



[Scheda sul sito >](#)

VINCENZO NUNZIATA

# TEORIA E PRATICA DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

SECONDA EDIZIONE AMPLIATA E AGGIORNATA  
AGLI EUROCODICI STRUTTURALI E ALLE NORME ITALIANE

Dario Flaccovio Editore

VINCENZO NUNZIATA

# TEORIA E PRATICA DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

SECONDA EDIZIONE AMPLIATA E AGGIORNATA  
AGLI EUROCODICI STRUTTURALI E ALLE NORME ITALIANE

---

## 1. Teoria



Dario Flaccovio Editore

*A Odone Belluzzi e Pier Luigi Nervi,  
scienza ed arte del costruire*

Vincenzo Nunziata

TEORIA E PRATICA DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

ISBN 978-88-579-0147-3

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

[www.darioflaccovio.it](http://www.darioflaccovio.it) [info@darioflaccovio.it](mailto:info@darioflaccovio.it)

Seconda edizione: luglio 2012

Nunziata, Vincenzo <1961->

Teoria e pratica delle strutture in cemento armato / Vincenzo Nunziata. – 2. ed. ampliata e aggiornata agli eurocodici strutturali e alle norme italiane. - Palermo : D. Flaccovio. – v. 1. Strutture in cemento armato.

624.1834 CDD-22

SBN Pal0245929

*CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"*

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo luglio 2012

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

*Prefazione alla seconda edizione*

*Prefazione alla prima edizione*

### 1. Introduzione

1.1. Generalità.....	pag.	15
1.2. Brevi richiami di teoria della probabilità.....	»	18
1.2.1. Le resistenze dei materiali.....	»	21
1.2.2. I carichi.....	»	22
1.3. Metodi di calcolo.....	»	24
1.4. Cenni storici.....	»	27
1.5. Comportamento di elementi strutturali in cemento armato.....	»	33

### 2. Materiali

2.1. Calcestruzzo.....	»	37
2.1.1. I componenti.....	»	38
2.1.1.1. Cemento.....	»	38
2.1.1.2. Aggregati.....	»	41
2.1.1.3. Acqua.....	»	42
2.1.1.4. Altri componenti.....	»	42
2.1.1.5. Conclusioni.....	»	43
2.1.2. Le caratteristiche.....	»	44
2.1.2.1. Composizione o mix design.....	»	44
2.1.2.2. Lavorabilità.....	»	46
2.1.2.3. La durabilità.....	»	49
2.1.2.3.1. La corrosione delle armature.....	»	50
2.1.2.3.2. L'attacco chimico.....	»	52
2.1.2.3.3. Cicli di gelo e disgelo.....	»	53
2.1.2.3.4. Indicazioni di normativa sulla durabilità.....	»	53
2.1.2.4. La resistenza meccanica.....	»	57

2.1.2.4.1. Controllo di accettazione .....	»	58
2.1.2.5. Il modulo di elasticità e altri parametri significativi .....	»	59
2.2. L'acciaio .....	»	63
2.2.1. Procedure di controllo ed accettazione .....	»	67
2.2.1.1. Controlli di accettazione in cantiere .....	»	68

### **3. Progettazione agli stati limite**

3.1. Principi generali .....	»	71
3.2. Definizioni .....	»	73
3.3. Il calcolo agli stati limite .....	»	73
3.4. Azioni di calcolo e loro combinazioni .....	»	73
3.4.1. Carichi di esercizio (o di progetto) .....	»	74
3.4.2. Azioni di calcolo .....	»	75
3.5. Calcolo delle sollecitazioni .....	»	78
3.5.1. Ipotesi di base .....	»	78
3.5.2. Analisi della struttura .....	»	79
3.6. Resistenze di calcolo dei materiali .....	»	81
3.7. Verifiche .....	»	83
3.7.1. Stato limite ultimo .....	»	83
3.7.1.1. Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni del calcestruzzo .....	»	84
3.7.1.2. Diagramma di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio .....	»	85
3.7.2. Stati limite di esercizio .....	»	86
3.7.2.1. Stati limite delle tensioni di esercizio .....	»	86
3.7.2.2. Stati limite di fessurazione .....	»	87
3.7.2.3. Stati limite di deformazione .....	»	89

### **4. Sforzo normale**

4.1. Lo sforzo normale centrato .....	»	91
4.2. I pilastri cerchiati .....	»	94
4.3. Prescrizioni normative .....	»	99

### **5. La flessione retta**

5.1. Introduzione .....	»	101
-------------------------	---	-----

5.2. Sezione rettangolare con armatura semplice. Calcolo di verifica .....	» 108
5.3. Sezione rettangolare con armatura semplice. Calcolo di progetto.....	» 112
5.4. Sezione rettangolare con armatura doppia. Calcolo di verifica .....	» 116
5.5. Sezione rettangolare con armatura doppia. Calcolo di progetto .....	» 123
5.6. Sezione a T.....	» 129
5.6.1. Sezione a T a semplice armatura con asse neutro che taglia l'anima	» 132
5.6.2. Sezione a T con doppia armatura.....	» 135

## **6. La flessione deviata**

6.1. Introduzione .....	» 141
6.2. La trattazione teorica .....	» 142
6.1.1. Metodi iterativi .....	» 143
6.1.2. Metodo semplificato .....	» 147

## **7. Il taglio**

7.1. Introduzione .....	» 155
7.2. La teoria elastica .....	» 161
7.3. Elementi senza armatura trasversale resistenti a taglio.....	» 172
7.3.1. Il modello a pettine .....	» 173
7.3.2. Prescrizioni normative .....	» 177
7.4. Elementi con armatura trasversale resistenti a taglio.....	» 180
7.4.1. Il modello a traliccio a inclinazione variabile.....	» 183
7.4.2. Verifica della sezione e progetto delle armature .....	» 188
7.4.2.1. Verifica della sezione .....	» 190
7.4.2.2. Progetto delle armature.....	» 193
7.4.3. Minimi di armatura e prescrizioni normative .....	» 195
7.4.4. Travi di altezza variabile.....	» 199

