

Vincenzo Calvo – Elisabetta Scalora

ACCIAIO

Calcolo e verifica di solai e coperture

- Solai piani e inclinati
- Solai con tavelloni e soletta collaborante
- Verifica a flessione retta – SLU
- Verifica a flessione deviata – SLU
- Verifica a taglio – SLU
- Verifica di deformazione per effetto degli spostamenti verticali – SLE
- Relazione di calcolo
- Computo del materiale

- Aggiornato al D.M. 14 gennaio 2008
Norme Tecniche per le Costruzioni
e alla Circolare esplicativa n. 617/2009

Vincenzo Calvo, Elisabetta Scalora

ACCIAIO – CALCOLO E VERIFICA DI SOLAI E COPERTURE

ISBN 13 978-88-8207-528-6

EAN 9 788882 075286

Software, 67

Prima edizione, ottobre 2013

Calvo, Vincenzo <1978->
Acciaio – Calcolo e verifica di solai e coperture /
Vincenzo Calvo, Elisabetta Scalora – Palermo : Grafill, 2013.
(Software ; 67)
ISBN 978-88-8207-528-6
1. Coperture [e] Solai in acciaio. I. Scalora, Elisabetta <1981->
690.15 CDD-22 SBN Pal0260566
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

Sommario

INTRODUZIONE	p.	7
1. L'ACCIAIO	"	9
1.1. Prodotti siderurgici	"	9
1.2. Profilati metallici.....	"	10
1.2.1. Sezioni a doppio T	"	10
1.2.2. Sezioni a C	"	11
1.2.3. Sezioni a L.....	"	11
1.3. Imperfezioni.....	"	11
1.3.1. Imperfezioni meccaniche	"	11
1.3.2. Imperfezioni geometriche	"	11
1.4. Prove meccaniche sull'acciaio.....	"	11
1.4.1. Prova di trazione	"	12
1.4.2. Prova di compressione globale.....	"	13
1.4.3. Prova di resilienza	"	13
1.4.4. Prova di piegamento.....	"	13
1.4.5. Prova di durezza	"	14
1.4.6. Prova a fatica.....	"	14
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	"	15
2.1. Quadro normativo prima dell'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008.....	"	15
2.2. Il D.M. 14-01-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" – NTC 2008	"	16
2.3. Il metodo semiprobabilistico agli stati limite	"	16
2.4. Stati Limite Ultimi (SLU).....	"	17
2.5. Stati Limite di Esercizio (SLE).....	"	17
2.6. Valutazione delle sicurezza.....	"	17
2.7. La classificazione delle azioni	"	18
2.8. La caratterizzazione delle azioni elementari.....	"	19
2.9. Le combinazioni delle azioni.....	"	19
2.10. Le azioni permanenti	"	21
2.11. I carichi permanenti non strutturali.....	"	21
2.12. I carichi variabili.....	"	21

3. AZIONE DELLA NEVE	p.	23
3.1. Coefficiente di forma per le coperture	"	23
3.1.1. Copertura ad una falda	"	23
3.1.2. Copertura a due falde	"	24
3.2. Coefficiente di esposizione	"	24
3.3. Valore caratteristico del carico della neve al suolo	"	25
4. AZIONE DEL VENTO	"	27
4.1. Velocità di riferimento	"	27
4.2. Pressione del vento	"	28
4.3. Azione tangenziale del vento	"	29
4.4. Pressione cinetica di riferimento.....	"	29
4.5. Coefficiente di esposizione	"	29
5. COSTRUZIONI ESISTENTI	"	32
5.1. Criteri generali	"	34
5.2. Valutazione della sicurezza per le costruzioni esistenti	"	35
5.3. Classificazione degli interventi.....	"	37
5.3.1. Intervento di adeguamento.....	"	38
5.3.2. Intervento di miglioramento.....	"	39
5.3.3. Riparazione o intervento locale.....	"	39
5.4. Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti.....	"	40
5.4.1. Analisi storico-critica	"	40
5.4.2. Rilievo	"	41
5.4.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	"	41
5.4.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	"	41
5.4.5. Azioni.....	"	42
5.5. Materiali.....	"	42
5.6. Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche.....	"	42
5.6.1. Costruzioni in muratura.....	"	42
5.6.2. Costruzioni in cemento armato o in acciaio.....	"	43
5.6.3. Edifici misti	"	44
5.6.4. Criteri e tipi di intervento.....	"	44
5.6.5. Progetto dell'intervento.....	"	46
6. COSTRUZIONI ESISTENTI IN MURATURA	"	47
6.1. Geometria.....	"	47
6.2. Dettagli costruttivi	"	47
6.3. Proprietà dei materiali.....	"	48
6.4. Livelli di conoscenza	"	49
6.5. Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature	"	52

