



Antonio Ardolino

IMPALCATI IN CEMENTO ARMATO

Calcolo e verifica di particolari costruttivi:
solai, sbalzi d'angolo, sbalzi laterali e fori

CD
BOOK

con programma Impalcato in c.a.

Calcolo di solai orizzontali fino a 9 campate
e sbalzi in prosecuzione

Calcolo di sbalzi d'angolo

Calcolo di sbalzi laterali

Calcolo di fori rettangolari

Stesura relazioni di calcolo

Creazione file .dxf

Esempi pratici



Antonio Ardolino

IMPALCATI IN CEMENTO ARMATO

Calcolo e verifica di particolari costruttivi:
solai, sbalzi d'angolo, sbalzi laterali e fori



Dario Flaccovio Editore

Antonio Ardolino

IMPALCATI IN CEMENTO ARMATO

Calcolo e verifica di particolari costruttivi: solai, sbalzi d'angolo, sbalzi laterali e fori

ISBN 978-88-579-0085-8

© 2011 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: giugno 2011

Ardolino, Antonio <1962->

Impalcati in cemento armato : calcolo e verifica di particolari costruttivi: solai, sbalzi d'angolo, sbalzi laterali e fori / Antonio Ardolino. - Palermo : D. Flaccovio, 2011.

ISBN 978-88-579-0085-8

1. Strutture in cemento armato – Calcolo.

624.18341 CDD-22

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, giugno 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.

INDICE

Premessa

Parte Prima Teoria

1. Principi generali

1.1. Premessa	pag.	3
1.2. Materiali che compongono il cemento armato	»	3
1.2.1. Conglomerato cementizio.....	»	3
1.2.2. Caratteristiche dell'impasto.....	»	5
1.2.3. Acciaio.....	»	8
1.3. Definizione degli stati limite.....	»	10
1.3.1. Caratteristiche di sollecitazione.....	»	12
1.3.1.1. Sforzo normale	»	13
1.3.1.2. Flessione e pressoflessione	»	14
1.3.1.3. Taglio	»	18
1.3.1.4. Torsione	»	21
1.4. Estratto dalla normativa	»	21
1.4.1. Estratto dal D.M. 9 gennaio 1996.....	»	21
1.4.2. Estratto dal D.M. 14 gennaio 2008.....	»	24
1.4.3. Estratto dalla Circolare 617 del 2/2/2009	»	37

2. Elementi dell'impalcato

2.1. Edificio.....	»	39
2.2. Solai	»	39
2.2.1. Schema di calcolo.....	»	40
2.2.2. Concetto di fascia	»	41
2.2.3. Armature.....	»	44
2.2.4. Problemi particolari relativi ai solai	»	48
2.2.5. Soletta piena	»	51
2.3. Elementi particolari dei solai	»	51
2.3.1. Fori e ribassamenti	»	52
2.3.2. Solai ad asse spezzato.....	»	54
2.3.3. Sbalzi in prosecuzione	»	56
2.3.4. Sbalzi d'angolo.....	»	57
2.3.5. Sbalzo laterale	»	58

3. Calcolo del solaio

3.1. Dati geometrici	»	61
3.2. Analisi dei carichi	»	62
3.3. Calcolo dei momenti massimi.....	»	63

3.3.1. Inviluppo condizioni di carico.....	»	65
3.4. Calcolo delle armature.....	»	66
3.5. Momento resistente del ferro.....	»	67
3.6. Momento resistente del calcestruzzo.....	»	69
3.7. Verifica della sezione.....	»	71
3.8. Verifica a taglio.....	»	71
3.9. Calcolo verticale dovuto al sisma.....	»	72
3.10. Risoluzione della trave continua.....	»	73
 4. Calcolo di uno sbalzo d'angolo e laterale		
4.1. Sbalzo d'angolo.....	»	79
4.2. Trave di contrappeso.....	»	82
4.2.1. Primo schema.....	»	83
4.2.2. Secondo schema.....	»	84
4.3. Sbalzo laterale.....	»	85
4.3.1. Calcolo di fascia piena e semipiena nello sbalzo.....	»	85
4.3.2. Calcolo armature nello sbalzo.....	»	87
4.3.3. Calcolo travetti.....	»	88
4.3.4. Travetti del solaio retrostante.....	»	89
 5. Calcolo di un foro		
5.1. Geometria del problema.....	»	91
5.2. Calcolo delle travi A_1 e A_2	»	92
5.2.1. Caratteristiche della sollecitazione.....	»	92
5.2.2. Verifica del calcestruzzo.....	»	93
5.2.3. Calcolo delle armature.....	»	93
5.3. Calcolo delle travi B_1 e B_2	»	94
5.3.1. Caratteristiche delle sollecitazioni.....	»	94
5.3.2. Verifiche del calcestruzzo.....	»	95
5.3.3. Calcolo delle armature.....	»	96
5.4. Calcolo del solaio ribassato.....	»	97

Parte seconda
Il programma allegato

6. Utilizzo del programma		
6.1. Generalità.....	»	101
6.2. Installazione del programma.....	»	101
6.3. Attivazione del programma.....	»	102
6.3.1. Sistema di protezione.....	»	102
6.3.2. Istruzioni per l'attivazione del software.....	»	102
6.3.3. Assistenza tecnica.....	»	103
6.4. Avvio del programma.....	»	103
6.5. Menu principale.....	»	104

