETE PIENA

6.1. Generalità	»	339
6.2. Stabilità delle lastre piane irrigidite	»	339
6.2.1. Teoria lineare della stabilità delle lastre	»	340
6.2.2. Teoria della tensione diagonale	»	344
6.3. Osservazioni sui metodi di calcolo.....	»	350
6.4. Verifica dei pannelli d'anima	»	351
6.4.1. Verifica all'imbozzamento	»	351
6.4.2. Verifica per carichi concentrati	»	354
6.5. Irrigidimenti dell'anima	»	360
6.5.1. Generalità	»	360
6.5.2. Anima provvista solo di nervature trasversali.....	»	361
6.5.3. Anima provvista di nervature trasversali e di una o due nervature longitudinali.....	»	362
6.5.3.1. Verifica delle nervature longitudinali	»	363
6.5.3.2. Verifica delle nervature trasversali	»	365
6.5.4. Anima provvista di nervature trasversali e di più di due nervature longitudinali.....	»	365
6.5.4.1. Verifica delle nervature longitudinali	»	365
6.5.4.2. Verifica delle nervature trasversali	»	366
6.5.5. Nervature trasversali soggette a carichi concentrati	»	367
6.5.6. Regole pratiche di progettazione ed esecuzione	»	367

7. TRAVI COMPOSTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.1. Generalità	»	389
7.2. Criteri di calcolo	»	391
7.3. Calcolo della sezione	»	392
7.3.1. Flessione	»	396
7.3.2. Taglio	»	400
7.3.3. Flessione e taglio	»	401
7.4. Fenomeni lenti e loro effetti	»	401
7.4.1. Scorrimento viscoso nel conglomerato cementizio non armato	»	402
7.4.2. Ritiro del conglomerato cementizio non armato.....	»	406
7.4.3. Sintesi dei risultati ottenuti per lo scorrimento viscoso e per il ritiro dei conglomerati cementizi non armati	»	407
7.4.4. Scorrimento viscoso e ritiro nelle travi composte.....	»	408
7.4.5. Calcolo delle tensioni dovute ai fenomeni lenti nelle travi composte ..	»	411
7.4.5.1. Viscosità	»	411
7.4.5.2. Ritiro	»	412
7.5. Dispositivi di collegamento	»	413

7.5.1. Generalità e tipologia	»	413
7.5.2. Connettori a piolo muniti di testa	»	415
7.5.2.1. Analisi del meccanismo di rottura	»	416
7.5.2.2. Criteri di calcolo	»	417
7.5.2.3. Verifica dell'armatura trasversale	»	420
7.6. Sintesi dei risultati acquisiti	»	421
7.7. Regole pratiche di progettazione	»	423
8. ELEMENTI TESI		
8.1. Generalità	»	455
8.2. Verifica di resistenza delle aste tese	»	456
8.3. Fili e funi flessibili	»	459
8.3.1. Generalità	»	459
8.3.2. Fili e funi flessibili soggetti a carichi concentrati	»	460
8.3.3. Fili e funi flessibili soggetti a carichi distribuiti	»	471
9. ELEMENTI COMPRESSI		
9.1. Generalità	»	477
9.2. Analisi del fenomeno fisico del carico critico	»	478
9.3. Determinazione analitica del carico critico	»	479
9.5. Limiti di validità della formula di Eulero	»	492
9.4. Aste vincolate in diversi modi	»	482
9.6. Verifiche di stabilità	»	494
9.6.1. Aste semplici	»	494
9.6.2. Aste composte	»	502
9.6.2.1. Determinazione del carico critico tenendo conto dell'influenza del taglio	»	503
9.6.2.1.1. Aste tralicciate e calastrellate	»	506
9.6.2.2. Verifiche di stabilità di aste compresse composte	»	509
9.7. Verifiche di resistenza	»	513
10. EDIFICI IN ACCIAIO IN ZONA SISMICA		
10.1. Generalità	»	525
10.2. Richiami di sismologia	»	528
10.3. Terremoti	»	532
10.3.1. Classificazione dei terremoti	»	534
10.4. Principi di analisi dinamica	»	539
10.4.1. Introduzione	»	539
10.4.2. Oscillatore semplice	»	540

10.4.3. Spettri di risposta	»	546
10.4.4. Cenni di analisi modale	»	550
10.4.4.1. Modi naturali di oscillazione (autovettori)	»	555
10.4.4.2. Coefficiente di partecipazione	»	558
10.4.4.3. Comportamento dinamico di un telaio spaziale	»	560
10.5. Progettazione antisismica secondo l'Eurocodice 8 e le Norme tecniche per le costruzioni (NTC)	»	564
10.5.1. Valutazione dell'azione sismica	»	567
10.6. Progettare una struttura in acciaio in zona sismica	»	571
10.6.1. Strutture dissipative	»	574
10.6.1.1. Tipologie strutturali	»	574
10.6.1.2. Fattori di struttura	»	578
10.6.1.3. Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi ..	»	580
10.6.1.4. Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate	»	581
10.6.1.5. Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici	»	586
10.6.1.6. Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici	»	587
APPENDICE A		
Fattori di conversione di unità di misura	»	591
APPENDICE B		
Proprietà geometriche dei profilati in acciaio	»	593
APPENDICE C		
Proprietà geometriche dei profili sottili	»	599
APPENDICE D		
Nomogramma – Metodo grafico di valutazione della resistenza al fuoco di strutture in acciaio (basato su EN 1993-1-2 luglio 2005)	»	603
APPENDICE E		
Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse	»	621
APPENDICE F		
Classificazione dei profili	»	625
Bibliografia	»	635
Indice analitico	»	637

Prefazione alla terza edizione

Sono passati ormai 13 anni da quando, nel 1997, fu pubblicata la prima edizione del libro *Teoria e pratica delle strutture in acciaio*; nel 2000 fu pubblicata una seconda edizione dovuta essenzialmente all'aggiunta di un nuovo capitolo sulle travi composte acciaio-calcestruzzo senza modificare sostanzialmente il testo originale. Un poco velatamente il libro voleva marcare una differenza rispetto alla bibliografia esistente sull'argomento: un libro rigoroso nella trattazione scientifica, di semplice lettura e con continui riferimenti alle applicazioni reali. In questi 13 anni l'apprezzamento del mondo scientifico (il libro è diventato un testo di supporto in molti corsi universitari un po' in tutta Italia) e professionale (per molti studi professionali rappresenta il riferimento per la progettazione delle strutture in acciaio) è stato tanto, dimostrando che l'obiettivo che l'autore si era prefissato, trovando come unico appoggio l'Editore, era stato raggiunto. In 13 anni si sono avuti molti cambiamenti: sono cambiate le norme, si è passati infatti dal D.M. 16/01/1996 all'ultimo D.M. 14/01/2008 preceduto in un arco di tempo molto breve da varie ordinanze (3274/2003, 3316/2003, 3431/2005), decreti (D.M. 14/09/2005) ed eurocodici; sono cambiati i software di progettazione diventati sempre più evoluti; è cambiato il modo di progettare passando da metodi essenzialmente di natura statica a metodi di natura dinamica per la mutata sensibilità del mondo scientifico e non nei confronti dei terremoti; ecc. Ciò che non è cambiato molto è la scienza e la tecnica delle costruzioni e la buona regola d'arte nel costruire, cose queste che subiscono cambiamenti su archi temporali più lunghi, decenni o addirittura secoli, e non sono influenzate da tendenze del momento o spinte emotive dovute a tragici eventi.

Tutti questi cambiamenti, in special modo quelli normativi, hanno spinto l'autore a riscrivere quasi completamente il presente volume sull'acciaio: sono stati riveduti e ampliati tutti i capitoli, è stato inserito un nuovo capitolo sulla progettazione di edifici in acciaio in zona sismica dove sono stati introdotti argomenti come i terremoti, principi di dinamica delle strutture e di geofisica, sono stati rivisti tutti gli esercizi e le figure; il risultato finale è stato un testo completamente rivisto sulla progettazione delle strutture in acciaio, completo ed aggiornato.

Il libro si rivolge al mondo universitario e professionale, essendo due facce della stessa medaglia. Quelli che oggi sono studenti saranno i futuri professionisti di domani che dovranno applicare le regole di progettazione apprese nell'università alla realtà operativa, attraverso un ulteriore percorso formativo post-universitario che li condurrà alla padronanza dei metodi di calcolo e di progettazione esecutiva, ovvero della teoria e della pratica. Lo scopo finale del libro è proprio quello di accompagnare il lettore in questo "lungo" percorso.