7. COSTRUZIONI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO	
O IN ACCIAIO	p. 56
7.1. Geometria (carpenterie).....	" 56
7.2. Dettagli costruttivi.....	" 57
7.3. Proprietà dei materiali.....	" 58
7.4. Livelli di conoscenza.....	" 59
7.5. Fattori di confidenza.....	" 61
7.6. Indicazioni supplementari per edifici in calcestruzzo armato.....	" 61
7.7. Indicazioni supplementari per edifici in acciaio.....	" 62
8. ANALISI STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI IN ACCIAIO	" 63
8.1. Classificazione delle sezioni.....	" 63
8.2. Capacità resistente delle sezioni.....	" 66
8.3. Metodi di analisi globale.....	" 67
8.4. Effetti delle deformazioni.....	" 67
8.5. Effetti delle imperfezioni.....	" 68
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	" 70
9.1. Resistenza di calcolo delle membrature.....	" 70
9.1.1. La resistenza di calcolo a trazione.....	" 71
9.1.2. La resistenza di calcolo a compressione.....	" 71
9.1.3. La resistenza di calcolo a flessione retta.....	" 72
9.1.4. La resistenza di calcolo a taglio.....	" 72
9.1.5. La resistenza di calcolo a torsione.....	" 74
9.1.6. La resistenza di calcolo a flessione e taglio.....	" 74
9.1.7. La resistenza di calcolo a presso o tenso flessione retta.....	" 75
9.1.8. La resistenza di calcolo a presso o tenso flessione biassiale....	" 76
9.1.9. La resistenza di calcolo a flessione, taglio e sforzo assiale.....	" 76
9.2. Stabilità delle aste compresse.....	" 77
9.3. Stabilità delle travi inflesse.....	" 79
10. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	" 81
10.1. Spostamenti verticali.....	" 81
10.2. Spostamenti orizzontali.....	" 82
11. I SOLAI IN ACCIAIO	" 84
11.1. La modellazione strutturale.....	" 84
12. INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE	
“COACC – SOLAI E COPERTURE IN ACCIAIO AGLI STATI LIMITE”	" 85
12.1. Introduzione al software.....	" 85
12.2. Requisiti minimi hardware e software.....	" 85
12.3. Download del software e richiesta della password di attivazione.....	" 85
12.4. Installazione e attivazione del software.....	" 86