## **8. La pressoflessione**

8.1. Introduzione .....	» 201
8.2. Verifica a pressoflessione retta .....	» 202
8.2.1. Sezione rettangolare parzializzata .....	» 205
8.2.2. Sezione rettangolare tutta compressa.....	» 206
8.2.3. Costruzione del dominio limite M-N (o curva d'interazione) .....	» 212

8.2.4. Sezioni pressoinflesse armate asimmetricamente. Metodo di calcolo semplificato.....	»	217
8.3. La pressoflessione deviata .....	»	219
8.3.1. Costruzione della superficie di iterazione.....	»	220
 <b>9. La torsione</b>		
9.1. Introduzione.....	»	223
9.2. Il modello resistente a torsione .....	»	224
9.3. La verifica e il progetto della sezione .....	»	229
9.3.1. Verifica della sezione .....	»	229
9.3.2. Il progetto della sezione.....	»	230
9.4. Torsione e taglio.....	»	232
 <b>10. Edifici in cemento armato in zona sismica</b>		
10.1. Introduzione .....	»	237
10.2. Richiami di sismologia .....	»	240
10.3. I terremoti .....	»	244
10.3.1. Classificazione dei terremoti.....	»	247
10.4. Principi di analisi dinamica.....	»	252
10.4.1. Generalità.....	»	252
10.4.2. Oscillatore semplice.....	»	253
10.4.3. Gli spettri di risposta.....	»	260
10.4.4. Cenni di analisi modale .....	»	264
10.4.4.1. Modi naturali di oscillazione (autovettori) .....	»	269
10.4.4.2. Coefficiente di partecipazione .....	»	272
10.4.4.3. Comportamento dinamico di un telaio spaziale .....	»	275
10.5. Progettazione antisismica secondo l'Eurocodice 8 e le Norme tecniche per le costruzioni (NTC) .....	»	279
10.5.1. Valutazione dell'azione sismica.....	»	282
10.6. Progettare una struttura in cemento armato in zona sismica.....	»	289
10.6.1. Criteri generali di progettazione e considerazioni .....	»	289
10.6.2. Caratteristiche generali delle costruzioni secondo le NTC 08 .....	»	297
10.6.3. Le fondazioni .....	»	299
10.6.4. Strutture dissipative e non dissipative .....	»	300
10.6.5. Strutture dissipative .....	»	306



10.6.5.1. Tipologie strutturali .....	»	306
10.6.5.2. Fattori di struttura .....	»	310
10.6.5.3. Progetto e verifica degli elementi strutturali .....	»	311
10.6.5.3.1. Travi.....	»	312
10.6.5.3.2. Pilastri.....	»	314
10.6.5.3.3. Nodi trave-pilastro.....	»	315
10.6.5.3.4. Pareti.....	»	317
Appendice A .....	»	323
Appendice B .....	»	327
Indice analitico.....	»	371
Bibliografia .....	»	373

## Prefazione alla seconda edizione

Questa seconda edizione viene pubblicata distanza di circa 11 anni dalla prima. L'apprezzamento ricevuto dai lettori e il successo editoriale della prima edizione sono stati elevati, così come le continue richieste di aggiornamento e revisione della prima stesura.

La prima edizione è stata anticipatrice dei tempi sia per la trattazione teorica del metodo agli stati limite applicato alla statica del cemento armato con regole semplificate mediate dal metodo classico delle tensioni ammissibili, allora quello maggiormente adoperato, sia per il riferimento agli Eurocodici strutturali e in particolare all'Eurocodice 2 *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici*.

È fonte di grande soddisfazione constatare che oggi la maggior parte dei libri pubblicati che trattano della statica delle strutture in cemento armato utilizza le stesse procedure semplificate e riferimento normativo (l'attuale normativa italiana si basa essenzialmente sugli Eurocodici con lievi modifiche e integrazioni).

Nonostante la prima edizione del libro sia ancora idonea, ho voluto proporre alla comunità scientifica e tecnica questa *nuova edizione* essenzialmente per poter trattare tre argomenti: miscele di calcestruzzo e processi di controllo e accettazione; inquadramento della trattazione statica del cemento armato in una forma definitiva e consolidata; introduzione all'analisi delle strutture in cemento armato in zona sismica.

Il primo argomento è esaminato diffusamente nel capitolo 2 *Materiali* che è stato completamente riscritto e aggiornato con particolare riferimento alle caratteristiche tecnologiche e prestazionali del calcestruzzo (composizione o mix design, lavorabilità, durabilità), ritenendo la conoscenza tecnologica e prestazionale (la pratica) bagaglio culturale indispensabile per uno strutturista.

Il secondo argomento occupa i capitoli 4-9, rispettivamente *Sforzo normale, Flessione retta, Flessione deviata, Taglio, Pressoflessione e Torsione*, in buona parte riscritti e aggiornati nella trattazione teorica basata sull'applicazione degli Eurocodici e delle norme italiane che ad essi si ispirano, eliminando i riferimenti al vecchio metodo delle tensioni ammissibili ormai in disuso.

Il terzo argomento è riportato nel capitolo 10 *Edifici in cemento armato in zona sismica*, capitolo che è stato aggiunto in quanto, alla luce anche dei tragici eventi provocati dai terremoti che si sono succeduti negli ultimi anni, si ritiene fondamentale la conoscenza dei principi di progettazione in zona sismica atteso che ormai tutto il territorio italiano ricade in zona sismica secondo le più recenti mappe dell'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia (INGV).