Un ringraziamento particolare al valente ingegnere Salvatore D'Ambrosio che ha curato la stesura e la revisione finale del testo, ad esso va la profonda stima professionale e umana dell'autore.

Settembre, 2010

Vincenzo Nunziata

Prefazione alla seconda edizione

Questa seconda edizione nasce essenzialmente dall'esigenza di introdurre un nuovo capitolo che tratta le travi composte acciaio - calcestruzzo.

Tale esigenza è stata ritenuta necessaria perché nello spirito con cui è stato realizzato il libro che vuole essere un testo che affronta lo studio delle strutture in acciaio insieme alle tipologie e ai dettagli costruttivi, non poteva mancare un capitolo dedicato alle travi composte acciaio - calcestruzzo che risultano oggi così diffuse sia nelle grandi strutture (ponti e viadotti) che nelle piccole strutture (edifici civili e industriali).

L'argomento anche se concettualmente semplice risulta difficile da trattare in quanto non esiste un preciso e sicuro quadro normativo di riferimento, anche se la tendenza attuale a livello Europeo è quella di unificare le varie normative nazionali e internazionali che trattano lo stesso argomento, in particolare nel nostro caso le norme seguite sono state le CNR 10016/85 e le nuove CNR 10016/99 che più si avvicinano all'Eurocodice 4, laddove queste norme ci sono sembrate troppo complicate o pretestuose da applicare si sono introdotte delle semplificazioni (a vantaggio di sicurezza); tra l'altro tali semplificazioni previste da altre norme (10016/68 e 10016/72) ancora oggi applicate, con le quali si sono progettate e costruite la totalità delle strutture composte acciaio - calcestruzzo in Italia.

Il capitolo (il numero 7) che tratta le travi composte acciaio - calcestruzzo, è stato inserito per una questione di continuità dopo il capitolo 6 sulle travi composte a parete piena della precedente edizione, per cui i precedenti capitoli 7 e 8 sulle membrature tese e compresse diventano rispettivamente 8 e 9 nella presente edizione.

Febbraio 2000

Vincenzo Nunziata

Prefazione alla prima edizione

Questo volume vuole rendere omaggio ad un materiale nobile qual'è l'acciaio, che è stato ed è trascurato dalla bibliografia scientifica italiana.

Nella stesura di questo libro l'intento è stato quello di affiancare alla trattazione teorica (nei limiti delle conoscenze attualmente disponibili) esempi applicativi (nella maggioranza dei casi trattasi di pratiche applicazioni) che servissero meglio a chiarire i concetti esposti, cercando sommamente di seguire quella tradizione bibliografica italiana sull'esempio del prof. ing. Odone Belluzzi, che ci ha lasciato il suo fondamentale trattato sulla Scienza delle Costruzioni, che ritengo essere mio Maestro a cui va la mia eterna riconoscenza di ingegnere; tale tradizione in questi ultimi anni è stata un poco soppiantata da testi a carattere teorico matematico che poco hanno a che vedere con la professione dell'ingegnere dando poco o nessun contributo alla risoluzione dei problemi che si presentano durante l'attività.

Il testo tratta delle strutture in acciaio in genere, considerando le principali tipologie e metodi di calcolo.

Il recente aggiornamento della normativa con il D.M. 09/01/96 e successive circolari, ha previsto in via principale l'adozione del metodo di calcolo agli Stati Limite (S.L.) rimandando chi volesse adoperare il tradizionale metodo alle Tensioni Ammissibili (T.A.) al D.M. 14/02/92 prevedendo un graduale passaggio dei progettisti strutturali dal secondo al primo, la tendenza sia nazionale che estera è quella di sostituire completamente in un prossimo futuro il metodo alle T.A. con quello agli S.L.; nella presente trattazione è stato usato il metodo agli S.L. che offre alcuni vantaggi rispetto a quello alle T.A., le unità di misura usate sono quelle del sistema internazionale S.I.

Gli argomenti trattati in questo volume sono articolati in otto capitoli. Nei primi due capitoli vengono trattati rispettivamente il materiale e il metodo di progettazione agli stati limite. Il terzo capitolo tratta un'argomento importantissimo ossia i collegamenti bullonati e saldati, si è voluto dare un particolare rilievo a tale argomento (dimostrato anche dalla mole del capitolo stesso) in quanto nella maggioranza dei casi la buona riuscita di una struttura in acciaio dipende dalla esecuzione a regola d'arte dei collegamenti (essi molto spesso rappresentano causa di crollo). Nel quarto capitolo vengono trattate le travature reticolari e i controventi analizzando le varie tipologie con qualche cenno alle strutture spaziali. Il quinto e il sesto capitolo trattano rispettivamente le travi e le travi composte in quest'ultimo caso è posta particolare attenzione al problema della stabilità dell'anima delle travi inflesse e al calcolo delle nervature d'irrigidimento. Il settimo e l'ottavo capitolo trattano rispettivamente le aste tese e compresse con particolare riguardo nel primo caso all'analisi delle funi e nel secondo caso all'instabilità dei pilastri.

Si vuole ringraziare l'ing. Claudio Testera per i preziosi consigli sulla stesura e organizzazione del testo, l'editore Dario Flaccovio che ha curato con impegno la pregevole pubblicazione di questo volume.

Settembre 1997

Vincenzo Nunziata

1. MATERIALI

1.1. PROPRIETÀ

L'acciaio usato nelle costruzioni metalliche è una lega ferro-carbonio con percentuali di carbonio (C) indicativamente comprese tra 0,1% e 0,3% ($0,1\% < C < 0,3\%$) e di ferro (Fe) per circa il 98%.

Oltre al ferro e al carbonio, si rilevano anche altri elementi in modesta entità: alcuni già presenti allo stato naturale e non completamente eliminati nelle successive lavorazioni come fosforo (P) e zolfo (S), altri appositamente aggiunti per migliorare le caratteristiche fisico-meccaniche come manganese (Mn), silicio (Si), cromo (Cr), nichel (Ni).

In generale il carbonio aumenta le caratteristiche di resistenza, ma abbassa la duttilità e la saldabilità del materiale; leghe ferro-carbonio con contenuto di carbonio superiore al 2% e fino al 6% vengono comunemente chiamate *ghise*. Il fosforo e lo zolfo sono elementi dannosi per l'acciaio in quanto accrescono la fragilità e diminuiscono la saldabilità (il valore limite ammesso per ciascun elemento è circa 5,5%); anche l'azoto è un elemento nocivo accrescendo anch'esso la tendenza alla rottura fragile. Il manganese e il silicio invece migliorano le caratteristiche meccaniche e la saldabilità dell'acciaio. Il cromo aumenta le caratteristiche meccaniche e diminuisce la sensibilità alla corrosione (è impiegato per la produzione di acciai inossidabili); il nichel incrementa le caratteristiche meccaniche riducendo la deformabilità.

Le norme italiane Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) e l'Eurocodice 3¹ per le costruzioni metalliche prevedono i tipi di acciaio riportati nelle tabelle 1.1 e 1.2, con le rispettive caratteristiche meccaniche.

Nel prosieguo della trattazione verranno presi in considerazione solo acciai S 235, S 275 ed S 355, essendo quelli più diffusi e commerciali. La lettera S sta per *steel* (acciaio), mentre il numero rappresenta la resistenza allo snervamento f_y per spessori $t \leq 40$ mm. Si vuole far notare che tali tre tipi di acciaio corrispondono

¹ Eurocodice 3: EN 1993-1-1.

Tabella 1.1. Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_t

Norma e tipo di acciaio		Spessore nominale dell'elemento t (mm)			
		$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80$ mm	
		f_y (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)
EN 10025-2	S 235	235	360	215	360
	S 275	275	430	255	410
	S 355	355	510	335	470
	S 450	440	550	410	550
EN 10025-3	S 275 N/NL	275	390	255	370
	S 355 N/NL	355	490	335	470
	S 420 N/NL	420	520	390	520
	S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4	S 275 M/ML	275	370	255	360
	S 355 M/ML	355	470	335	450
	S 420 M/ML	420	520	390	500
	S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5	S 235 W	235	360	215	340
	S 355 W	355	510	335	490

Tabella 1.2. Valori nominali della resistenza di snervamento f_y e della resistenza a rottura per trazione f_u per profili cavi strutturali

Norma e tipo di acciaio		Spessore nominale dell'elemento t (mm)			
		$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 65$ mm	
		f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10210-1 (profilati cavi formati a caldo)	S 235 H	235	360	215	340
	S 275 H	275	430	255	410
	S 355 H	355	510	335	490
	S 275 NH/NLH	275	390	255	370
	S 355 NH/NLH	355	490	335	470
	S 420 NH/NHL	420	540	390	520
	S 460 NH/NHL	460	560	430	550
EN 10219-1 (profilati cavi saldati formati a freddo)	S 235 H	235	360		
	S 275 H	275	430		
	S 355 H	355	510		
	S 275 NH/NLH	275	370		
	S 355 NH/NLH	355	470	–	–
	S 460 NH/NLH	460	550		
	S 275 MH/MLH	275	360		
	S 355 MH/MLH	355	470		
	S 420 MH/MLH	420	500		
	S 460 MH/MLH	460	530		

esattamente ai tipi della vecchia normativa italiana classificati rispettivamente: Fe360, Fe430 ed Fe510.