6.5.1. Menu FILE.....	» 104
6.5.2. Menu MODIFICA.....	» 105
6.5.3. Menu VISUALIZZA.....	» 108
6.5.4. Menu CALCOLO SOLAI.....	» 108
6.5.5. Menu SBALZO D'ANGOLO.....	» 109
6.5.6. Menu SBALZO LATERALE.....	» 109
6.5.7. Menu FORO.....	» 110
6.5.8. Menu FINESTRE.....	» 111
6.6. Possibili problemi con Autocad.....	» 111
6.7. Suggerimenti per una stampa ottimale.....	» 111
6.8. Finestra sulle caratteristiche dei materiali.....	» 111
6.9. Finestra delle opzioni.....	» 113
6.10. Finestra sulla caratterizzazione sismica del sito.....	» 115
7. Menu calcolo solai	
7.1. Prima finestra di inserimento dati.....	» 117
7.2. Seconda pagina di inserimento dati.....	» 118
7.3. Finestra di calcolo.....	» 121
7.4. Edit ferri.....	» 121
7.5. Creazione dei file <i>.dxf</i> e <i>.doc</i>	» 123
8. Sbalzo d'angolo	
8.1. Pagina inserimento dati.....	» 125
8.2. Calcolo e definizione degli esecutivi.....	» 128
9. Sbalzo laterale	
9.1. Pagina inserimento dati.....	» 133
9.2. Calcolo e definizione degli esecutivi.....	» 136
10. Foro	
10.1. Pagina inserimento dati geometrici.....	» 141
10.2. Azioni sul foro.....	» 143
10.3. Calcolo e definizione degli esecutivi.....	» 146
11. Esempi pratici	
11.1. Calcolo di uno sbalzo d'angolo.....	» 149
11.2. Calcolo di un solaio.....	» 156
11.3. Calcolo di un foro.....	» 166

Premessa

L'impalcato è un elemento importante nel sistema edificio. Collega le travi e i pilastri e deve essere abbastanza rigido da poter chiamare in causa le parti più forti della struttura a sostegno delle parti più deboli. È composto da vari elementi quali il solaio, lo sbalzo (in prosecuzione, d'angolo e laterale) e i fori.

Il calcolo dei particolari costruttivi è divenuto, oggi, particolarmente importante e viene espressamente richiesto dagli organi di controllo come il Genio Civile. Proprio per effettuare tale calcolo è stato ideato il programma allegato al testo, rivolto in particolar modo ai tecnici, il cui lavoro viene sensibilmente semplificato nella presentazione degli esecutivi, grazie alla redazione automatica della relazione tecnica e dei grafici di progetto.

Questi documenti vengono redatti in maniera molto dettagliata e, per la maggior parte dei casi, non c'è bisogno di interventi di modifica. Malgrado la precisione degli elaborati il programma dispone di un'interfaccia molto semplice e richiede solamente l'inserimento dei dati necessari al problema in esame, mantenendo la possibilità di tenere sempre memorizzati quelli che si usano più comunemente, come le caratteristiche dei materiali, i pesi specifici, ecc. Sono presenti anche dettagliate istruzioni a video per ogni casella di testo da riempire.

Nella prima parte del testo si è riportata una descrizione teorica degli elementi che compongono l'impalcato, con esempi di calcolo completo necessari per la comprensione e la verifica della precisione del programma.

Nella seconda parte, invece, viene chiarita la modalità di funzionamento del programma allegato che presenta quattro voci principali nel menu (CALCOLO SOLAI, SBALZI D'ANGOLO, SBALZI LATERALI, CALCOLO FORI) attraverso le quali il software esegue il calcolo dei vari componenti dell'impalcato.

PARTE PRIMA
Teoria

CAPITOLO 1

Principi generali

1.1. Premessa

In questo primo capitolo sono riportati i principi fondamentali sui quali si basa la teoria del cemento armato. Ampio spazio è dedicato alle caratteristiche dei materiali e al legame costitutivo acciaio-calcestruzzo. Per comodità del lettore è stata riportata parte della normativa di riferimento relativa alle strutture in esame.

1.2. Materiali che compongono il cemento armato

Il calcestruzzo cementizio armato è formato da conglomerato cementizio e acciaio. Il primo è un materiale che resiste bene a compressione, il secondo è un materiale resistente a trazione. Tale accoppiamento è stato possibile grazie a diversi motivi:

- uguale coefficiente di dilatazione termica;
- aderenza tra i due materiali;
- capacità del calcestruzzo di proteggere l'acciaio dal fuoco e dalla corrosione.

Una caratteristica del conglomerato cementizio armato è la sua capacità a essere plasmato in qualsiasi forma, grazie al fatto che quando è fresco non ha una forma propria e quando indurisce acquista la geometria della cassaforma.

1.2.1. Conglomerato cementizio

Il calcestruzzo, a sua volta, è costituito da:

- cemento;
- materiale lapideo;
- acqua.

Il contatto tra cemento e acqua provoca una reazione di idratazione che fa entrare in combinazione i due materiali che formano una massa solida che lega i materiali lapidei. La reazione di idratazione si esplica in due fasi: presa e indurimento.

Un normale conglomerato è composto per ogni metro cubo di impasto da:

- 300 kg di cemento;
- 0,400 m³ di sabbia;
- 0,800 m³ di ghiaia o pietrisco;
- 120-160 l di acqua.

Aumentando il quantitativo di cemento e di sabbia rispetto alla ghiaia si ottengono calcestruzzi grassi che sono utilizzati per strutture particolari come archi e travate di ponti, capriate, travature reticolari, tubi, ecc.

Riducendo, invece, dall'impasto normale la quantità di cemento a 150-200 kg si ottengono i calcestruzzi magri utilizzati per fondazioni, muri, blocchi.