Il capitolo 1, *Introduzione*, riporta brevi richiami di teoria delle probabilità, di storia e comportamento delle strutture in cemento armato. Il capitolo 3, *Progettazione agli stati limite*, illustra i principi generali di analisi delle strutture agli stati limite – azioni e loro combinazioni, calcolo delle sollecitazioni, resistenze di calcolo, verifiche, ecc. – così come prescritto dagli Eurocodici e dalle norme italiane.

Questa nuova edizione del libro è completata da due utili appendici: appendice A *Regole di progettazione ed esecuzione* e appendice B *Linee guida calcestruzzi strutturali (sintesi)*.

Il linguaggio utilizzato nella trattazione è semplice e di facile comprensione. Nell'esposizione teorica si ricorre spesso a esercizi applicativi che servano meglio a chiarire e far comprendere i concetti esposti, sull'esempio dell'opera magistrale *Scienza delle costruzioni* del maestro ideale prof. Odone Belluzzi.

L'auspicio è che questo libro aggiornato e notevolmente ampliato rispetto alla precedente edizione possa diventare un riferimento per studenti e progettisti strutturali che si occupano di strutture in cemento armato, aiutando a comprendere il funzionamento teorico e applicativo di questo *meraviglioso* materiale, così come lo definiva l'altro maestro ideale ing. Pier Luigi Nervi.

Aprile 2012

Vincenzo Nunziata

## Prefazione alla prima edizione

Numerosi sono i testi che trattano del cemento armato. Nonostante questo ho ritenuto utile la pubblicazione del presente volume in quanto penso che esso possa trovare una sua collocazione nella vasta bibliografia sull'argomento. Tale convinzione mi viene dalla considerazione sulle enormi difficoltà affrontate da giovane ingegnere appena laureato nella progettazione esecutiva di strutture in cemento armato, e avendo avuto la possibilità di maturare una certa esperienza nel settore ho ritenuto utile trasferire questa esperienza, oltre a una adeguata conoscenza teorica, nel presente testo.

Per poter progettare con sicurezza una qualsiasi struttura occorre una conoscenza sia teorica che pratica della tipologia strutturale che si intende adottare. Questo è tanto più vero per il cemento armato, materiale difficilmente inquadrabile in rigidi schemi di calcolo ed estremamente aleatorio per composizione e condizioni al contorno, come ben lo sapevano i pionieri delle costruzioni in cemento armato (il materiale così come lo conosciamo oggi ha circa un secolo di vita) che avevano impostato la trattazione teorica su schemi semplici (a vantaggio di sicurezza) e l'esecuzione pratica su di una consolidata esperienza, nel rispetto di norme che venivano aggiornate assai di rado. Oggigiorno la tendenza si è capovolta con il proliferare di norme e di nuove teorie a cui è difficile stare appresso.

In base alle ultime norme sul cemento armato è consentita l'applicazione della norma europea Eurocodice 2 (EC2) così come modificata ed integrata dalla normativa italiana (Documento di Applicazione Nazionale (DAN) dell'EC2), che considera nell'analisi statica il metodo agli stati limite tralasciando il metodo delle tensioni ammissibili che è stato ed è ancora adoperato (ne è consentito l'uso dalla normativa italiana che fa riferimento al D.M. 14 febbraio 1992).

In questo volume in cui vengono trattate la tecnica e la statica del cemento armato si è fatto riferimento all'Eurocodice 2 così come modificato ed integrato dal DAN, per cui nella trattazione teorica è stato utilizzato il metodo agli stati limite che però è stato continuamente confrontato argomento per argomento con il consolidato metodo delle tensioni ammissibili, anzi laddove il primo ci è sembrato troppo complicato o poco pratico si sono adottate delle espressioni semplificate mediate dal secondo, questo perché l'esperienza acquisita è fondamentale quando si deve intraprendere una nuova strada e nel caso del cemento armato bisogna adottare tutte le cautele possibili. Un secondo volume, che rappresenta la naturale continuazione del primo, tratterà gli elementi principali delle strutture in cemento armato (solai, travi, pilastri, scale, ecc.) la cui corretta progettazione (sia teorico che pratica) è fondamentale per la buona riuscita di un fabbricato in cemento armato.

Un ricordo e un ringraziamento al mio Maestro ideale prof. Odone Belluzzi per quello che ci ha lasciato e per l'aiuto avuto nella scrittura del presente testo dalla consultazione della sua Opera fondamentale sulla Scienza delle Costruzioni.

Il volume è diviso in quattro capitoli. Nel primo capitolo viene introdotta la statica del cemento armato, accennato al metodo classico delle tensioni ammissibili e a quello degli stati limite, e vengono forniti dei cenni storici. Nel secondo capitolo si tratta del materiale, ovvero della miscela che costituisce il conglomerato cementizio e delle armature discutendo delle caratteristiche sia fisico che meccaniche. Nel terzo capitolo viene trattata la progettazione agli stati limite, vengono presi in considerazione gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio, con le ipotesi base. Il quarto capitolo tratta della statica del cemento armato, adottando come norma di riferimento l'Eurocodice 2 così come modificato ed integrato dal DAN, e quindi il metodo agli stati limite, facendo continui confronti con il metodo classico delle tensioni ammissibili; sono riportati numerosi esercizi che integrano e chiariscono i concetti esposti.

Maggio 2001

Vincenzo Nunziata

# 1. INTRODUZIONE

## 1.1. Generalità

“Le costruzioni in cemento armato sono tutte quelle in cui i due materiali, ferro e conglomerato di cemento, risultano uniti in modo da poter opporre insieme una resistenza statica contro le forze esterne”. Così definiva il cemento armato il professore Emile Mörsch nel 1902 nella sua opera magistrale *Der Eisenbetonbau*, la prima a trattare in modo organico la teoria classica del cemento armato con il cosiddetto “metodo *n*” o “metodo delle tensioni ammissibili”<sup>1</sup>.