I tipi di acciaio sono forniti in diverse qualità che differiscono per la saldabilità e i valori di resilienza² prescritti. I tipi di acciai S 235 e S 275 possono essere for-

² La resilienza è un indice della tenacità, ovvero la capacità dell'acciaio a resistere alla rottura fragile.

niti nelle qualità JR, J0 e J2. Il tipo di acciaio S 355 può essere fornito nelle qualità JR, J0, J2 e K2. I prodotti dei tipi di acciai S 235 e S 275 e qualità J2 sono a loro volta suddivisi in due qualità, J2G3 e J2G4. I prodotti dei tipi di acciaio S 355 J2 e K2 sono suddivisi in due qualità, rispettivamente J2G3, J2G4 e K2G3, K2G4, dove:

- J e K esprimono i valori di resilienza rispettivamente di 27 joule e 40 joule;
- la lettera e il numero seguenti indicano la temperatura alla quale è stata effettuata la prova di resilienza:
 - R = temperatura $+ 23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$;
 - 0 = temperatura $0\text{ }^{\circ}\text{C}$;
 - 2 = temperatura $- 20\text{ }^{\circ}\text{C}$.
- G3 e G4 indicano lo stato di fornitura a discrezione del produttore.

In sintesi lo schema di designazione del prodotto è il seguente:

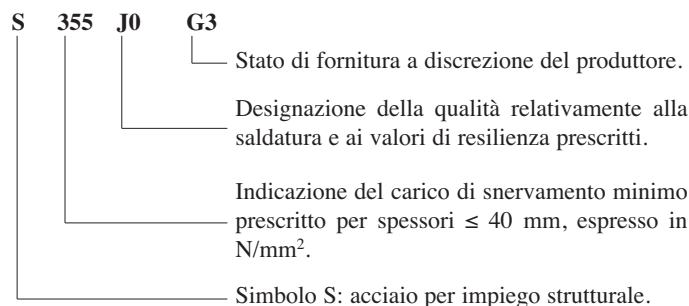


Figura 1.1. Schema di designazione di un prodotto in acciaio

Le caratteristiche più importanti dell'acciaio sono la resistenza a rottura, la duttilità, la resistenza agli urti e la saldabilità.

I diagrammi tensione-deformazione per i tre tipi di acciaio sono mostrati in figu-

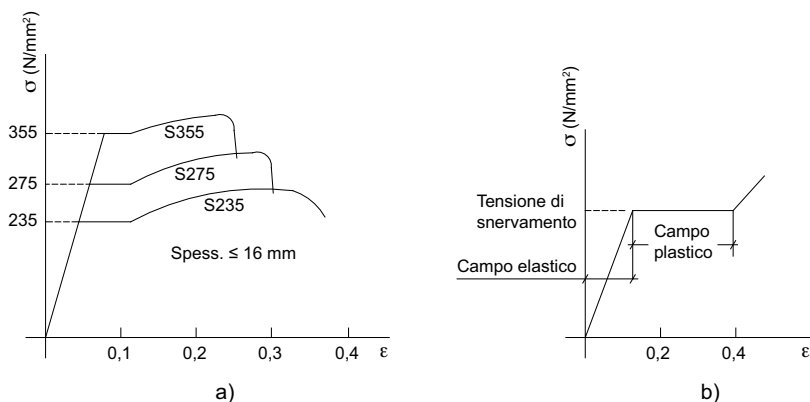


Figura 1.2. Diagrammi tensione-deformazione

ra 1.2a: rappresentano la base per la progettazione strutturale delle strutture in acciaio. Dai diagrammi si nota un primo tratto in cui il materiale ha un comportamento elastico-lineare e un secondo tratto in cui il materiale ha un comportamento plastico, questo secondo tratto viene semplificato dalle norme (figura 1.2b), rendendolo rettilineo a partire dalle tensioni di snervamento e non considerando l'incremento di tensione che si ha successivamente fino alla rottura. Il primo tratto rappresenta la base per il metodo di progettazione alle tensioni ammissibili (T.A.) che è stato sostituito dal metodo agli stati limite (S.L.) in quasi tutte le norme strutturali per i motivi che si andranno successivamente ad esporre nel presente testo; esso rimane relegato solo a particolari applicazioni³.

Nel metodo alle T.A. gli sforzi a cui è assoggettata una struttura devono rimanere all'interno del campo elastico con un opportuno coefficiente di sicurezza; questo fatto permette di schematizzare la struttura in modo più aderente alla realtà perché l'acciaio, materiale all'incirca isotropo e omogeneo, in questo primo tratto ha un comportamento anche elastico-lineare per cui rispetta tutte quelle ipotesi che sono alla base della teoria dell'elasticità che rappresenta le fondamenta della Scienza delle costruzioni.

Il secondo tratto del diagramma σ - ε rappresenta la base per il calcolo a rottura e per il metodo agli stati limite ultimi (SLU) anche se per il calcolo delle sollecitazioni è ammesso l'uso del campo elastico.

Esistono acciai di caratteristiche resistenti più elevate di cui si ricordano: l'acciaio Ex-Ten ($f_t = 650 \text{ N/m}^2, f_y = 450 \text{ N/m}^2$), l'acciaio Nicuage ($f_t = 490 \text{ N/m}^2, f_y = 410 \text{ N/m}^2$), l'acciaio T₁ ($f_t = 800 \text{ N/m}^2, f_y = 650 \text{ N/m}^2$). L'uso di questi acciai è consentito se viene garantita alle costruzioni una sicurezza non minore di quella prevista dalle norme opportunamente documentata.

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

- modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;
- modulo di elasticità trasversale ;
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$;
- coefficiente di espansione lineare (per temperatura fino a $100 \text{ }^\circ\text{C}$) $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- densità (peso specifico) $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

1.2. CONSIDERAZIONI PROGETTUALI

Problemi di natura speciale si incontrano nella pratica progettuale delle strutture in acciaio e solo l'esperienza e l'osservazione di alcune regole del buon costrui-

³ Secondo l'Eurocodice 3 ed il D.M. 14/01/2008 *Norme Tecniche per le Costruzioni*, conosciuto anche come NTC 08, per le costruzioni in acciaio è ammesso il solo uso del metodo agli stati limite.

re possono assicurare un opportuno coefficiente di sicurezza durante l'intera vita utile dell'opera. Questi problemi sono brevemente discussi di seguito allo scopo di portarli all'attenzione dello strutturista sebbene siano non di primaria importanza nella progettazione strutturale in genere.

1.2.1. Fatica

La rottura per fatica può avvenire in elementi o strutture soggette a variazioni di carico come travi porta carroporti, ponti e strutture offshore, ecc. La rottura ha inizio per la progressiva crescita di una microfessura del materiale e il carico che provoca la rottura può essere ben al disotto del suo valore statico.

I giunti saldati danno i migliori risultati nei confronti del fenomeno della fatica. In particolare i giunti di testa sono quelli che danno maggiore affidabilità, i giunti a cordone d'angolo continui sono migliori rispetto a quelli discontinui, mentre le bullonature non riducono la resistenza delle membrature soggette a fatica. Per evitare la rottura per fatica bisognerebbe evitare concentrazione di tensione e bruschi cambiamenti di sezione in zone soggette a trazione.

Casi in cui la fatica può causare dei problemi sono riportati nel prosieguo del libro, per maggiori informazioni il lettore può consultare la bibliografia.