13. MANUALE D'USO DEL SOFTWARE	
“COACC – SOLAI E COPERTURE IN ACCIAIO AGLI STATI LIMITE”	p. 88
13.1. Solai e Coperture in Acciaio agli Stati Limite	” 88
13.2. Progetto	” 88
13.2.1. Dati generali	” 89
13.2.2. Tipo di acciaio	” 89
13.2.3. Crea profilo	” 90
13.2.4. Scegli profilo	” 91
13.2.5. Coefficienti di sicurezza	” 91
13.2.6. Coefficienti di combinazione	” 92
13.3. Dati di Calcolo	” 92
13.3.1. Geometria solaio	” 93
13.3.2. Analisi dei carichi	” 94
13.4. Verifica	” 98
13.5. Visualizza	” 103
13.6. Genera	” 104
13.6.1. Computo acciaio a video	” 105
13.6.2. Relazione di calcolo a video	” 105
13.6.3. Relazione di calcolo	” 106
13.7. Esempio relazione di calcolo di una copertura piana in acciaio	” 106
14. SAGOMARI	” 113
14.1. IPE	” 113
14.2. INP	” 114
14.3. HEA	” 115
14.4. HEB	” 116
14.5. HEM	” 117
14.6. Tubi in acciaio a sezione quadrata	” 118
14.7. Tubi in acciaio a sezione rettangolare	” 119
15. LE DOMANDE PIÙ FREQUENTI	” 121
16. TEST DI INGRESSO	” 126
17. TEST DI USCITA	” 130
18. GLOSSARIO	” 134
BIBLIOGRAFIA	” 137

Introduzione

Il presente libro affronta il tema delle costruzioni in acciaio secondo la nuova normativa nazionale, D.M. 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, ed in particolare tratta il calcolo e la verifica dei solai in acciaio.

Il volume è articolato in quattordici capitoli, l'ultimo contenente i sagomari dei profilati: IPE, INP, HEA, HEB, HEM, tubi in acciaio a sezione quadrata e rettangolare.

Il Capitolo 1 è dedicato al materiale “acciaio”, ovvero alla sua composizione chimica, ai prodotti siderurgici, alle prove che vengono effettuate per la caratterizzazione del materiale.

Il Capitolo 2 contiene i riferimenti normativi prima e dopo l'entrata in vigore delle NTC 2008, in questo capitolo si definisce: il metodo semiprobabilistico agli stati limite, gli stati limite ultimi, gli stati limite d'esercizio, la valutazione della sicurezza, la classificazione, la caratterizzazione e le combinazioni delle azioni, i carichi permanenti e variabili che gravano sulla struttura.

I Capitoli 3 e 4 trattano l'azione della neve e l'azione del vento.

I Capitoli 5, 6 e 7 trattano il tema delle costruzioni esistenti in muratura, in cemento armato e in acciaio secondo la normativa italiana vigente.

I Capitoli 8, 9 e 10 sono dedicati alle costruzioni in acciaio e alle verifiche da effettuare agli stati limite ultimi e agli stati limite d'esercizio.

Dal Capitolo 11 si tratta nello specifico il tema dei solai in acciaio che oggi sono spesso utilizzati in edifici con struttura portante in acciaio o in vecchi edifici come opere di ristrutturazione, proprio per questo, in questo volume, ci si è occupati del modo di intervenire negli edifici esistenti.

I Capitoli 12 e 13 contengono le informazioni per la corretta utilizzazione del software allegato per il calcolo dei solai in acciaio.

Il software *CoAcc – Solai e Coperture in Acciaio agli Stati Limite* consente la verifica di solai in acciaio ad una campata, piani o inclinati, con il metodo degli Stati Limite Ultimi e degli Stati Limite di Esercizio ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 – NTC 2008.

Il software effettua le verifiche a flessione retta, a flessione deviata e a taglio per gli SLU e le verifiche di deformazione per effetto degli spostamenti verticali per gli SLE. Effettuate le verifiche, il software genera la relazione di calcolo e il computo dell'acciaio, ovvero il numero di profilati necessari per la realizzazione del solaio e il peso totale dell'acciaio in kg.

Arch. Elisabetta Scalora

Ing. Vincenzo Calvo

Capitolo 1

L'acciaio

Il materiale *acciaio* è una lega metallica composta da ferro e carbonio, con una ben definita quantità di carbonio che determina la resistenza, la duttilità e la saldabilità del materiale. Più precisamente l'acciaio ha un tenore di carbonio inferiore all'1,7%, superata questa soglia la lega ferro-carbonio assume la denominazione di ghisa.