Il **cemento** si ottiene principalmente da materiali quali calcare e argilla, estratti dalle cave e successivamente trasformati in un prodotto chiamato *clinker*, il quale, combinato con altri componenti, dà luogo a vari tipi di cemento.

La presa dura alcune ore, mentre l'indurimento si protrae rapido nei primi 28 giorni e più lento successivamente. Dopo sette giorni si raggiungono i tre quarti della resistenza a pressione che il cemento ha dopo 28 giorni. Durante la presa e l'indurimento si ha un notevole sviluppo di calore e una riduzione del volume (ritiro).

I cementi più usati si dividono in due tipi: normale e ad alta resistenza. Il primo ha una resistenza minima a 28 giorni di 325 kg ed è il più diffuso; il secondo ha una resistenza minima a 28 giorni di 425 kg (o 525 kg se è anche a rapido indurimento) e ha il vantaggio del risparmio di tempo nell'esecuzione dei lavori in cantiere. L'**acqua** per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non aggressiva.

In genere l'acqua potabile è sempre idonea per confezionare il calcestruzzo, a eccezione delle acque sulfuree che, anche se potabili, contengono un elevato contenuto di sali. I solfati e i cloruri provocano una riduzione della resistenza meccanica se sono presenti nell'acqua in misura superiore allo 0,5-1%.

L'acqua di mare può essere utilizzata ma comporta un abbassamento della resistenza meccanica. Non può essere adoperata per il cemento armato precompresso.

I **materiali lapidei** o inerti sono lo scheletro portante del conglomerato. Si classificano in naturali e artificiali: gli inerti naturali, con una superficie liscia e arrotondata, sono quelli che derivano da fiumi, depositi fluviali, alluvionali, depositi di materiale sciolto; quelli artificiali, con superficie rugosa e a spigoli vivi, provengono dalla frantumazione di rocce.

Altra classificazione può essere data dalla dimensione; si definiscono:

- *sabbie* gli inerti fini con dimensione inferiore a 7 mm;
- *ghiaie e pietrischi* gli inerti grossi di dimensioni maggiori a 7 mm, distinti a seconda che si tratti rispettivamente di roccia sciolta o di roccia lapidea frantumata.

Le sabbie naturali più usate sono preferibilmente di cava o di fiume. È da evitare la sabbia di mare perché contiene salsedine. Le sabbie artificiali sono usate raramente.

La ghiaia e il pietrisco costituiscono le parti di maggiori dimensioni degli aggregati. A seconda dell'origine e delle classi granulometriche si possono distinguere in:

- ghiaietto;
- ghiaia;
- ghiaia grossa (aggregati naturali);
- pietrischetto;
- pietrisco;
- pietrisco grosso (aggregati di frantumazione).

Gli inerti naturali hanno la caratteristica di migliorare la fluidità del conglomerato; inoltre, dato il minor volume di vuoti, comportano una maggiore resistenza meccanica. Gli inerti artificiali, invece, avendo una maggiore superficie specifica rispetto a quelli naturali, aderiscono meglio al cemento; il loro maggior volume di vuoti comporta un ritiro maggiore di quello dovuto agli inerti naturali.

Non sempre in cantiere si riesce ad avere l'attrezzatura per la separazione dei tre tipi di inerti, per cui nella pratica corrente si utilizzano solo sabbia e pietrisco (o ghiaia).

Gli additivi sono sostanze che vengono aggiunte al conglomerato e che ne migliorano le caratteristiche. I più importanti e diffusi in commercio sono i fluidificanti, i plastificanti, gli aeranti, gli acceleranti, i ritardanti, gli antigelo, gli idrofughi, i disarmanti, gli antiritiro.

1.2.2. Caratteristiche dell'impasto

Le caratteristiche del conglomerato sono quelle dei materiali che lo costituiscono, ma dipendono anche da come è stato confezionato l'impasto e come viene messo in opera.

Una caratteristica principale che si richiede per il conglomerato è la lavorabilità, cioè la possibilità di essere posto in opera in modo da riempire perfettamente le casseforme e penetrare tra le armature. La lavorabilità dipende da numerosi fattori:

- caratteristiche e dosaggio di acqua e cemento;
- composizione granulometrica e natura degli inerti;
- mezzi per il trasporto e la posa in opera;
- dimensione delle strutture da realizzare;
- disposizione delle armature.

Per avere un conglomerato lavorabile ci si basa su altre due caratteristiche: la

fluidità e la plasticità. La fluidità è la capacità del conglomerato a muoversi con facilità quando lo si porta con una canaletta da un punto all'altro del cantiere, oppure quando è distribuito in una cassaforma affinché questa ne sia riempita. La fluidità si può aumentare inserendo più inerte fino oppure aggiungendo acqua. La plasticità è la capacità che il conglomerato ha di subire deformazioni e spostamenti senza perdere coesione, cioè separazione tra i componenti. Se manca acqua si ottiene un conglomerato plastico ma non fluido; viceversa si possono ottenere conglomerati fluidi ma poco plastici.

Un'altra caratteristica che deve possedere un conglomerato fluido è l'omogeneità, ovvero una composizione (percentuale degli inerti, del cemento, dell'acqua) costante in tutti i punti.

Per il conglomerato indurito, invece, le principali caratteristiche devono essere la resistenza a compressione e la deformabilità.

Per qualunque natura, forma e grandezza degli inerti, e indipendentemente dalla consistenza e dalla posa in opera del conglomerato, la sua resistenza a compressione è funzione crescente del rapporto:

$$C/(A + V)$$

dove

C = peso del cemento

A = volume d'acqua d'impasto

V = volume dei vuoti dell'unità di volume di conglomerato fresco.