1.2.2. Rottura fragile

Si è portati a pensare che la rottura di membrature in acciaio sia preceduta da grandi deformazioni plastiche (rottura duttile), evento che si verifica nella grande maggioranza dei casi, tuttavia sotto certe condizioni la rottura può manifestarsi senza tale preavviso (rottura fragile). Questo tipo di rottura è alquanto pericolosa perché avviene in modo improvviso senza apparenti spiegazioni e in corrispondenza di tensioni anche modeste. La letteratura è ricca di esempi di disastri provocati da tale fenomeno. La rottura fragile è causata essenzialmente da tre fenomeni che sono:

- a) stati di tensione pluriassiali di trazione;
- b) basse temperature;
- c) azioni d'urto.

La prova d'urto col pendolo di Charpy su provini intagliati eseguita a bassa temperatura comprende, anche se in maniera schematica, tutte e tre le condizioni predette e consente di individuare l'acciaio che ha migliori prestazioni nei confronti della rottura fragile.

La proprietà degli acciai di resistere alla rottura fragile è denominata *tenacità*.

Il parametro che caratterizza la tenacità e che si ricava dalle prove d'urto è detto *resilienza* e rappresenta il rapporto tra l'energia di rottura del provino espressa in joule e l'area della sezione di rottura espressa in cm².

Le norme stabiliscono il valore minimo della resilienza in corrispondenza di tre temperature:

$$+ 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \qquad 0 \text{ }^{\circ}\text{C} \qquad - 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

che è pari a 27 J per tutte e tre le temperature; avendo fissato l'area della sezione di rottura del provino pari a $0,8 \text{ cm}^2$ in realtà la resilienza (K_v) è uguale a $27 \text{ J}/0,8 \text{ cm}^2 = 33,75 \text{ J}/\text{cm}^2$. Chiaramente un acciaio che garantisce lo stesso valore di resilienza di un altro acciaio ma a una temperatura inferiore è di qualità superiore (ad esempio, S 275 J2 migliore di S 275 J0).

La scelta di un acciaio di resilienza adeguata in funzione della temperatura minima prevista per il suo utilizzo è una condizione necessaria ma non sufficiente per prevenire fenomeni di rottura fragile; in fase di progettazione bisognerà stare attenti alle concentrazioni di tensioni, ai bruschi cambiamenti di sezione, alle saldature per rilevare la presenza di eventuali cricche ecc., tutti particolari che possono provocare la rottura fragile.

1.2.3. Protezione al fuoco

Le strutture in acciaio reagiscono male nei confronti di un incendio in quanto all'aumentare della temperatura diminuisce rapidamente la resistenza fino a quando in corrispondenza di una determinata temperatura (temperatura critica) la struttura si rompe. Si è verificato che alla temperatura di $550 \text{ }^{\circ}\text{C}$ la tensione di snervamento è già scesa al 70% del suo valore e, tenendo conto che di solito questo valore corrisponde alla tensione di lavoro dell'acciaio, inevitabilmente si ha il crollo della struttura per cui la temperatura di $550 \text{ }^{\circ}\text{C}$ rappresenta la temperatura critica.

Nell'ottica di una progettazione di tipo prestazionale, come richiesto dalle nuove normative, tra cui gli Eurocodici e le Norme Tecniche, la protezione antincendio della costruzione sarà garantita in proporzione al livello prestazionale richiesto per la specifica tipologia strutturale e la relativa destinazione d'uso.

La carpenteria metallica può essere:

- non protetta;
- isolata mediante materiali per la protezione al fuoco;
- protetta mediante schermatura al calore;
- protetta mediante qualsiasi altro metodo che limiti l'aumento della temperatura nell'acciaio (protezione ad acqua, protezioni parziali di pareti e solai, ecc.).

Le prestazioni da richiedere alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi di sicurezza previsti, sono individuate nei livelli riportati in tabella 1.3. La resistenza al fuoco è una delle fondamentali strategie di protezione, che riguarda essenzialmente la capacità portante in caso di incendio del sistema strut-

Tabella 1.3. Livelli di resistenza al fuoco

Livello	Caratteristiche
1	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco, dove le conseguenze del crollo delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile.
2	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro.
3	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza.
4	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse.
5	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

turale. Le classi di resistenza al fuoco nei confronti della capacità portante sono espresse dai simboli:

R15; R20; R30; R45; R60; R90; R120; R180; R240

dove la lettera R⁴ rappresenta il requisito di capacità portante e il numero esprime il tempo, in minuti primi, per il quale il requisito stesso viene garantito.

Il parametro fondamentale che definisce il livello e la classe di resistenza è il carico di incendio specifico ($q_{f,d}$): potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, riferito all'unità di superficie.

Il valore del carico di incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ (MJ/m²) è determinato applicando la seguente relazione:

$$q_{f,d} = \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \cdot q_f$$

dove

$\delta_{q1} \geq 1$ è il fattore che tiene conto del rischio d'incendio in relazione alla dimensione del compartimento e i cui valori sono definiti in tabella 1.4;

Tabella 1.4. Valori di δ_{q1}

Superficie in pianta lorda del compartimento (m ²)	δ_{q1}
A < 500	1,00
500 ≤ A < 1000	1,20
1000 ≤ A < 2500	1,40
2500 ≤ A < 5000	1,60
5000 ≤ A < 10000	1,80
A ≥ 10000	2,00

⁴ Oltre al simbolo R che indica la stabilità o capacità portante, si usano anche:

- RE quando oltre alla capacità portante è richiesto all'elemento da costruzione anche la tenuta: attitudine a non lasciar passare né produrre, se sottoposto all'azione del fuoco su un lato, fiamme, vapori o gas caldi sul lato opposto;
- REI quando oltre alla capacità portante e alla tenuta è richiesto all'elemento da costruzione anche l'isolamento termico: attitudine a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

$\delta_{q2} \geq 0,8$ è il fattore che tiene conto del rischio d'incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento e i cui valori sono definiti in tabella 1.5;

Tabella 1.5. Valori di δ_{q2}

Classi di rischio	Descrizione	δ_{q2}
I	Aree che presentano un basso rischio di incendio in termini di probabilità di innesco, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza.	0,80
II	Aree che presentano un moderato rischio di incendio.	1,00
III	Aree che presentano un alto rischio di incendio.	1,20

$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \geq 0,20$ è un fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione

e i cui valori sono definiti in tabella 1.6;

Tabella 1.6. Valori di δ_n

Sistemi automatici di estinzione		Sistemi di evacuazione automatica di fumo e calore δ_{n3}	Sistemi automatici di rilevazione, segnalazione e allarme incendio δ_{n4}	Squadra aziendale dedicata alla lotta antincendio δ_{n5}	Rete idrica antincendio		Percorsi protetti di accesso δ_{n8}	Accessibilità ai mezzi di soccorso VVF δ_{n9}
ad acqua δ_{n1}	altro δ_{n2}				Interna δ_{n6}	Interna ed esterna δ_{n7}		
0,60	0,80	0,90	0,85	0,90	0,90	0,80	0,90	0,90

q_f è il valore nominale del carico d'incendio specifico da determinarsi secondo la formula:

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i \cdot H_i \cdot m_i \cdot \psi_i}{A} \text{ MJ/m}^2$$

dove

g_i = massa dell'i-esimo materiale combustibile (kg)

H_i = potere calorifico inferiore dell'i-esimo materiale combustibile (MJ/kg)

m_i = fattore di partecipazione alla combustione dell'i-esimo materiale combustibile. Vale 0,8 per legno e altri materiali di natura cellulosica; 1 per tutti gli altri materiali combustibili

ψ_i = fattore di limitazione della partecipazione alla combustione. Vale 0 per materiali contenuti in contenitori resistenti al fuoco, 0,85 per materiali contenuti in contenitori non resistenti al fuoco, 1 in tutti gli altri casi

A = superficie lorda del compartimento (m^2).

In alternativa alla formula riportata si può determinare il carico d'incendio specifico q_f attraverso una valutazione statistica facendo riferimento a valori con una probabilità di superamento inferiore al 20%. In tabella 1.7, ripresa dall'appendice D della norma EN 1991-1-2, sono riportati i valori del carico d'incendio per le diverse destinazioni d'uso, sia come valore medio che considerando il frattile 80%.

Tabella 1.7. Valori di q_f

Attività	Valore medio	Frattile 80%
Alberghi (stanze)	310	377
Biblioteche	1500	1824
Centri commerciali	600	730
Civili abitazioni	780	948
Ospedali (stanze)	230	280
Scuole	285	347
Teatri	300	365
Uffici	420	511

In funzione del carico di incendio specifico $q_{f,d}$ e del livello di prestazione richiesto (tabella 1.3), si determinano le classi di resistenza. In particolare secondo il D.M. 09/03/2007 *Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco*, il livello 3 può ritenersi adeguato per tutte le costruzioni rientranti nell'ambito di applicazione del decreto stesso.