Gli acciai in base al contenuto di carbonio si dividono in:

- acciai extra-dolci (quantità di carbonio inferiore di 0,15%);
- acciai dolci (quantità di carbonio compresa tra 0,15% e 0,25%);
- acciai semiduri (quantità di carbonio compresa tra 0,25% e 0,50%);
- acciai duri (quantità di carbonio compresa tra 0,50% e 0,75%);
- acciai durissimi (quantità di carbonio maggiore di 0,75%).

Il tenore di carbonio influenza le proprietà dell'acciaio, un elevato contenuto di carbonio determina un aumento della resistenza e una diminuzione della duttilità e della saldabilità. Pertanto gli acciai da costruzione e gli acciai da carpenteria hanno un basso tenore di carbonio, compreso tra 0,1% e 0,3%.

Spesso nell'acciaio, oltre al ferro e al carbonio, sono presenti altri elementi che hanno lo scopo di conferire al materiale proprietà particolari; aggiungendo il *manganese* ed il *silicio* si ottengono acciai saldabili con elevate caratteristiche meccaniche, aggiungendo il *cromo* si aumenta la resistenza meccanica e si riduce la corrosione (acciai inossidabili), aggiungendo il *nichel* invece aumenta la resistenza meccanica e si riduce la deformabilità.

› 1.1. PRODOTTI SIDERURGICI

Gli elementi in acciaio, utilizzati nelle costruzioni, sono prodotti mediante processi di laminazione a caldo o di sagomatura a freddo.

Se il rapporto tra la temperatura a cui si sta effettuando la lavorazione e la temperatura di fusione del metallo considerato è maggiore di 0,6 allora la lavorazione è detta "a caldo", se questo rapporto è inferiore di 0,3 la lavorazione è detta "a freddo".

Gli elementi *laminati a caldo* sono:

- profilati metallici;
- lamiere;
- larghi piatti;
- barre.

Gli elementi *sagomati a freddo* sono:

- lamiere grecate;
- profili sottili.

1.2. PROFILATI METALLICI

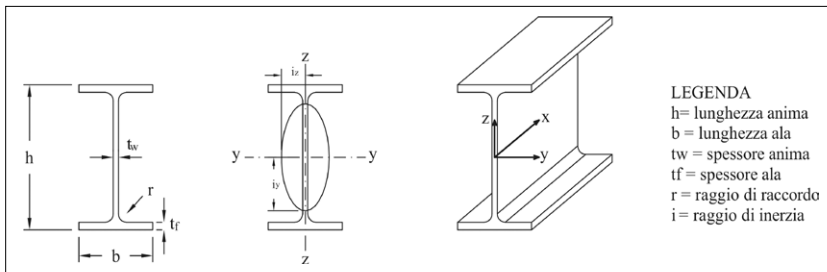
I profilati metallici sono prodotti siderurgici forniti in barre dritte, hanno caratteristiche geometriche standard, che sono riportate nei sagomari.

Le sezioni trasversali più comuni sono a: doppio T, C e L.

1.2.1. Sezioni a doppio T

Sono utilizzate maggiormente per la realizzazione di travi e colonne, e possono essere essenzialmente di due tipi:

- *IPE*: le sezioni IPE hanno l'altezza dell'anima pari a circa il doppio della larghezza delle ali ($h = 2b$). Il momento di inerzia I_y rispetto all'asse baricentrico y è molto più grande del momento di inerzia I_z rispetto all'asse baricentrico z , ciò significa che lavorano bene a flessione retta con asse di sollecitazione parallelo all'anima, pertanto i profili IPE sono spesso utilizzati come nervature dei solai in acciaio.