Si è voluta riportare tale citazione del Mörsch di proposito come introduzione al presente testo in quanto va riconosciuto all’esimo maestro il merito di aver fatto conoscere oltre la teoria anche la pratica del cemento armato a generazioni di professionisti (in Italia l’edizione tedesca dell’opera di Mörsch fu tradotta una prima volta nel 1910 e una seconda nel 1923-1930 con il titolo *Teoria e pratica del cemento armato*). I principi di calcolo introdotti nel su citato testo sono ancora oggi, a distanza di quasi un secolo, validi come dimostrano milioni di costruzioni in cemento armato calcolate ed eseguite secondo tali criteri che risultano ancora funzionali e staticamente idonee. Il cemento armato in più di un secolo di applicazioni (le prime strutture in c.a. risalgono al 1870) ha dimostrato di essere un materiale affidabile, robusto, durevole, acquisendo piena dignità quale materiale strutturale<sup>2</sup>, alla pari di altri materiali come la muratura in pietra naturale e l’acciaio.

<sup>1</sup> In realtà Mörsch non è stato il primo in assoluto in quanto già nel 1886 Mathias Koenen aveva pubblicato un libro *Zentral batt der Bauverwaltung* in cui impostava i fondamenti della teoria di calcolo del cemento armato.

<sup>2</sup> Secondo Pier Luigi Nervi, insigne maestro che ha elevato ad arte la progettazione delle strutture in cemento armato e a mio modesto parere la figura più alta di “ingegnere strutturista” del secolo appena passato (insieme all’altro maestro Odone Belluzzi, la figura più alta di “professore”, rappresentano per me fonte di stima e di eterna riconoscenza per quello che ci hanno lasciato), il cemento armato è “il più bel sistema costruttivo che l’umanità abbia saputo trovare fino ad oggi” ma nonostante questo asseriva che “la possibilità di conoscenza e dominio di un così aggrovigliato complesso di fenomeni [...] è assolutamente negativa” riferendosi agli elementi citati. A tal proposito riportava un esempio nella sua opera *Scienza o arte del costruire*: infatti, avendo avuto la possibilità non comune di progettare e costruire 6 aviorimesse a struttura geodetica in cemento armato di 102 × 40 m perfettamente identiche per forma e condizioni di carico (peso proprio) ma costruite in luoghi e tempi diversi, aveva potuto osservare e rilevare con accuratezza le deformazioni corrispondenti di elementi analoghi rimanendo impressionato dalla diversità di tali deformazioni che indicavano un

L'evoluzione avvenuta in tutti questi anni nella progettazione di strutture in c.a., ha interessato sia la qualità dei materiali base: calcestruzzo cementizio e acciaio, sia l'analisi teorica. Si è passati da calcestruzzi strutturali prodotti all'inizio del '900 con tensione minima limite in esercizio (tensione ammissibile) di  $\sigma < 3 \text{ N/mm}^2$  (D.M. 10/01/1907) a calcestruzzi attuali con  $\sigma_c < 0,45f_{ck} \cong 9 \text{ N/mm}^2$  ( $R_{ck} 25$ ), già oggi è possibile produrre calcestruzzi ad alta resistenza con  $R_{ck} > 100 \text{ N/mm}^2$ ; per gli acciai da  $\sigma_s < 120 \text{ N/mm}^2$  a  $\sigma_s < 0,8f_{yk} \cong 360 \text{ N/mm}^2$  (acciaio B450C).

L'evoluzione dell'analisi teorica delle strutture in c.a. è stata molto influenzata dai mezzi di calcolo sempre più sofisticati, resisi disponibili con il passare degli anni e il progresso tecnologico<sup>3</sup> anche se le ipotesi fondamentali e statiche sono rimaste essenzialmente le stesse.

Un discorso a parte merita la trattazione dell'evoluzione dei metodi di calcolo basata più che su "nuove" ipotesi o ricerche scientifiche, su un diverso "approccio" nella valutazione della sicurezza strutturale; il Morsch già ipotizzava che "il fine di ogni calcolo statico, più che la determinazione delle sollecitazioni provocate da un dato carico in ogni elemento costruttivo, deve essere la constatazione di un sufficiente grado di sicurezza". Proprio partendo da questa considerazione – sebbene già all'inizio del '900 il cemento armato fosse già noto sia per le sue caratteristiche prestazionali e meccaniche, giacché era stata fatta una estesa campagna sperimentale ad opera di istituti universitari e di imprese private (Wayss e Freytag, imprese tedesche), sia per le variabili alquanto aleatorie (qualità dei componenti, dosaggio, temperatura, ecc.) che caratterizzano la composizione di un buon calcestruzzo – l'analisi teorica si era rivolta verso metodi semplici e di facile applicazione che sebbene approssimati consentissero di raggiungere il giusto grado di sicurezza, primo tra tutti il *metodo delle tensioni ammissibili* basato essenzialmente sull'analisi elastica (analisi lineare) per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica delle sezioni. Si era comunque ben consapevoli che né le sollecitazioni né le tensioni derivano da condizioni di tipo elastico sulle quali si basa il calcolo e la teoria (teoria dell'elasticità), bensì da leggi non lineari (analisi plastica) difficilmente inquadrabili in schemi di calcolo semplici allorché si deve raggiungere un risultato in tempi ragionevoli, di facile lettura e rappresentazione. Morsch, facendo riferimento a tutte le ricerche allora disponibili e a quelle da lui stesso fatte eseguire sia presso la scuola tecnica superiore di Stoccarda, dove era professore, sia presso la ditta Wayss e Freytag su campioni in scala reale

diverso stato tensionale degli elementi considerati. Alla fine concludeva che "il reale ed effettivo funzionamento di una struttura iperstatica dipende da tanti e così mutevoli condizioni e circostanze esecutive, da essere a priori assolutamente indeterminato ed indeterminabile".