Le norme si riferiscono alla resistenza caratteristica cubica R_{ck} a compressione determinata su provini cubici di lato 15, 16 o 20 cm. La resistenza caratteristica non è la resistenza a rottura di un singolo provino, ma un valore medio ricavato da una serie statistica di prove. L'Eurocodice 2 stabilisce che è possibile usare anche dei provini cilindrici e per la loro resistenza a compressione utilizza il simbolo f_{ck} che è inferiore a quella cubica, $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$.

Secondo le norme non è possibile utilizzare calcestruzzi con $R_{ck} < 150 \text{ kg/cm}^2$ oppure $R_{ck} > 550 \text{ kg/cm}^2$.

Nel caso di stati limite ultimi, considerando che le resistenze di calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici per dei coefficienti parziali di sicurezza (γ_s per l'acciaio e γ_c per il calcestruzzo), si indica di seguito l'uso dei simboli per il calcestruzzo.

Il valore caratteristico cilindrico è:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

La resistenza di calcolo è:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,83 R_{ck}}{1,6}$$

La tensione massima di progetto è:

$$f_c = \sigma_{oc} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 0,83 \cdot R_{ck}}{1,6}$$

R_{ck} (kg/cm ²)	f_{cd} (kg/cm ²)	f_c (kg/cm ²)
200	103	88
250	130	110
300	155	130
350	180	150
400	210	170

Tabella 1.1. Resistenze del calcestruzzo agli stati ultimi

La deformabilità, invece, è la tendenza del calcestruzzo a deformarsi sotto l'azione dei carichi a cui è sottoposto e per le azioni indotte dalle variazioni termiche e dal ritiro.

Un corpo sottoposto all'azione dei carichi si deforma. Quando cessa l'azione del carico può riprendere la forma primitiva oppure mantenere comunque una certa deformazione. I corpi che riprendono perfettamente la forma primitiva si dicono *perfettamente elastici*; per essi, se con i carichi non si supera un certo limite, detto *limite di elasticità*, l'aliquota di deformazione permanente è trascurabile. Questi corpi rispettano la legge di Hooke con deformazioni proporzionali alle sollecitazioni fino al limite di elasticità: $\sigma = E \cdot \varepsilon$.

Il modulo E si definisce *modulo di Young* oppure *modulo di elasticità normale* mentre ε rappresenta la deformazione.

Il conglomerato, però, non segue perfettamente la legge di Hooke, bensì in esso le deformazioni crescono più velocemente delle sollecitazioni. Tuttavia per evitare problemi si suppone un modulo di elasticità a compressione E_c costante anche per il calcestruzzo.

Il valore del modulo E_c è legato al valore della resistenza a compressione e , quindi, varia col tempo di stagionatura. In mancanza di dati sperimentali si può assumere pari a:

$$E_c = 18000 \sqrt{R_{ck}} \text{ kg/cm}^2 \text{ oppure } E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} \text{ N/mm}^2$$

Un'altra caratteristica del conglomerato è il ritiro, cioè la capacità di ridurre il proprio volume durante la presa e l'indurimento. Può essere negativo (rigonfiamento) se la stagionatura avviene in presenza di acqua, o positivo se avviene all'aria. Inoltre, è minimo nelle prime ore, per poi aumentare dopo il completamento della presa e fino a 3-6 mesi.

Il ritiro può essere:

- per evaporazione;

- idraulico;
- termico.

Il ritiro per evaporazione si riscontra prima della presa e può essere notevole quando le condizioni ambientali provocano una rapida essiccazione dell'acqua. In queste condizioni occorre bagnare il conglomerato per le prime ore.

Il ritiro idraulico è quello che si ha dopo la presa ed è dovuto all'idratazione del cemento. Inizia dopo 20-24 ore e termina dopo 90-180 giorni.

Il ritiro termico è dovuto al calore che si sviluppa durante l'idratazione del cemento.

La presenza di armatura riduce gli effetti del ritiro.

Per quanto riguarda le dilatazioni termiche, la normativa assume, in mancanza di dati sperimentali, un valore del coefficiente di dilatazione termica pari a $\alpha = 0,00001$ per grado centigrado. Tale coefficiente è uguale sia per il conglomerato che per l'acciaio e questo è uno dei motivi per cui si possono usare i due materiali insieme.

1.2.3. Acciaio

L'acciaio è un materiale formato prevalentemente da ferro a cui si aggiunge carbonio in misura minore del 2%.

Si hanno materiali teneri e plastici quando il contenuto di carbonio è molto basso, duri e fragili quando la percentuale di carbonio è elevata. La resistenza al limite di snervamento, a rottura e la durezza aumentano col crescere della percentuale di carbonio, mentre l'allungamento, la strizione, la resilienza e la tenacità diminuiscono.

Gli acciai utilizzati per tondini per cemento armato sono quelli di tipo comune e classificati come *duri*.

L'acciaio è un materiale isotropo, duro, resistente, durevole, duttile, che presenta elevata resistenza a trazione, a compressione e a sforzi longitudinali o trasversali. La sua produzione è regolata da precise norme e soggetta a controlli rigorosi, per cui i prodotti presentano proprietà tecnologiche e meccaniche costanti.