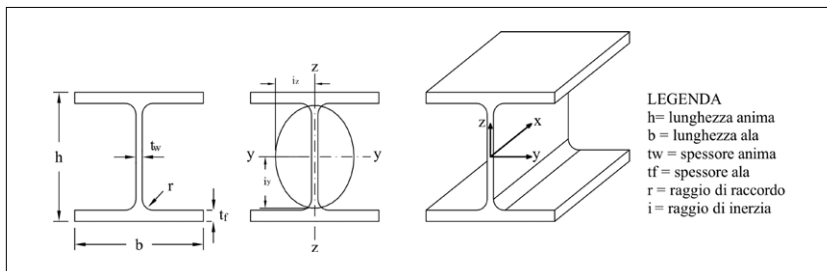


Profilato tipo IPE

- *HE*: le sezioni HE hanno la lunghezza dell'anima uguale alla lunghezza dell'ala ($h = b$). Il momento di inerzia I_y rispetto all'asse baricentrico y è maggiore del momento di inerzia I_z rispetto all'asse baricentrico z , ma la differenza tra I_y e I_z è relativamente bassa, ciò significa che lavorano bene a flessione in tutti e due i piani, pertanto i profili HE sono spesso utilizzati come colonne.

I profili HE possono essere di tre tipi a seconda dello spessore dell'ala:

- serie alleggerita (HEA);
- serie normale (HEB);
- serie pesante (HEM).



Profilato tipo HE

1.2.2. Sezioni a C

I profili a C sono chiamati anche profili ad U o UPN, sono usati soprattutto nelle travature reticolari.

Sono costituite da un'anima e da due ali raccordate all'anima in corrispondenza di una delle loro estremità. A causa della loro forma asimmetrica nella direzione dell'anima, sono profilati poco adatti da soli ad essere utilizzati per strutture inflesse, pertanto spesso vengono accoppiati in modo da conferire simmetria alla sezione.

1.2.3. Sezioni a L

I profili ad L sono anche chiamati profili angolari, sono costituiti da due bracci perpendicolari. A causa della loro forma non vengono utilizzati da soli ma generalmente vengono accoppiati. Sono usati spesso nelle travature reticolari e nei nodi di collegamento tra profilati.

› 1.3. IMPERFEZIONI

Gli elementi in acciaio, essendo dei prodotti industriali, presentano delle imperfezioni che sono essenzialmente di due tipi:

- imperfezioni meccaniche;
- imperfezioni geometriche.

1.3.1. Imperfezioni meccaniche

Le principali imperfezioni meccaniche sono dovute alla presenza di tensioni residue e alla non omogeneità di distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali dei profilati.

Le *tensioni residue* sono degli stati tensionali interni autoequilibrati legati al processo di produzione degli elementi, in particolare si generano quando i profilati sono soggetti a deformazioni plastiche non uniformi. Le tensioni residue si generano durante i processi industriali di tipo termico (raffreddamento, saldatura, ecc.) e di tipo meccanico (laminazione, piegatura, ecc.) e penalizzano la capacità portante degli elementi compressi.

La *non omogeneità di distribuzione delle caratteristiche meccaniche nelle sezioni trasversali dei profilati* è anch'essa legata alla produzione industriale degli elementi.

1.3.2. Imperfezioni geometriche

Per imperfezioni geometriche si intendono gli scostamenti dalla geometria ideale, ovvero la differenza di dimensioni e forma dell'elemento ideale con quello reale. Le imperfezioni geometriche, come la mancanza di verticalità o di rettilineità, possono influenzare il comportamento degli elementi strutturali, ed è per questo che la normativa vigente impone di tenerne conto nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento, nel calcolo delle membrature e nelle verifiche di stabilità degli elementi snelli.