<sup>3</sup> Si è passati dai primi regoli calcolatori dei primi del 1900 alle prime calcolatrici degli anni '60, ai primi computer degli anni '80, fino alle "macchine" attuali e relativi software che consentono in pochi minuti di eseguire calcoli per i quali un tempo occorre mesi senza ottenere lo stesso livello di approssimazione e affidabilità.

di travi, pilastri, sbalzi, sottoponendo i vari elementi alle sollecitazioni semplici di compressione, flessione, taglio e torsione e a loro combinazioni, trascrisse nel suo libro *Der Eisenbetonbau*, già citato, le basi teoriche della statica del cemento armato secondo il metodo classico delle tensioni ammissibili in maniera completa ed esaustiva, riportando continui riferimenti alle verifiche sperimentali e alle applicazioni pratiche tanto che pubblicò un secondo volume di applicazioni su costruzioni civili, fondazioni, muri di sostegno e di sponda, camini e torri, consapevole che per un ingegnere strutturista teoria e pratica sono due facce della stessa medaglia.

Le prime norme pubblicate sulle strutture in c.a. furono proprio quelle tedesche del 1904 a cui seguirono quelle francesi (1906) e italiane (1907) basate essenzialmente sulla trattazione del Morsch. Il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili è rimasto sostanzialmente invariato, salvo piccole modifiche nella definizione di alcuni coefficienti<sup>4</sup> e indicazioni relative alla qualità dei materiali e controllo, sino alla sua definitiva sostituzione con l'altro metodo più moderno indicato come *metodo semiprobabilistico agli stati limite* o *metodo degli stati limite* decretato dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 (NTC 08)<sup>5</sup>.

Il *nuovo* metodo si basa su concetti di natura probabilistica applicati alla resistenza dei materiali, al valore dei carichi agenti, e in generale alla sicurezza delle strutture nei confronti del collasso (stati limite ultimi) e della funzionalità (stati limite di esercizio). Per gli edifici in c.a. particolare rilievo riveste la sicurezza strutturale nei confronti del collasso provocato da azioni sismiche atteso anche le sempre più frequenti tragedie provocate dai terremoti, tant'è che le nuove norme hanno esteso le zone sismiche a quasi tutto il territorio italiano nel senso che

<sup>4</sup> Ad esempio il coefficiente di omogeneizzazione  $n$  dell'acciaio al calcestruzzo, fondamentale per il calcolo delle tensioni nella sezione reagente di calcestruzzo e acciaio (tondini) pari al rapporto dei moduli elastici  $n = \frac{E_s}{E_c}$ , fu posto inizialmente di valore 10 dal regolamento italiano del 10 gennaio 1907 che è pari circa al valore reale di tale rapporto per moduli elastici all'origine nel diagramma delle tensioni  $\left(E = \frac{\sigma}{\varepsilon}\right)$ , in fase elastica. Giacché il coefficiente di sicurezza  $s$  è riferito alla condizione di rottura dei materiali ( $\sigma_r/\sigma_{amm} = 2$ ) e giacché in condizioni limite i moduli elastici sia dell'acciaio che del calcestruzzo si riducono (tangente al diagramma delle tensioni  $\sigma - \varepsilon$ ), di più quello del calcestruzzo rispetto a quello dell'acciaio, si è riscontrato che il *valore convenzionale*  $n = 15$  approssima meglio tali condizioni limite. Si dovette aspettare in Italia il D.M. 30/05/1972 affinché tale valore fosse accettato e imposto nei calcoli, mentre in Germania ciò avveniva già nelle norme degli anni '30. In definitiva attraverso un artificio matematico si teneva conto nel calcolo semplificato di tipo lineare del metodo delle tensioni ammissibili, delle condizioni limite a rottura dei materiali e relativi coefficienti di sicurezza.

<sup>5</sup> In realtà le NTC 08 consentono ancora l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili (punto 2.7) sia per le verifiche che per il calcolo delle azioni sismiche per edifici ordinari ricadenti in zone a bassa sismicità (zona 4). È opinione dell'Autore che anche in queste zone vada applicato il metodo degli stati limite non perché tale metodo dia maggiori garanzie e sicurezze ma per uniformarsi alla maggioranza dei casi e alle normative europee (Eurocodici) che non prevedono tale opportunità.



non esistono più zone non sismiche, ma solo zone con diverso grado di sismicità atteso, rispetto a non molti anni fa quando la maggior parte del territorio italiano era classificato non sismico per il quale la sicurezza nei confronti del terremoto non era presa in conto. Un libro sul cemento armato che tratta del solo aspetto statico<sup>6</sup> non riesce a rappresentare e tradurre in pratica i concetti della sicurezza strutturale degli edifici in c.a. soggetti ad azione sismica, pertanto in questa nuova edizione del libro sono stati inseriti a fianco alla trattazione classica “statica” anche concetti di natura “dinamica” con raccomandazioni e particolari costruttivi per una corretta progettazione in zona sismica; è stato inserito inoltre un nuovo capitolo, capitolo 10, che tratta edifici in c.a. in zona sismica con una breve introduzione alla dinamica delle strutture.

Appare comunque fondamentale quale premessa ai concetti esposti un breve richiamo alla teoria delle probabilità.