L'acciaio ha struttura compatta, non assorbe umidità, polveri, odori; è igienico, non emana alcun tipo di sostanza tossica. È un materiale durevole e non modifica le sue caratteristiche nel tempo. Non è soggetto a fenomeni di disgregazione a eccezione della ruggine. All'interno del cemento armato, l'acciaio si trova in forme di barre, che possono essere tonde lisce o ad aderenza migliorata. Le prime sono profili pieni, lisci, a sezione circolare, utilizzati per le armature dei pilastri, travi, solai e ogni altro elemento costruttivo in calcestruzzo. Le barre a diametro minore hanno resistenze e snervamento maggiori e allungamento di rottura minori a causa del processo di incrudimento che diventa più intenso al crescere del numero dei passaggi. Sono contraddistinte dalle sigle FeB22k e FeB32k.

Le barre ad aderenza migliorata sono profili pieni ottenuti per laminazione cui segue una torsione oppure una laminazione con particolari rulli sagomati che lasciano un'impronta sulle barre. Queste indentature o sporgenze migliorano l'efficacia del collegamento tra acciaio e calcestruzzo. Le barre sono contraddistinte dalle sigle FeB38k e FeB44k.

Il numero che caratterizza il tipo di acciaio (38 e 44) indica la tensione caratteristica di snervamento, a differenza degli acciai da carpenteria che sono caratterizzati da un numero (Fe360, Fe430, Fe510) indice della tensione caratteristica di rottura.

Oltre alla caratteristica della resistenza un acciaio si deve poter sagomare a freddo in modo da poter realizzare ganci, molle, staffe, ecc., che sono molto importanti nelle costruzioni in cemento armato.

Infine, considerando che le resistenze di calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici per i coefficienti parziali di sicurezza (γ_s per l'acciaio e γ_c per il calcestruzzo), si vuole chiarire, in caso di stati limite ultimi, l'uso dei simboli qui di seguito elencati.

Il valore caratteristico dell'acciaio FeB38k è:

$$f_{yk} = 3750 \text{ kg/cm}^2 = 375 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$$

La resistenza di calcolo per il FeB38k è:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 3750/1,15 = 3260 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore caratteristico dell'acciaio FeB44k è:

$$f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2 = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$$

La resistenza di calcolo per il FeB44k è:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 4300/1,15 = 3740 \text{ kg/cm}^2$$

Nel caso di stati limite di esercizio i coefficienti parziali di sicurezza γ_s e γ_c sono posti pari a 1 dalla normativa. Il D.M. 14/1/2008 stabilisce come unici tipi di acciaio per cemento armato utilizzabile il B450C e il B450A caratterizzati dalle caratteristiche di snervamento di seguito riportate.

Il valore caratteristico dell'acciaio B450C – B450A è:

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2 = 450 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$$

La resistenza di calcolo per gli stessi acciai è:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 4500/1,15 = 3913 \text{ kg/cm}^2$$

La resistenza a rottura è pari a $5400 \text{ kg/cm}^2 = 540 \text{ N/mm}^2$.

Gli acciai B450C possono essere utilizzati in barre di diametro compreso tra 6 e 40 mm; gli acciai B450A possono essere utilizzati con barre di diametro compreso tra 5 e 10 mm.

1.3. Definizione degli stati limite

Gli stati limite corrispondono a quelle situazioni a partire dalle quali la costruzione intera o una delle sue parti non assolve più alla funzione alla quale era destinata.

Gli stati limite che si considerano usualmente appartengono a due categorie:

- stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante, il cui superamento comporta la rovina immediata con un rischio elevato di perdite di vite umane;
- stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego normale e di durata, il cui superamento comporta la fuoriuscita di servizio di elementi della costruzione senza compromissione dell'incolumità pubblica.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce *collasso*; il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Il metodo descritto dalle norme è quello semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di *primo livello*. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

L'adozione del metodo semiprobabilistico prevede, tanto per le azioni quanto per le resistenze, che vengano introdotti i cosiddetti *valori caratteristici*, ovvero le resistenze caratteristiche R_k e le azioni caratteristiche F_k ; tali valori caratteristici vengono trasformati in valori di calcolo mediante opportuni coefficienti e precisamente le resistenze R_k in resistenze di calcolo e le azioni F_k in azioni di calcolo; vengono quindi confrontati fra di loro i valori di calcolo, verificando che le sollecitazioni di calcolo non superino quelle compatibili con lo stato limite considerato.

Viene definito *valore caratteristico* di una resistenza quel valore per il quale la probabilità che esso non sia raggiunto è del 5%. Come valori caratteristici delle azioni si assumono i valori nominali indicati dalle varie normative specifiche. Secondo le norme italiane i carichi agenti sulla struttura si dividono in:

- carichi permanenti;
- carichi accidentali;
- carichi eccezionali.

A questi carichi vengono applicati coefficienti per trasformarli in azioni di calcolo. Tali coefficienti tengono conto di uno sfavorevole spostamento del carico dal suo valore nominale e della ridotta possibilità che tutti i carichi possano agire simultaneamente con il loro massimo valore.

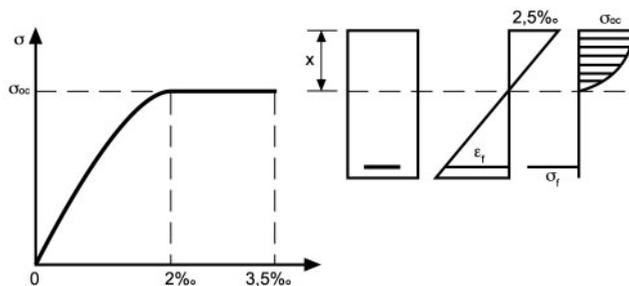


Figura 1.1. Diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo

Il calcolo è condotto nell'ipotesi che le sezioni rimangano piane fino a rottura, di modo che il diagramma delle deformazioni specifiche nella sezione si conservi rettilineo.