› 1.4. PROVE MECCANICHE SULL'ACCIAIO

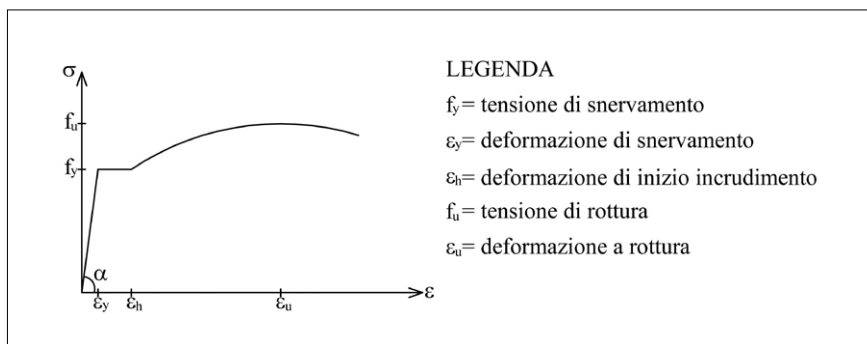
Le prove meccaniche hanno lo scopo di determinare il comportamento dell'acciaio sotto l'azione di forze esterne. Le prove più significative per la caratterizzazione dell'acciaio sono:

- prova di trazione;
- prova di resilienza;
- prova di piegamento;
- prova di durezza;
- prova a compressione globale;
- prova a fatica.

1.4.1. Prova di trazione

La prova di trazione ha lo scopo di misurare le proprietà di resistenza, deformabilità ed elasticità dell'acciaio, ovvero determina i valori della tensione di snervamento (f_y) e della tensione di rottura (f_u). Viene eseguita su provini opportunamente sagomati e consiste nell'applicare al provino una forza assiale di intensità variabile, prima crescente e poi decrescente, sino alla rottura del provino.

I risultati ottenuti dalla prova di trazione sono sintetizzati dal diagramma tensioni-deformazioni (σ - ϵ):



- il primo tratto del diagramma evidenzia un comportamento elastico del materiale fino al raggiungimento della tensione e della deformazione di snervamento (f_y e ϵ_y);
- il secondo tratto, compreso tra ϵ_y e ϵ_h , è caratterizzato dall'insorgere di deformazioni plastiche, ovvero dal fenomeno dello snervamento;
- il terzo e il quarto tratto sono caratterizzati da una curva che inizia con il raggiungimento della deformazione ϵ_h ; in questa fase si manifesta il fenomeno dell'incrudimento in cui si registra un aumento delle tensioni conseguente ad un incremento delle deformazioni, l'incrudimento continua fino alla rottura del provino, ovvero al raggiungimento della tensione di rottura f_u .

Dal diagramma σ - ϵ è quindi possibile determinare oltre alla tensione di snervamento e alla tensione di rottura anche il modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio (modulo di Young), che risulta:

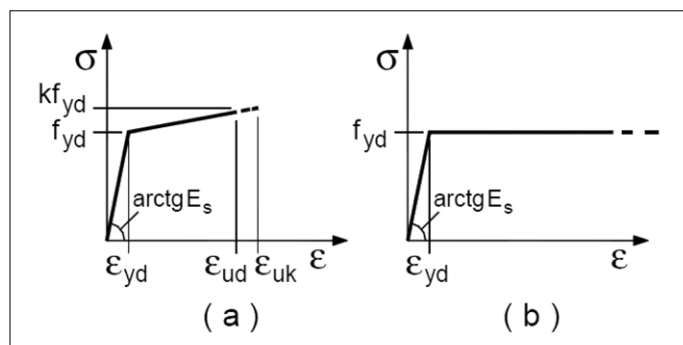
$$E = \operatorname{tg} \alpha$$

Secondo le NTC 2008: “per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo di $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = A_{gt,k}$) della deformazione ultima,

al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t/f_y)_k$ ”.

I diagrammi rappresentati nell'immagine seguente rappresentano i modelli σ - ϵ per l'acciaio riportati nelle NTC 2008:

- bilineare finito con incrudimento;
- elastico-perfettamente plastico indefinito.



Nel diagramma bilineare finito con incrudimento si considera, al raggiungimento della tensione di snervamento, un incremento della resistenza dell'acciaio al crescere della deformazione.