## 1.2. Brevi richiami di teoria della probabilità

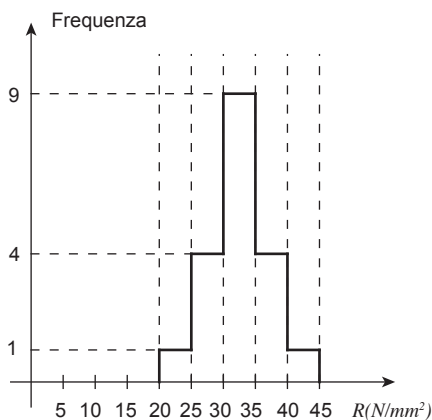
Nel settore della progettazione strutturale si può affermare che “niente è sicuro e tutto è incerto”, a partire dai valori delle resistenze dei materiali e dei carichi agenti sino al calcolo delle sollecitazioni e alle verifiche strutturali. Esempio emblematico è quello riportato nella nota 2 relativo a una esperienza reale di P.L. Nervi, ma anche l’osservazione dei diversi valori per lo schiacciamento di provini prelevati nello stesso momento dalla medesima betoniera e lo stesso dicasi per campioni di acciaio prelevati dallo stesso lotto di spedizione. La problematica relativa all’estrema aleatorietà delle grandezze che intervengono nello studio del cemento armato in particolare e in generale per ogni materiale da costruzione e non era nota sin dall’antichità, ma la mancanza di conoscenze e di mezzi di indagine aveva fatto sì che lo studio fosse basato su concetti di tipo empirico dettati dall’esperienza e il grado di sicurezza funzione crescente di questa: i crolli e i difetti strutturali erano fonte di insegnamento per le costruzioni successive.

Il valore assunto da test effettuati su provini standard o grandezze misurabili di un fenomeno ripetitivo si definiscono *variabili aleatorie*, qui indicate con il simbolo  $X_i$ . Come esempi di variabili aleatorie si possono citare i valori  $f_c$  derivanti da una prova a schiacciamento di provini in calcestruzzo, oppure i valori  $f_y$  della tensione di snervamento derivanti da una prova a trazione di tondini in acciaio.

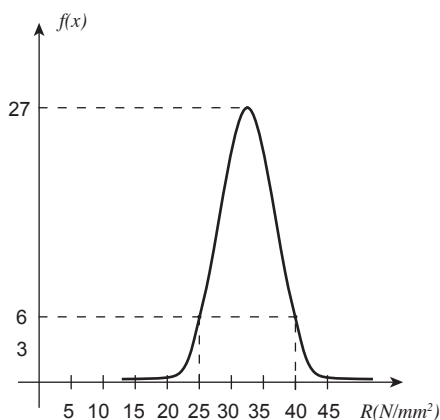
Noti  $n$  valori casuali di una determinata grandezza misurata  $X_1, X_2, \dots, X_n$ , è possibile suddividerli in un numero finito di intervalli o classi. Si chiama *frequenza* il numero totale di valori che è compreso nel determinato intervallo o classe fissato in maniera generica, mentre si chiama *distribuzione di frequenza* (figura 1.1a)

<sup>6</sup> C’è da dire che un edificio ben progettato dal punto di vista statico il più delle volte risulta idoneo anche dal punto di vista sismico.

l'istogramma che rappresenta i valori delle frequenze per le varie classi. Quando si aumentano il numero di campioni indagati e si riduce l'ampiezza degli intervalli o classi fissati, l'istogramma diventa una curva continua detta *funzione di densità di probabilità* (figura 1.1b). In figura 1.1a è riportata la distribuzione di frequenza per la resistenza a schiacciamento di un campione di 19 provini, mentre nella figura 1.1b la funzione di densità di probabilità ottenuta su un campione più ampio; ad esempio nel secondo caso si verifica che sei provini hanno dato come risultato  $R = 25 \text{ N/mm}^2$  e sei  $R = 40 \text{ N/mm}^2$ .



a) Distribuzione di frequenza



b) Densità di probabilità

Figura 1.1. Resistenza a rottura di provini di calcestruzzo

L'area sottesa da un tratto di curva compreso tra due valori  $X_i$  e  $X_j$  rappresenta la *probabilità* di ottenere un valore compreso in tale intervallo; se la curva parte

dall'origine degli assi l'area sottesa in un tratto da zero a  $X_i$  rappresenta la probabilità o percentuale di ritrovare per il campione considerato valori al di sotto di  $X_i$ . L'intera curva sottende un'area unitaria adimensionale, 100% dei campioni. Due parametri molto importanti ed a cui si fa spesso riferimento nelle attuali normative sono il *valore medio*  $\mu$  e lo *scarto quadratico medio* (o *deviazione standard*)  $\sigma$ , definiti rispettivamente da:

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^2}$$

Un modello molto utilizzato per rappresentare la funzione *densità di probabilità*  $f(x)$  è quello *gaussiano* o *normale* descritto dalla seguente equazione:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

La funzione ha il tipico andamento a campana (figura 1.2a) e dipende solo dai due parametri  $\mu$  e  $\sigma$ , media e deviazione standard rispettivamente. La media è il valore centrale della funzione  $f(x)$  e rappresenta il valore più probabile che si verifichi in realtà per la variabile considerata. La deviazione standard è una misura della "larghezza" della campana (è la distanza della media dal punto di flesso della curva) e misura l'incertezza sul valore di  $X$ ; infatti quanto più i valori del campione considerato si avvicinano alla media, tanto più la deviazione standard tende a zero, mentre quanto più grande è  $\sigma$  tanto è più grande la probabilità che il valore di  $X$  sia diverso dalla media.