Per quanto concerne il calcestruzzo, si adotta generalmente un diagramma tensioni-deformazioni di tipo parabola-rettangolo dove la tensione massima f_c rappresenta la tensione di rottura di calcolo pari, come detto in precedenza, al rapporto tra la tensione caratteristica di rottura R_{ck} e il coefficiente γ_c :

$$f_c = R_{ck} / \gamma_c$$

Per quanto riguarda l'acciaio, il legame tensioni-deformazioni dipende sostanzialmente dalla sua durezza. Per acciai di durezza naturale si può adottare una schematizzazione bilatera con tensione di snervamento di calcolo f_{yd} pari al rapporto tra la tensione caratteristica di snervamento R_{ah} e un coefficiente γ_a generalmente maggiore di 1 (la normativa attuale lo pone pari a 1,15).

Le deformazioni indicate nei grafici sono quelle che convenzionalmente vengono assunte come massime nel calcestruzzo e nell'acciaio.

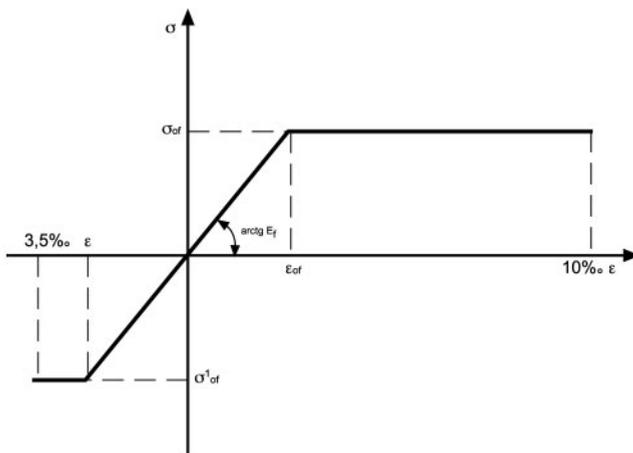


Figura 1.2. Diagramma tensioni-deformazioni dell'acciaio

Per cogliere la differenza tra il metodo delle tensioni ammissibili e il metodo agli stati limite conviene esaminare le leggi costitutive e i valori limite dei materiali, i valori nominali dei carichi e i coefficienti di sicurezza.

Considerando il valore caratteristico del materiale come frattile 5% della distribuzione delle resistenze, ci si assicura che la resistenza sarà minore solo nel 5% dei casi.

Per i carichi si hanno i valori nominali, come il peso di elementi di dimensioni e caratteristiche ben definite (ad esempio soletta di 4 cm, intonaco di spessore 2 cm, ecc.), e valori massimi, come ad esempio i carichi accidentali che agiscono in un'abitazione. Però, in realtà, non è possibile sapere se la costruzione sarà realizzata esattamente secondo le previsioni e quindi se i valori nominali saranno rispettati, né se i valori accidentali non saranno mai superati. Da questo punto di vista anche la valutazione dei carichi ha un significato probabilistico. Il valore massimo del carico è, piuttosto, il valore caratteristico e cioè il frattile 95% della distribuzione (il carico sarà minore nel 95% dei casi).

Si può affermare che la differenza tra i due metodi sta soprattutto nell'applicazione dei coefficienti di sicurezza. Nel metodo delle tensioni ammissibili, per i materiali si considerano ammissibili valori molto più bassi rispetto a quelli ultimi e quindi tale metodo applica forti coefficienti di sicurezza alle resistenze. Per i carichi si usano i valori caratteristici senza applicare, quindi, un ulteriore coefficiente di sicurezza ai carichi.

Nel metodo agli stati limite, per i materiali si considerano dei valori limite corrispondenti a un frattile più basso, cioè leggermente minori rispetto a quelli caratteristici. Il metodo applica, quindi, un coefficiente di sicurezza alle resistenze. Per i carichi si usano valori corrispondenti a un frattile più alto, cioè maggiori dei valori caratteristici, e si applica quindi un coefficiente di sicurezza ai carichi. Alcuni studi probabilistici hanno dimostrato che il riferimento a frattili così bassi per le resistenze e così alti per i carichi garantisce una bassissima probabilità di collasso.

1.3.1. Caratteristiche di sollecitazione

Le caratteristiche di sollecitazione si possono determinare con diversi modelli o con diversi metodi di analisi:

- elastico-lineare;
- elastico-lineare con ridistribuzioni;
- non lineare;
- elasto-plastico.

Il più adoperato è certamente il primo che è il più semplice e affidabile. L'analisi non lineare con ridistribuzione consiste nell'effettuare un'analisi lineare e, per

tutte le sezioni nelle quali il momento di calcolo è superiore a quello resistente, ridistribuire questa eccedenza nel rispetto dell'equilibrio. Le analisi non lineare e plastica richiedono l'assunzione di opportuni legami momento-curvatura delle sezioni, in modo da tener conto del contributo dovuto alla parte di calcestruzzo teso non fessurato.

La teoria statica su cui si basa l'analisi elastico-lineare si fonda su tre ipotesi fondamentali:

- il calcestruzzo si comporta a compressione come un materiale omogeneo e isotropo. Si va ad assumere il modulo E_c a compressione come costante in luogo di quello effettivo variabile;
- calcestruzzo e armatura sono solidali tra loro, e questo per l'ottima aderenza che esiste tra i due materiali;
- calcestruzzo non reagente a trazione. Con questa ipotesi si vanno a calcolare tensioni nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso maggiori di quelle effettive.

Nel seguito si riepilogano le caratteristiche di sollecitazione cui può essere soggetta una sezione, con le relative formule di verifica o di progetto.