Nel diagramma elastico-perfettamente plastico indefinito si considera, al raggiungimento della tensione di snervamento, un comportamento plastico senza incrudimento.

1.4.2. Prova di compressione globale

La prova di compressione globale fornisce delle informazioni globali e non locali come la prova di trazione, infatti il diagramma σ - ϵ è riferito all'intera sezione trasversale.

Questa prova viene fatta su tronchi di profilato piuttosto corti per evitare l'insorgere di fenomeni di instabilità.

1.4.3. Prova di resilienza

La prova di resilienza ha lo scopo di determinare la tenacità dell'acciaio ovvero la capacità del materiale a resistere agli urti.

Più precisamente maggiore è la resistenza agli urti, maggiore sarà la duttilità del materiale e di conseguenza la fragilità sarà minore.

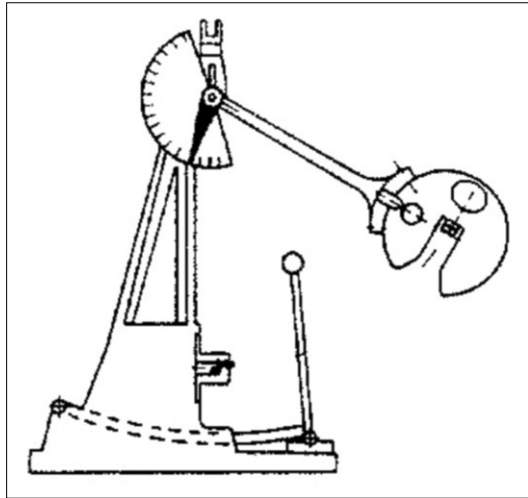
La prova di resilienza viene effettuata mediante il pendolo di Charpy e consiste nel colpire, con un martello sospeso, un provino che è costituito da una barra a sezione rettangolare con un intaglio nella parte centrale, durante la prova si registra l'energia necessaria alla rottura del pezzo, cosicché si potrà definire il tipo di rottura, se duttile o fragile (*vedi figura pagina seguente*).

1.4.4. Prova di piegamento

La prova di piegamento ha lo scopo di controllare l'attitudine del materiale a sopportare deformazioni plastiche a freddo senza rompersi. La prova consiste nel piegare un provino a

90° e raddrizzarlo, al termine della prova si esamina nella parte piegata il provino per verificare la presenza o meno di cricche.

La prova di piegamento fornisce indicazioni sulla duttilità del materiale.



Pendolo di Charpy

(immagine tratta da: G. Ballio, F.M. Mazzolani, “Strutture in acciaio”, Hoepli)

1.4.5. Prova di durezza

La prova di durezza ha lo scopo di stimare la resistenza del materiale in quanto consente di misurare la capacità di assorbimento di energia. Consiste nel misurare l'area di impronta lasciata da un penetratore adeguatamente caricato su un provino.

La prova di durezza può essere effettuata mediante diversi apparecchi (Brinell, Vickers, Rockwell e Knoop) che si differenziano per il tipo di penetratore utilizzato.

La durezza nei metalli fornisce indicazioni sulla resistenza alla scalfitura, all'usura e al taglio. A differenza delle prove esaminate fin ora, la prova di durezza non è una prova distruttiva e pertanto può essere utilizzata anche in strutture esistenti.

1.4.6. Prova a fatica

La prova a fatica è utilizzata per analizzare il comportamento di un provino soggetto a cicli di sollecitazioni per lungo tempo, in questo modo è possibile calcolare quanto tempo è necessario affinché il provino si rompa per effetto della fatica.

Il materiale se sottoposto a carichi ciclici subisce una diminuzione della resistenza meccanica, quindi si romperà con una tensione inferiore a quella di rottura.