Le classi di resistenza al fuoco necessarie per garantire il livello 3 sono indicate nella tabella 1.8 in funzione del carico d'incendio specifico $q_{f,d}$.

Tabella 1.8. Classi di resistenza livello 3

$q_{f,d}$ (MJ/m ²)	Classe
< 100	0
< 200	15
< 300	20
< 450	30
< 600	45
< 900	60
< 1200	90
< 1800	120
< 2400	180
> 2400	240

In genere un edificio in acciaio richiede una protezione contro l'incendio mentre un capannone industriale no. I principali tipi di protezione contro l'incendio per colonne e travi sono mostrati in figura 1.3.

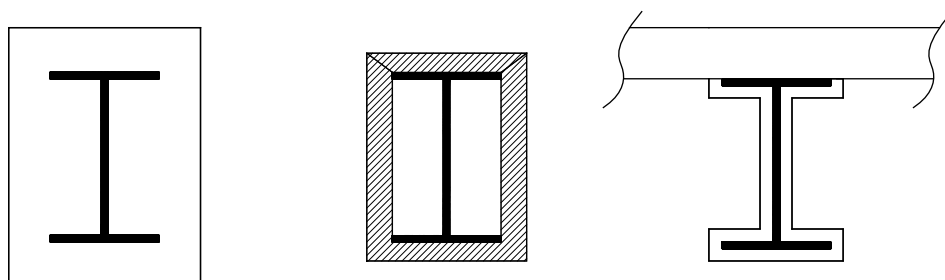


Figura 1.3. Protezione contro l'incendio per travi e pilastri

ESERCIZIO 1

Determinare la classe di resistenza al fuoco nei confronti della capacità portante di una sala teatro avente superficie 800 m^2 . La sala, oltre ad essere compartimentata sul perimetro, è dotata di sistemi automatici di estinzione ad acqua (sprinkler) e di rilevamento; è inoltre presente una rete idrica antincendio interna e vi è buona possibilità di accesso ai mezzi di soccorso.

SOLUZIONE

Si applica la formula:

$$q_{f,d} = \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \cdot q_f$$

dove

$$\delta_{q1} = 1,2 \text{ (tabella 1.4)}$$

$$\delta_{q2} = 1 \text{ (tabella 1.5)}$$

$$\delta_{qn} = 0,60 \cdot 0,85 \cdot 0,90 \cdot 0,90 = 0,41 \text{ (tabella 1.6)}$$

$$q_f = 365 \text{ MJ/m}^2 \text{ (tabella 1.7)}$$

per cui

$$q_{f,d} = 1,2 \cdot 1 \cdot 0,41 \cdot 365 = 179 \text{ MJ/m}^2$$

essendo $179 \text{ MJ/m}^2 < 200 \text{ MJ/m}^2$ la classe di resistenza richiesta è R15 (tabella 1.8).

Se non fossero presenti gli sprinkler e la rete idrica antincendio, si avrebbe:

$$\delta_n = 0,85 \cdot 0,90 = 0,765$$

$$q_{f,d} = 1,2 \cdot 1 \cdot 0,765 \cdot 365 = 335 \text{ MJ/m}^2 \Rightarrow \text{R30 (tabella 1.8)}.$$

Una volta determinata la classe di resistenza al fuoco la progettazione della struttura in condizioni di incendio deve garantire la resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo per i minuti primi richiesti.

In appendice D è riportato un metodo grafo-analitico per la determinazione della resistenza al fuoco di elementi in acciaio sottoposti a sollecitazioni semplici; tale metodo fa riferimento al procedimento semplificato tratto dall'Eurocodice EN 1993-1-2.

1.2.4. Protezione contro la corrosione

La causa principale del degrado delle strutture in acciaio è la ruggine. A meno che non si operi in ambienti degradati chimicamente (zone industriali con scarichi di natura gassosa) la ruggine si genera per la presenza di acqua e ossigeno che

innescano un processo di natura elettrochimica. Si immagini una barra d'acciaio che, come è noto, è una lega composta da vari minerali per cui ogni punto della barra si trova a un potenziale elettrochimico diverso dalle zone circostanti: se ad un certo punto si forma un velo d'acqua sulla barra – che può essere anche della semplice umidità che ha la funzione di un elettrolita e con cui vengono collegate due zone a potenziale elettrochimico diverso – si dà origine a una reazione elettrochimica con deposizione di ossidi idrati di ferro (ruggine) nelle zone anodiche, che per la loro porosità e tendenza al rigonfiamento non proteggono il substrato da un'ulteriore aggressione. Da ciò si evince che per salvaguardarsi dalla ruggine bisogna proteggere la struttura dall'acqua e dall'ossigeno⁵ e questo può avvenire in due modi: mediante una protezione passiva che consiste nel rivestire la superficie metallica con pitture atte a costituire una barriera sia alle correnti elettriche sia all'aria e all'acqua; oppure mediante una protezione attiva che consiste nel rivestire la superficie metallica con pitture di zinco o con un rivestimento di zinco metallico. Quest'ultimo, oltre ad esplicare una funzione di barriera, ha il vantaggio che avendo un potenziale elettrochimico superiore al substrato all'occorrenza, come ad esempio in caso di scalfitture del rivestimento provocate in cantiere, si comporta da catodo formando degli ossidi di zinco sul tratto scoperto e ripristinando una protezione durevole. Questo tipo di protezione è quello oggi maggiormente utilizzato. Prima di dar luogo alla protezione attiva o passiva che sia bisogna pulire i profilati dalla pellicola di laminazione. La pulizia con spazzole di ferro o con raschietti dà buoni risultati soltanto se è accurata ma è costosa; la sabbiatura è ottima ma anch'essa costosa. Attualmente viene molto usato il decapaggio che consiste nell'immergere la struttura o parti di essa in vasche contenenti acidi diluiti (di solito acido solforico al 5% e a 60 °C), per poi effettuare un lavaggio con acqua a 60 °C e un bagno di inattivazione in acido fosforico al 2% con 3% di ferro.

Un ciclo di pitturazione è costituito in genere da uno strato di fondo con funzione antiruggine (di solito minio di piombo in olio di lino cotto), uno strato intermedio dello stesso tipo e due strati di copertura o di colore (di solito biacca di zinco con sostanze coloranti).

La zincatura in bagno caldo di zinco viene eseguita, dopo il decapaggio, immergendo in grosse vasche contenenti zinco fuso a temperatura sui 450 °C la struttura o parti di essa a seconda delle dimensioni della vasca. Se si volesse ulteriormente proteggere la struttura zincata verniciandola, come prima mano non si adotterà una pittura al minio di piombo che potrebbe attaccare lo zinco, ma una al cromato di zinco; le altre mani potranno essere pitture di qualsiasi genere.

Oltre alla protezione per estendere quanto più è possibile la durata della struttu-

⁵ Ad esempio nelle strutture in cemento armato le norme prescrivono un adeguato ricoprimento dei tondini in acciaio.

ra in fase progettuale occorrerà prendere tutti quegli accorgimenti che evitino il ristagno d'acqua e la formazione d'umidità, quindi la struttura dovrà essere ben areata, accessibile in ogni sua parte per la sorveglianza e la manutenzione.

1.3. SEZIONI

1.3.1. Profilati

Con il nome di *profilati* vengono identificati ferri sagomati a caldo ottenuti facendoli passare attraverso una serie di rulli. Le principali sezioni sono riportate in figura 1.4 e le loro caratteristiche essenziali sono discusse di seguito.

PROFILATI A DOPPIO T AD ALI PARALLELE

Nei profilati a doppio T ad ali parallele (figura 1.4a) le facce interne delle ali sono parallele a quelle esterne, ciò semplifica notevolmente l'esecuzione di giunti, attacchi, collegamenti, ecc. Si tratta di sezioni molto efficienti per resistere al momento flettente intorno all'asse minore, si impiegano generalmente per travi. Vengono designate col simbolo IPE seguito dall'altezza espressa in mm, ad esempio IPE 200.