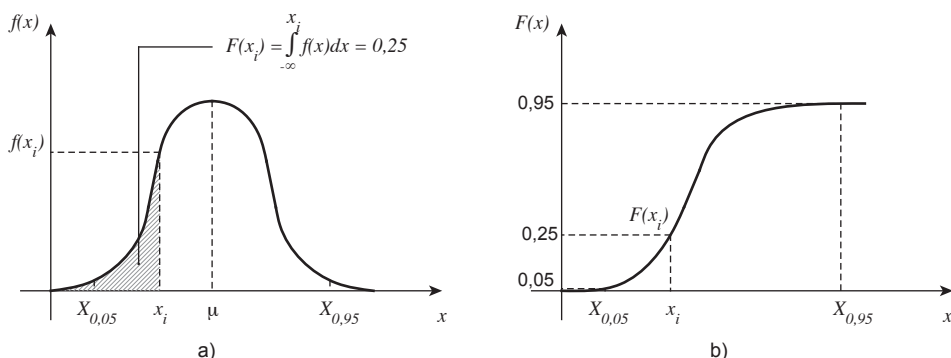


Figura 1.2. Rappresentazione della funzione densità di probabilità gaussiana a) e dei valori progressivi del suo integrale b)

Integrando la funzione di probabilità gaussiana  $f(x)$  tra  $-\infty$  e  $x_i$ , determinando cioè l'area sottesa dalla parte di curva a sinistra di  $X_i$  (figura 1.2a), si ottiene la probabilità che determinando un valore a caso per il campione indagato esso sia

minore o uguale ad  $X_i$ . Se si riportano in un diagramma i valori progressivi di tale integrale, si può visualizzare chiaramente la relazione tra il valore generico  $X_i$  e la probabilità che esso sia non superato (figura 1.2b).

Si definisce *frattile* o *percentile* il valore al di sotto del quale ricade solo una determinata percentuale dei valori aleatori.

Ad esempio nella figura 1.2a l'area sottesa alla curva a sinistra di  $X_i$  è pari a:

$$F(x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x_i) dx = 0,25 = 25\% , \text{ e rappresenta la probabilità che un qualsiasi}$$

valore ricavato per la variabile indagata risulti inferiore a  $X_i$ . Un frattile è spesso indicato con un pedice che rappresenta la percentuale di riferimento (nell'esempio:  $X_{0,25}$ ). Le norme fanno spesso riferimento al frattile 5%, quello cioè al di sotto del quale ricade solo il 5% dei valori aleatori, e al frattile 95%, quello al di sotto del quale ricade il 95% dei valori. Per una distribuzione gaussiana (vengono utilizzati anche altri modelli come: distribuzione lognormale, modello Weibull), un qualsiasi frattile può essere calcolato a partire da  $\sigma$  e  $\mu$ . Si ha ad esempio:

$$X_{0,05} = \text{frattile } 5\% = \mu - 1,645\sigma \quad X_{0,95} = \text{frattile } 95\% = \mu + 1,645\sigma$$

### 1.2.1. Le resistenze dei materiali

Tutti i materiali se sottoposti ad indagine danno luogo a valori non omogenei delle caratteristiche meccaniche: rottura a compressione o trazione, deformazione, modulo elastico, coefficiente di dilatazione termica, ecc., in particolare le resistenze meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo.

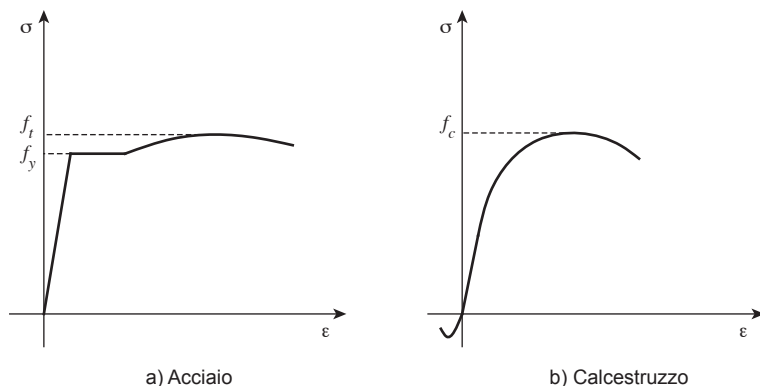


Figura 1.3. Diagramma tensione deformazione  $\sigma - \epsilon$

Se sottoponiamo a una prova di trazione un tondino di acciaio<sup>7</sup> (figura 1.3a) e a

<sup>7</sup> Si assume analogo comportamento a compressione anche se a rigore nella realtà non è mai verificato.

compressione un cilindro normalizzato di calcestruzzo (figura 1.3b), e riportiamo in un diagramma  $\sigma - \varepsilon$  i risultati della prova, si possono individuare chiaramente alcuni valori significativi per le resistenze, utili per le verifiche successive: la tensione di snervamento  $f_y$  (in inglese: *yield strenght*), la tensione di rottura a trazione  $f_t$  (*tensile strenght*) per l'acciaio; la tensione di rottura a compressione  $f_c$  (*compressive strenght*) per il calcestruzzo.

Tali valori differiscono se ripetiamo la stessa prova per altri tondini d'acciaio anche se appartenenti allo stesso lotto di produzione, e per altri cilindri di calcestruzzo anche se appartenenti allo stesso getto.

La domanda che ci poniamo è: qual è il valore da considerare come riferimento per le resistenze meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo? La risposta più semplice sarebbe quella di considerare il valore medio, tale valore però è superato dalle prove effettuate *troppe* volte per garantire una sufficiente sicurezza. Per questo motivo, quasi tutte le norme hanno scelto un opportuno frattile, molto basso, che garantisca che soltanto in un numero limitato di casi la resistenza reale sia inferiore a quella ipotizzata.

Il valore scelto per le resistenze dei materiali è il frattile 5% e ad esso si dà il nome di *valore caratteristico*; per contraddistinguerlo si aggiunge un pedice  $k$  al simbolo normalmente utilizzato:  $f_{yk}, f_{tk}, f_{ck}, R_{ck}$ .

### 1.2.2. I carichi

Anche i carichi agenti su di una struttura saranno di tipo variabile; il concetto è comunemente acquisito per i *carichi accidentali* ma vale anche per i *carichi permanenti*.