1.3.1.1. Sforzo normale

Si parla di sollecitazione di sforzo normale quando sulla base libera del solido si ha solo la caratteristica di sollecitazione normale a essa e baricentrica.

Dato che è poco frequente che sezioni in cemento armato siano sollecitate da puro sforzo normale, esclusi casi particolari (aste in travature reticolari, tiranti in sospensione, catene di archi a spinta eliminata, anelli di bordo di cupole o serbatoi), si ha sforzo normale quando esso è predominante rispetto alla flessione.

La verifica di una sezione in cemento armato soggetta a sforzo normale si effettua calcolando lo sforzo normale N massimo che la sezione può sopportare, con la formula:

$$N = f_c^* (A_c + n' \cdot A_f)$$

dove f_c^* è la tensione limite ridotta per il calcestruzzo a compressione posta pari a $0,31 R_{ck}$.

Quindi nel problema di verifica si conosce la sezione (e quindi l'area di calcestruzzo A_c) e l'area di armatura A_f . Il coefficiente n' è il coefficiente di omogeneizzazione convenzionale pari al rapporto tra f_{yd} e f_c^* ed è posto pari a 30.

Nel metodo delle tensioni ammissibili si aveva:

$$\sigma_c = \frac{N}{(A_c + n \cdot A_f)}$$

e si doveva verificare che tale tensione fosse minore della tensione ammissibile, funzione della tensione caratteristica cubica R_{ck} , che a sua volta si calcolava con la formula:

$$\sigma_{ca} = 60 + (R_{ck} - 150)/4$$

Se si conosce lo sforzo normale N e si vuole ricavare la sezione e l'armatura, si può fissare una delle due incognite e ricavare l'altra sempre con la formula precedente. In realtà si preferisce fissare il rapporto $\alpha = A_f/A_c$ che le norme pongono compreso tra 0,003 e 0,08.

Si ottiene:

$$A_c = \frac{N}{f_c^* \cdot (1 + n \cdot \alpha)}$$

e infine $A_f = \alpha \cdot A_c$.

1.3.1.2. Flessione e pressoflessione

Si ha flessione semplice quando in ogni sezione la risultante delle forze esterne si riduce a una coppia di momento M giacente in un piano che contiene l'asse geometrico del solido. Esisterà in ogni sezione un luogo di punti non sollecitati, chiamato *asse neutro*, che risulterà baricentrico e coniugato all'asse di sollecitazione rispetto all'ellisse centrale d'inerzia della sezione reagente e separerà questa in due parti: l'una tesa e l'altra compressa.

Nel conglomerato cementizio armato si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo e si considera quale area reagente quella omogenea tesa (rappresentata, cioè, dall'area equivalente di calcestruzzo) e quella del conglomerato compresso (cui si aggiunge, sempre sostituita dall'area equivalente di calcestruzzo, l'eventuale armatura compressa).

Si è, invece, in presenza di sforzo normale eccentrico (presso-flessione) quando la risultante delle forze esterne si riduce a uno sforzo normale N e un momento flettente M . Tale sistema è staticamente equivalente a una forza N diretta secondo l'asse del solido, applicata in un punto C (centro di sollecitazione) diverso dal baricentro G della sezione. L'asse neutro, coniugato all'asse di sollecitazione, non è più baricentrico.

Il comportamento di una sezione rettangolare sollecitata a presso-flessione è diverso a seconda che il centro di sollecitazione sia interno o esterno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione. Nel primo caso l'asse neutro è esterno alla sezione, che risulta pertanto interamente reagente; nel secondo l'asse neutro taglia la sezione che risulta parzializzata.

Nel metodo delle tensioni ammissibili il problema di verifica si ha quando vengo-

no assegnate le caratteristiche geometriche della sezione e si controlla, attraverso la determinazione dell'asse neutro, che le massime sollecitazioni nel calcestruzzo compresso e nell'armatura tesa siano contenute nei limiti ammissibili.

Per prima cosa occorre trovare la posizione dell'asse neutro. Conoscendo la distanza dall'asse neutro del lembo compresso x_c si può calcolare il momento d'inerzia I_{ci} della sezione reagente rispetto all'asse neutro.

La sollecitazione massima nel calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = M \cdot x_c / I_{ci}$$

che deve essere minore della tensione ammissibile del calcestruzzo σ_{ca} .

Per l'armatura tesa si ha:

$$\sigma_f = n \cdot M \cdot (h - x_c) / I_{ci}$$

che deve essere minore della tensione ammissibile σ_{fa} dell'acciaio.

Il valore di h è l'altezza utile della sezione.

La tensione ammissibile del calcestruzzo è indicata dalla normativa in funzione della resistenza caratteristica cubica R_{ck} del calcestruzzo.

Si hanno diversi valori per la tensione ammissibile rispettivamente per i vari tipi di acciaio.

Per gli acciai a barre lisce si ha:

- per FeB22k, $\sigma_{fa} = 1200 \text{ kg/cm}^2$;
- per FeB32k, $\sigma_{fa} = 1600 \text{ kg/cm}^2$.

Per gli acciai ad aderenza migliorata non controllata in stabilimento si ha:

- per FeB38k, $\sigma_{fa} = 1900 \text{ kg/cm}^2$;
- per FeB44k, $\sigma_{fa} = 2200 \text{ kg/cm}^2$.

Per gli acciai ad aderenza migliorata controllata in stabilimento si ha:

- per FeB38k, $\sigma_{fa} = 2200 \text{ kg/cm}^2$;
- per FeB44k, $\sigma_{fa} = 2600 \text{ kg/cm}^2$.