PROFILATI A DOPPIO T AD ALI LARGHE E PARALLELE

Nei profilati a doppio T ad ali larghe e parallele (figura 1.4b) le ali hanno larghezza pari all'altezza sino a 300 mm e larghezza costante di 300 mm per altezze superiori. Queste sezioni vengono impiegate principalmente come colonne atte a resistere ai carichi verticali avendo un alto raggio minimo di inerzia per prevenire l'instabilità. Vengono prodotti nella serie leggera (A), normale (B), pesante (M). Si indicano con il simbolo HE seguito dalla serie e dall'altezza in mm, ad esempio HEA 160.

PROFILATI A U

Sono molto usati come arcarecci, profili per capriate, e per sezioni composte (figura 1.4c). Si designano col simbolo UNP o UPN seguito dall'altezza espressa in mm, ad esempio UNP 140.

PROFILATI AD L

Ne esistono di due tipi: a lati uguali (angolari, figura 1.4d) e a lati disuguali (figura 1.4e). Sono usati per formare giunti, capriate e sezioni composte. Gli angolari sono designati col simbolo L seguito dalla lunghezza e spessore del lato in mm, ad esempio L 80 × 8; mentre quelli a lati disuguali sono designati col simbolo L seguito dalla lunghezza dei due lati e lo spessore in mm, ad esempio L 80 × 120 × 10.

PROFILATI A T

I profilati a T (figura 1.4f) aventi altezza uguale alla larghezza sono usati per capriate, tiranti e travi leggere. Si designano col simbolo T seguito da larghezza, altezza e spessore in mm, ad esempio T 60 × 60 × 7.

TUBI

I tubi possono essere a sezione circolare (figura 1.4g), quadrata (figura 1.4h) e rettangolare (figura 1.4i). Sono prodotti da piastre mediante un processo di laminazione a caldo per cui viene fatta prima la sezione circolare che viene poi eventualmente convertita nella forma rettangolare o quadrata. Sono delle sezioni molto efficienti se soggette a compressione e vengono adottate in svariate applicazioni. Vengono designate indicando le sezioni, le dimensioni significative (diametro oppure base × altezza) e lo spessore in mm: ad esempio Tub. 42,4 × 2,6, Tub. 100 × 80 × 3.

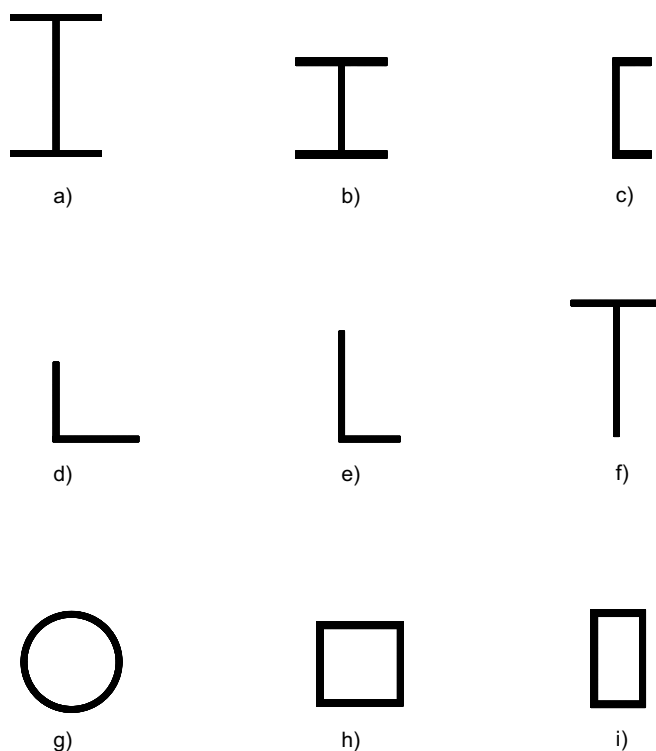


Figura 1.4. Profilati

1.3.2. Sezioni composte

Le sezioni composte (figura 1.5) possono essere formate per i seguenti motivi:

- irrigidire dei profilati mediante la saldatura di piatti sulle ali (figura 1.5a);
- combinare insieme due tipi di profilati (figura 1.5b) ad ognuno dei quali si fa assorbire il tipo di carico per cui sono più idonei;
- formare un elemento più resistente accoppiando, in genere simmetricamente, due o più profili tra loro (figura 1.5c).

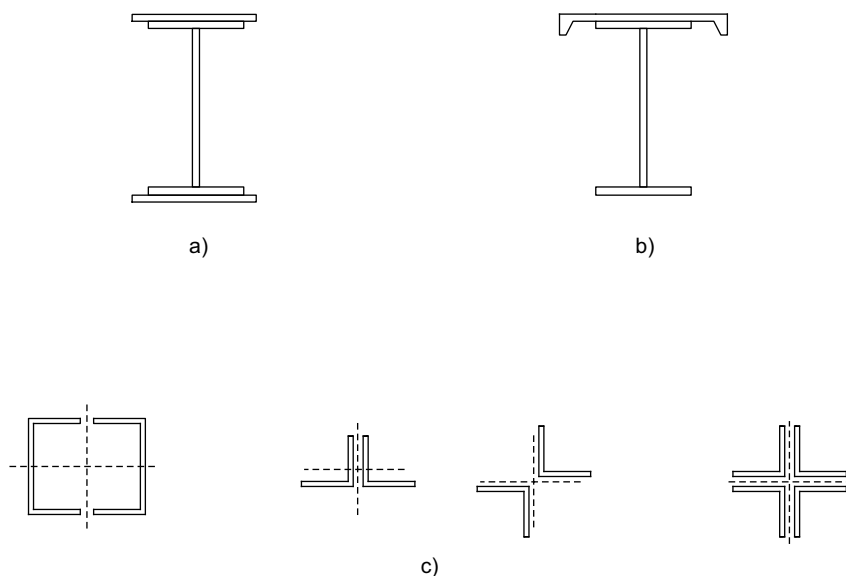


Figura 1.5. Sezioni composte

1.3.3. Sezioni costruite

Le sezioni costruite sono fatte saldando insieme delle lamiere per formare di solito delle sezioni a doppio T (figura 1.6a), dette *travi composte*, o delle sezioni scatoleari (figura 1.6b) che non sono riportate nel sagomario. Questi elementi vengono comunemente utilizzati per portare grossi carichi o per coprire luci di grandi dimensioni.

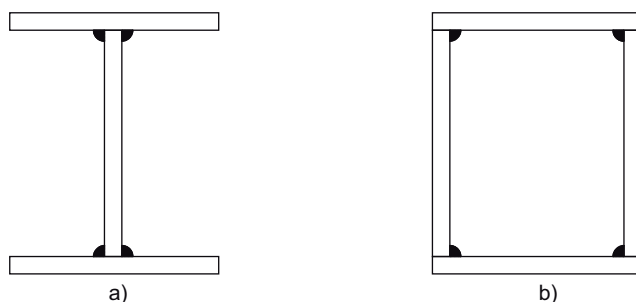


Figura 1.6. Sezioni costruite

1.3.4. Profilati formati a freddo

Oltre ai laminati a caldo sono disponibili dei profili ottenuti per sagomatura a freddo di lamiere e nastri d'acciaio di piccolo spessore. Strutturalmente vengono utilizzati come arcarecci, monorotaie, orditura di sostegno delle baraccature perimetrali per i capannoni industriali. Le forme dei profilati a freddo per la facilità di esecuzione sono molto più varie di quelle dei profilati a caldo; le più comuni sono quelle ad U, ad L, a C, ad omega riportate in figura 1.7.

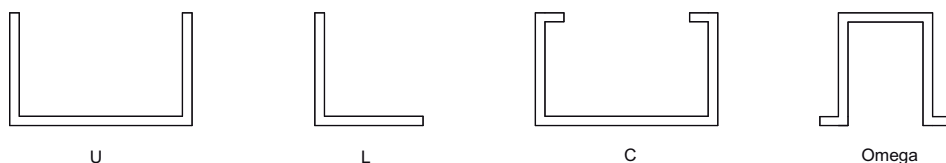


Figura 1.7. Forme dei profilati a freddo

1.4. CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI TRASVERSALI

La classificazione delle sezioni trasversali è stata introdotta dall'EC3 e confermata dalle Norme Tecniche per caratterizzare la capacità rotazionale (C_Θ) che risulta dipendente e limitata dalla instabilità locale delle parti compresse della sezione trasversale dell'elemento.

Tale capacità rotazionale viene richiesta qualora venga adottata l'analisi plastica globale della struttura, in quanto le membrature devono essere in grado di formare cerniere plastiche aventi sufficiente capacità rotazionale per permettere che avvenga la ridistribuzione dei momenti flettenti richiesta.