Capitolo 2

Riferimenti normativi**2.1. QUADRO NORMATIVO PRIMA DELL'ENTRATA IN VIGORE DEL D.M. 14 GENNAIO 2008**

La normativa di riferimento per il calcolo delle strutture, prima dell'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008) era:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1806 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche": nella quale si codificano i carichi ed i sovraccarichi sulle costruzioni e le norme sismiche per le costruzioni in zona sismica;
- Decreto ministeriale 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai criteri per la verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- D.M. 14 settembre 2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2005).

Il criterio di verifica maggiormente utilizzato in Italia sino al 01/07/2009, entrata in vigore delle NTC 2008, era quello delle tensioni ammissibili.

Il metodo di verifica alle tensioni ammissibili consiste essenzialmente nel confronto fra il valore massimo della tensione agente sulla sezione e la massima tensione ammissibile per il materiale considerato, ovvero:

$$\sigma \leq \sigma_{\text{adm}}$$

dove:

- σ è la tensione massima agente sulla sezione;
- σ_{adm} è la tensione massima ammissibile del materiale;

Ipotizzando un comportamento elastico-lineare del materiale, la tensione ammissibile si ricava dal valore della tensione di rottura del materiale e di opportuni coefficienti di sicurezza.

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{f}{\gamma_M}$$

dove:

- σ_{adm} è la tensione massima ammissibile del materiale;
- f rappresenta la tensione di snervamento per i materiali duttili e la tensione di rottura per i materiali fragili;
- γ_M è il coefficiente di sicurezza.

2.2. IL D.M. 14-01-2008 “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” – NTC 2008

L'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) ha apportato una serie di importanti novità riguardanti la definizione delle azioni che agiscono sulle strutture e i metodi di verifica utilizzabili.

Le nuove NTC 2008 forniscono un supporto normativo completo e oltre a definire le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Ai sensi delle NTC 2008 la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale della struttura.

Ai sensi del § 2.7 del D.M. 14 gennaio 2008 le verifiche alle tensioni ammissibili sono utilizzabili: *“Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.*

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati”.

Per quanto non espressamente specificato nel testo delle NTC 2008 è consentito l'utilizzo di normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12 – NTC 2008. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità.

2.3. IL METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Per Stato Limite si intende la condizione, superata la quale, l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Secondo quanto sancito nel § 2.1 delle NTC 2008 le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU):* capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE):* capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali:* capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

› 2.4. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per Stato Limite Ultimo si intende quel valore oltre il quale la struttura crolla.

I principali Stati Limite Ultimi (§ 2.2.1 NTC 2008) sono:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

› 2.5. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per Stato Limite di Esercizio si intende quel valore oltre il quale la struttura perde di funzionalità.

I principali Stati Limite di Esercizio (§ 2.2.2 NTC 2008) sono:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

› 2.6. VALUTAZIONE DELLE SICUREZZA

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale (§ 2.3 NTC 2008), la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

2.7. LA CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Ai sensi delle NTC 2008 (§ 2.5.1.3) le azioni che agiscono sulle strutture sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo, e quindi si dividono in:

- 1) *Azioni permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- 2) *Azioni variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- 3) *Azioni eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- 4) *Azioni sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

2.8. LA CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella seguente tabella, per edifici civili e industriali correnti.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Valori dei coefficienti di combinazione
Tabella 2.5.1 – NTC 2008

2.9. LE COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni di carico.

Ai sensi delle NTC 2008 (§ 2.5.3) si avrà:

- *Combinazione fondamentale, impiegata per gli SLU:*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{G2} \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione rara, impiegata per gli SLE irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:*

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione frequente, impiegata per gli SLE reversibili:*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli SLE:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli SLU e gli SLE connessi all'azione sismica "E":

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli SLU connessi alle azioni eccezionali di progetto "A_d" (§3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli stati limite di esercizio (SLE) i carichi Q_{ki} sono omessi poiché danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**;
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I delle NTC 2008.

		Coefficienti γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili favorevoli	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Tabella 2.6.I – NTC 2008

dove:

- γ_{G1} è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale delle azioni variabili.