Sempre nel metodo delle tensioni ammissibili, nel caso del progetto di una sezione, assegnati il momento flettente M , la base della sezione b , la tensione ammissibile nel calcestruzzo, la tensione ammissibile nell'acciaio e il coefficiente di omogeneizzazione n , occorre determinare l'altezza utile h della sezione e l'armatura tesa A_f .

Per l'altezza utile si ha:

$$h = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Per l'armatura si ha:

$$A_f = t \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

dove i coefficienti r e t si ottengono in funzione delle sollecitazioni ammissibili dell'acciaio e del calcestruzzo e del coefficiente n .

Nelle applicazioni pratiche, per l'armatura si utilizza la formula semplificata:

$$A_f = M/0,9 \cdot h \cdot \sigma_{fa}$$

Si definisce, infine, *momento resistente* di una sezione in conglomerato cementizio armato il massimo momento che la sezione può sopportare senza che siano superate, nel calcestruzzo e nell'acciaio, le tensioni ammissibili.

Per una generica sezione in cemento armato si ha il momento resistente del calcestruzzo:

$$M_{rc} = \sigma_{ca} \cdot I_{ci} / x_c$$

e il momento resistente nell'acciaio:

$$M_{rf} = \sigma_{fa} \cdot I_{ci} / (n \cdot (h - x_c))$$

Passando al metodo degli stati limite, la rottura per flessione semplice o composta si raggiunge quando si verificano le seguenti condizioni:

- a) eccesso di deformazione plastica nell'acciaio teso;
- b) schiacciamento del calcestruzzo per flessione;
- c) schiacciamento del calcestruzzo per compressione.

La prima condizione si raggiunge convenzionalmente quando la deformazione specifica dell'acciaio teso raggiunge il valore del 10‰. Le condizioni b) e c) si raggiungono rispettivamente quando la deformazione specifica del calcestruzzo è pari al 3,5‰ e al 2,5‰.

Con le limitazioni indicate per le deformazioni del calcestruzzo e dell'acciaio si possono individuare sei diverse regioni nelle quali potrà trovarsi la retta delle deformazioni specifiche.

A seconda della sua posizione, la sezione retta sarà soggetta a un tipo di sollecitazione che va dalla trazione semplice della regione 1, alla flessione semplice o composta nelle regioni 2, 3, 4, alla flessione composta nella regione 5 e alla compressione semplice nella regione 6 (figura 1.3).

Fissato un valore della distanza dell'asse neutro dal lembo compresso, risulta nota la regione nella quale la sezione viene a trovarsi nelle condizioni di rottura: ciò significa che risulta nota la deformazione specifica massima del calcestruzzo o dell'acciaio teso.

Infatti nelle regioni 1 e 2 l'acciaio teso possiede una deformazione specifica pari al 10‰ mentre nelle regioni 3, 4 e 5 il calcestruzzo possiede una deformazione specifica del 3,5‰. Nota l'una o l'altra delle due deformazioni specifiche, e avendo fissato una posizione dell'asse neutro, risulta completamente individuato il diagramma delle deformazioni dalla condizione di congruenza.

L'equilibrio alla traslazione e quello alla rotazione intorno al baricentro delle

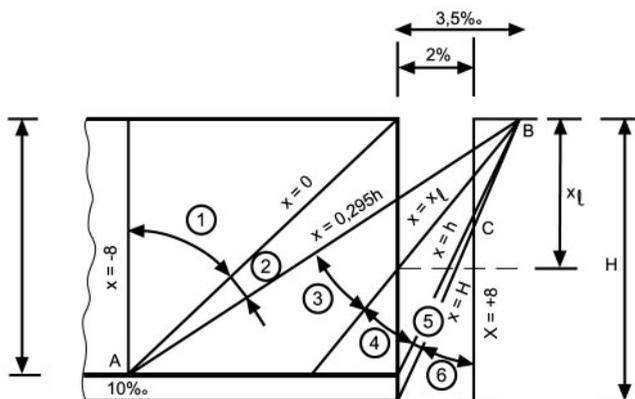


Figura 1.3. Indicazione delle regioni

armature tese permettono, infine, di conoscere lo sforzo normale di rottura e il momento corrispondente rispetto alle armature tese.

Le equazioni che si ottengono sono molto complesse e non vengono mai utilizzate se non in casi particolari. In questo testo si è voluto fare una sintesi del problema che si evita, quindi, di approfondire ulteriormente, rimandando a testi specifici. Qui saranno utilizzate solo le semplici formule che si ottengono nei casi particolari che si possono incontrare nella realtà, come la sezione rettangolare inflessa.

Nella sezione rettangolare inflessa si può operare, per il progetto, con le stesse modalità operative del metodo delle tensioni ammissibili utilizzando un metodo di calcolo semplificato come quello proposto dall'Eurocodice 2: esso consiste nello schematizzare il diagramma di tensioni nel calcestruzzo come rettangolare con tensioni pari alla resistenza di calcolo e profondità pari a $0,8x$.

Con tale schematizzazione si ottengono notevoli semplificazioni analitiche, mentre gli scarti rispetto alle soluzioni ottenute col diagramma parabolico-rettangolo risultano di poche unità percentuali con le ordinarie percentuali di armatura impiegate.

Sorvolando sulla dimostrazione analitica, con la schematizzazione descritta si ottiene la formula:

$$A_f = \frac{M}{0,88 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

approssimata a

$$A_f = \frac{M}{0,9 \cdot h \cdot f_{yd}}$$

identica a quella utilizzata per il calcolo dell'armatura nel metodo delle tensioni ammissibili.