Qualora sia impiegata l'analisi globale elastica (metodo elastico), che è la sola considerata nella trattazione che segue, anche se con brevi cenni alla prima (metodo plastico), qualunque classe di sezione trasversale può essere adottata per le membrature a condizione che il calcolo tenga in considerazione le possibili limitazioni alla resistenza delle sezioni trasversali a causa dell'imbozzamento locale. Secondo le Norme Tecniche⁶ le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_Θ definita come:

$$C_\Theta = \frac{\Theta_r}{\Theta_y} - 1$$

⁶ L'EC3 e le NTC riportano la medesima classificazione delle sezioni trasversali riferita però ai rapporti dimensionali di ciascuno degli elementi compressi della sezione trasversale (anima, piattabande, angolari, tubolari). I valori massimi in funzione della classe della sezione trasversale dei rapporti larghezza-spessore degli elementi compressi sono sintetizzati nella tabella 4.2 delle Norme Tecniche riprodotta in appendice E.

essendo Θ_x e Θ_y rispettivamente le curvature corrispondenti al raggiungimento della deformazione unitaria ϵ riferita alla condizione ultima e allo snervamento. Si definiscono così le quattro classi di sezione trasversale:

Classe 1 Sono quelle sezioni in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica. Per esse si verifica $C_\Theta \geq 3$.

Classe 2 Sono quelle sezioni in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma che hanno una capacità rotazionale limitata. Per esse si verifica $C_\Theta \geq 1,5$.

Classe 3 Sono quelle sezioni nelle quali le tensioni calcolate nelle fibre esterne compresse della membratura di acciaio possono raggiungere la resistenza allo snervamento, ma l'instabilità locale può impedire lo sviluppo del momento resistente plastico.

Classe 4 Sono quelle sezioni per le quali è necessario mettere esplicitamente in conto gli effetti dell'instabilità locale nel determinare il loro momento resistente o la loro resistenza a compressione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace, ottenuta dalla prima eliminando le parti di parete potenzialmente instabili e quindi non più in grado di contribuire alla resistenza della sezione.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*.

1.5. PROPRIETÀ DELLE SEZIONI

Di solito nei manuali si trovano già calcolate le proprietà delle sezioni unificate che sono:

- dimensioni delle sezioni;
- posizione del baricentro;
- area;
- momenti d'inerzia rispetto a vari assi;
- raggi minimi d'inerzia rispetto a vari assi;
- moduli resistenti sia elastici sia plastici rispetto a vari assi.

Per le sezioni composte e quelle costruite le proprietà devono essere calcolate; di seguito si calcolano le proprietà per una sezione a doppio T come in figura 1.8a.

PROPRIETÀ ELASTICHE

Area

$$A = 2B \cdot T + h \cdot t$$

Momento d'inerzia rispetto all'asse x-x

$$I_x = \frac{B \cdot H^3}{12} - (B - t) \cdot \frac{h^3}{12}$$

Momento d'inerzia rispetto all'asse y-y

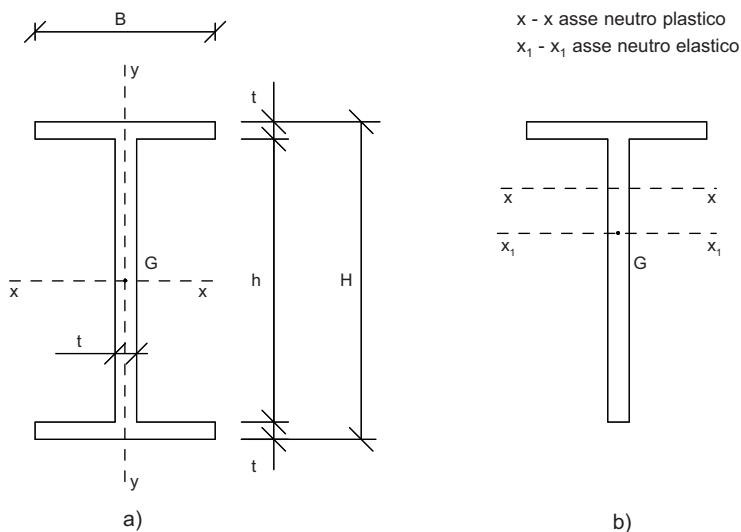
$$I_y = 2 \cdot \frac{T \cdot B^3}{12} + \frac{h \cdot t^3}{12}$$

Raggio d'inerzia rispetto all'asse x-x

$$\rho_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Raggio d'inerzia rispetto all'asse y-y

$$\rho_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

**Figura 1.8.** Sezioni a doppio T

Modulo resistente rispetto all'asse x-x

$$W_{xel} = 2 \cdot \frac{I_x}{H}$$

Modulo resistenza rispetto all'asse y-y

$$W_{yel} = 2 \cdot \frac{I_y}{B}$$

MODULI RESISTENTI PLASTICI

I moduli plastici, di cui ci si occuperà più approfonditamente nel capitolo dedicato alle travi, rappresentano nell'analisi plastica quello che rappresentano i moduli elastici nell'analisi elastica.

In questa prima fase si vuole stabilire una identità formale tra i due moduli e il criterio di calcolo del modulo di resistenza plastico.

Il modulo di resistenza plastico è uguale alla somma algebrica dei momenti statici delle aree rispetto all'asse neutro. Nell'analisi plastica l'asse neutro divide la sezione in due parti di uguale area e quindi non necessariamente passa per il baricentro della sezione.

Dall'analisi elastica è noto che:

$$\sigma = \frac{M_{el}}{W_{el}}$$

in modo simile è possibile scrivere $f_y = \frac{M_{ult}}{W_{pl}}$.

Se si considera $\sigma = f_y^7$ si può anche scrivere $f_y = \frac{M_{el}}{W_{el}}$, quindi in pratica si avrà

che in condizioni limite sarà:

$$M_{ult} > M_{el} \text{ in quanto } W_{pl} > W_{el}$$

ESERCIZIO 2

Le travi in figura E.1 hanno tutte la stessa area. Trovare il modulo di resistenza plastico per ciascuna di essa.

⁷ Non considerando nessun coefficiente di sicurezza come ad esempio si fa con il metodo delle tensioni ammissibili in cui $\sigma_{max} = \frac{f_y}{1.5}$.

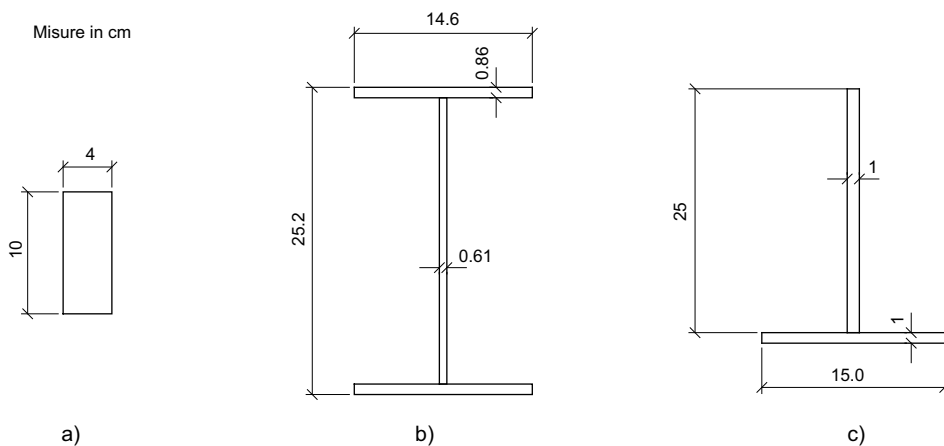


Figura E.1. Sezioni travi

SOLUZIONE

Trave a

La sezione è simmetrica per cui l'asse neutro è baricentrico; dividendo la sezione in due parti è possibile ricavare il momento statico rispetto all'asse neutro e scrivere:

$$W_{pl} = 2 \cdot \frac{B \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{B \cdot h^2}{4} = \frac{4 \cdot 10^2}{4} = 100 \text{ cm}^3$$

Trave b

Anche in questo caso la sezione è simmetrica e l'asse neutro è baricentrico. Si

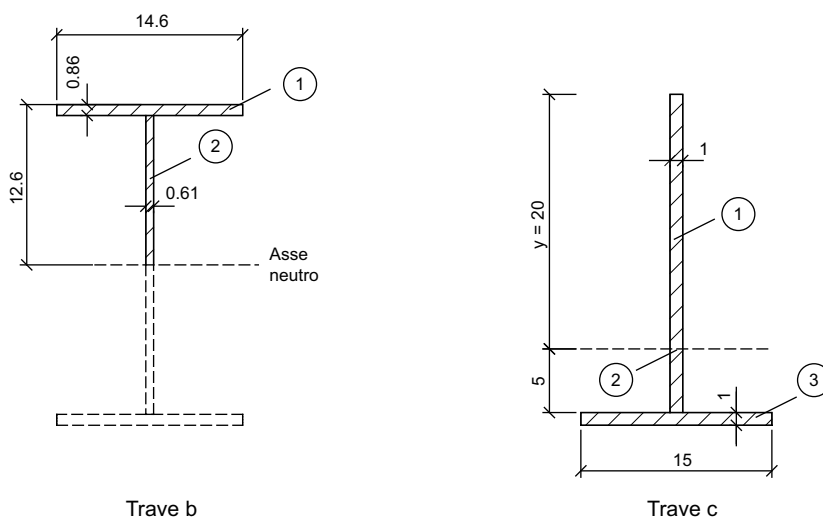


Figura E.2. Calcolo caratteristiche

considera solo metà trave calcolando il momento statico della flangia e di metà anima rispetto all'asse neutro; sommando le due e raddoppiandole si ottiene W_{pl} .

Area	y	A · y
1) $14,6 \cdot 0,86 = 12,56$	12,17	152,9
2) $11,74 \cdot 0,61 = 7,16$	5,87	<u>42,0</u>
		194,9

$$W_{pl} = 2 \cdot 194,9 = 389,8 \text{ cm}^3$$

Trave c

La prima cosa da fare è calcolare l'asse neutro che deve dividere la sezione in due parti di area uguale e, successivamente, procedere come sopra.

$$\text{Area totale} = 1 \cdot 25 + 1 \cdot 15 = 40 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{40}{2 \cdot 1} = 20 \text{ cm}$$

Area	y	A · y
1) $1 \cdot 20 = 20$	10	200
2) $1 \cdot 5 = 5$	2,5	12,5
3) $1 \cdot 15 = 15$	5,5	<u>82,5</u>
		295,0

$$W_{pl} = 295 \text{ cm}^3$$

I risultati determinati mostrano, come ci si aspettava, che la sezione a doppio T ha il più alto modulo plastico a parità di area e quindi è quella più efficiente per resistere agli effetti flessionali.

ESERCIZIO 3

Una trave IPE 200 a sbalzo perfettamente incastrata lunga 3 m porta alla sua estremità un carico concentrato P . Si vuole conoscere qual è il valore del carico limite che può essere applicato in condizioni elastiche e plastiche (trascurando lo svergolamento). L'acciaio utilizzato è S235 ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$).

SOLUZIONE

Analisi elastica

$$M_{el} = W_{xel} \cdot f_y = 194 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 45,59 \text{ kNm}$$

$$M = 3 \cdot P$$

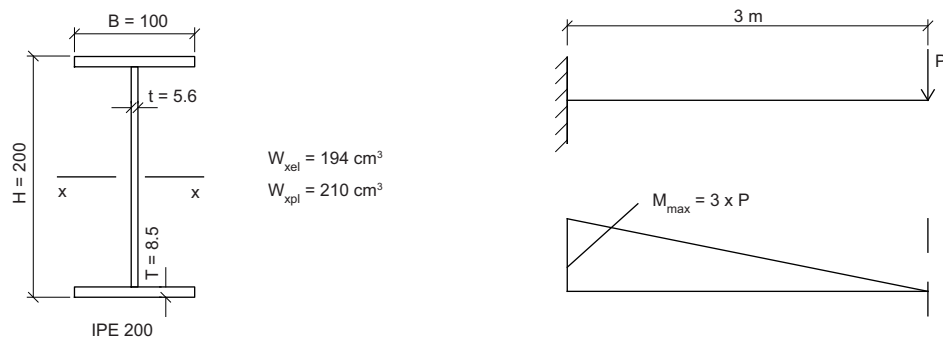


Figura E.3. Trave a sbalzo

Analisi plastica

$$M_{ult} = W_{xpl} \cdot f_y = 210 \cdot 235 \cdot 10^{-3} = 49,35 \text{ kNm}$$

$$M = 3 \cdot P$$

$$3 \cdot P = 45,59 \Rightarrow P = \frac{45,59}{3} = 15,19 \text{ kN}$$

Commento

Nell'analisi plastica è possibile assoggettare la trave a un carico superiore di circa l'8% rispetto all'analisi elastica.

1.6. DALLE TENSIONI AMMISSIBILI AGLI STATI LIMITE

Il metodo delle tensioni ammissibili prevede in sostanza, per quanto riguarda la resistenza di calcolo dei materiali, l'uso di un valore massimo che è pari alla tensione di snervamento diviso per un coefficiente di sicurezza s^8 , pertanto la tensione ammissibile per un dato materiale è:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{s}$$

Tale tensione dev'essere sempre maggiore o uguale del valore di calcolo ($\sigma \leq \sigma_{adm}$). Il coefficiente di sicurezza tiene conto di entrambi gli errori derivanti dalla non perfetta conoscenza delle caratteristiche dei materiali e dei carichi applicati. Nessuna distinzione è fatta tra i vari tipi di carichi, per cui a causa della grande variabilità dei carichi accidentali rispetto a quelli permanenti non è possibile

⁸ In Italia il coefficiente di sicurezza, anche se non esplicitamente riportato dalle norme, è pari a 1,5.

avere lo stesso grado di sicurezza per tutti i tipi di struttura⁹. La maggiore critica che si fa a questo metodo è che il progettista non può variare il coefficiente di sicurezza per tener conto del grado di incertezza relativo ai carichi.

Nel metodo agli stati limite si moltiplica ciascun carico per un determinato coefficiente fissato dalle norme, che tiene conto del grado di incertezza dei vari carichi, ottenendo così un carico di progetto con cui si determinano le sollecitazioni che dovranno risultare inferiori alle sollecitazioni di calcolo ottenute dividendo la tensione di snervamento per un altro coefficiente che tenga conto delle incertezze nella determinazione delle caratteristiche di resistenza dei materiali.

In pratica la principale differenza tra il metodo alle tensioni ammissibili e quello agli stati limiti è che nel secondo i coefficienti di sicurezza sono conosciuti e applicati separatamente prima ai carichi e poi alla tensione di snervamento del materiale, mentre nel primo il coefficiente di sicurezza è unico e normalmente non è esplicitamente dichiarato dalle norme per cui molti progettisti non ne sono a conoscenza.

⁹ Ad esempio le norme stabiliscono che per i locali di abitazioni il sovraccarico da considerare è 2 kN/m^2 mentre il carico da neve minimo da considerare (zona II) per le coperture (anche in località costiere dove non si è mai vista la neve) è di $0,5 \text{ kN/m}^2$. Quindi se si calcola la trave in ferro di un solaio intermedio e un arcareccio di un capannone in zona II, il grado di sicurezza dovrebbe essere lo stesso ma non lo è in quanto la trave del solaio nella sua vita utile sarà soggetta a più cicli di carico accidentali e quindi si degraderà più in fretta dell'arcareccio; in conclusione, si avrà il coefficiente di sicurezza della trave sarà minore di quello dell'arcareccio.



Vincenzo Nunziata

Teoria e pratica delle strutture in acciaio

Terza edizione ampliata e aggiornata
agli Eurocodici strutturali e al D.M. 14/01/08

Il volume tratta la progettazione delle strutture in acciaio incluse le travi composte acciaio-calcestruzzo. La trattazione scientifica affianca i necessari riferimenti alla pratica professionale con applicazioni concrete per facilitarne la comprensione.

Questa terza edizione, completamente rinnovata e ampliata introduce nuovi e attuali argomenti: progettazione di edifici in acciaio in zona sismica, protezione al fuoco, tipologie di saldature, profili sottili, metodi di calcolo.

Nella trattazione si è fatto riferimento alle più aggiornate norme sull'argomento sia europee (Eurocodici strutturali) sia nazionali (D.M. 14/01/2008). Laddove necessario si è fatto ricorso anche ad altre norme, come le CNR italiane, le BS inglesi, ecc.

Il testo è rivolto sia ai professionisti sia agli studenti dei corsi di tecnica delle costruzioni presso le facoltà di Ingegneria e Architettura.

● Progettazione

ISBN 978-88-579-0065-0



9 788857 900650

DF 0065

€ 58,00