Ad esempio un solaio in latero-cemento, considerato come carico permanente, è costituito da calcestruzzo, blocchi di alleggerimento e tondini di acciaio, il cui peso a parità di sezione può variare sebbene in limiti ben più ristretti rispetto ai carichi accidentali; senza dimenticare che per la messa in opera interviene la mano dell'uomo per sua natura estremamente variabile. Sia i carichi accidentali che i carichi permanenti prescritti dalle norme sono da intendersi come le resistenze dei valori caratteristici e sono normalmente definiti con il frattile 95% dei valori massimi, ovvero tali valori nella realtà potranno essere superati solo nel 5% dei casi, indicati con il pedice  $k$ , ad esempio:  $q_k$ .

Quando si analizzano situazioni di servizio delle strutture (deformazioni, vibrazioni, ecc.), si definiscono per i carichi variabili un valore *frequente* e uno *quasi permanente* rispettivamente con i frattili 95% e 50% dei carichi applicati. Le norme consentono di calcolare tali due valori come aliquote del valore caratteristico applicando degli opportuni coefficienti riduttivi:

- carico variabile frequente =  $\psi_1 q_k$ ;
- carico variabile quasi permanente =  $\psi_2 q_k$ .

**ESERCIZIO 1**

Determinare le resistenze caratteristiche di due campioni di provini in calcestruzzo e acciaio su cui sono stati eseguiti dei test a schiacciamento e trazione rispettivamente e i cui valori a rottura e snervamento sono riportati nella tabella 1.1. Si supponga che i valori ricavati seguano approssimativamente una legge di distribuzione di tipo gaussiano; si supponga inoltre che i provini siano stati prelevati da una costruzione per la quale i valori dichiarati per le resistenze dei materiali siano rispettivamente per il calcestruzzo e l'acciaio:  $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$  (B450C).

**Tabella 1.1. Risultati prove**

Provino	$R_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	25	450
2	27	460
3	26	455
4	31	470
5	28	465
6	29	480
7	30	490
8	32	485
9	30	470
10	28	475
11	26	460
12	25	465
13	27	460
14	31	455

**SOLUZIONE**

Per determinare la resistenza caratteristica dei campioni di provini di calcestruzzo e acciaio, bisogna ricavare il frattile 5%, ovvero applicare la relazione:

$$X_{5\%} = \mu - 1,645\sigma$$

Si calcola il valore medio:

- calcestruzzo:

$$\mu = R_m = \frac{25 + 27 + 26 + 25 + 28 + 29 + 30 + 32 + 30 + 28 + 26 + 25 + 27 + 27}{14} = 28 \text{ N/mm}^2$$

- acciaio:

$$\mu = f_{ym} = \frac{450 + 460 + 455 + 470 + 465 + 480 + 490 + 485 + 470 + 475 + 465 + 460 + 455}{14} = 467 \text{ N/mm}^2$$

Si calcola lo scarto quadratico medio:

- calcestruzzo:

$$s = \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_i - \mu)^2} = \left\{ \frac{1}{13} \left[ (25-28)^2 + (27-28)^2 + (26-28)^2 + (31-28)^2 + (28-28)^2 + (29-28)^2 + (30-28)^2 + (32-28)^2 + (30-28)^2 + (28-28)^2 + (26-28)^2 + (25-28)^2 + (27-28)^2 + (31-28)^2 \right] \right\}^{\frac{1}{2}} = 2,3 \text{ N/mm}^2$$

- acciaio:

$$s = \sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (f_{yi} - \mu)^2} = \left\{ \frac{1}{13} \left[ (450-467)^2 + (460-467)^2 + (455-467)^2 + (470-467)^2 + (465-467)^2 + (480-467)^2 + (490-467)^2 + (485-467)^2 + (470-467)^2 + (475-467)^2 + (460-467)^2 + (465-467)^2 + (460-467)^2 + (455-467)^2 \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \cong 12 \text{ N/mm}^2$$

Le resistenze caratteristiche saranno:

$$R_{ck} = \mu - 1,645\sigma = 28 - 1,645 \cdot 2,3 \cong 24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = \mu - 1,645\sigma = 467 - 1,645 \cdot 12 \cong 447 \text{ N/mm}^2$$

#### OSSERVAZIONE

Dai risultati relativi al calcestruzzo e all'acciaio, si è riscontrato che il campione analizzato presenta una resistenza caratteristica inferiore a quanto dichiarato sebbene il valore medio sia alquanto superiore. Per avere un  $R_{ck}25$ , in base alle NTC 08, bisogna riscontrare un valore medio minimo:

$$R_{cm} = \mu = R_{ck} + 3,5 \cong 28,5 \text{ N/mm}^2 \text{ con } s_{\min} = 2,5.$$

### 1.3. Metodi di calcolo

L'analisi teorica del cemento armato si basa ancora oggi su alcuni fondamentali principi, enunciati già ai primordi dello studio di tale materiale, che si possono sintetizzare in:

1. il ferro sopprime alla deficiente resistenza a trazione del calcestruzzo (che anzi nei calcoli si ritiene nulla) che offre invece una buona resistenza a compressione;

2. ferro e calcestruzzo collaborano in maniera sicura e solida, aderendo fortemente durante la presa; tale unione non è insidiata dalle dilatazioni termiche in quanto i due materiali presentano all'incirca lo stesso coefficiente di dilatazione;
3. conservazione delle sezioni piane durante la deformazione;
4. le sollecitazioni esterne e le deformazioni si calcolano come per i solidi omogenei; cioè si ritengono validi i risultati della teoria dell'elasticità e della scienza delle costruzioni in genere.

Queste ipotesi fondamentali hanno portato alla definizione di due metodi di calcolo delle sezioni in cemento armato, di seguito esposti.

#### METODO CLASSICO

---

Il metodo classico o metodo delle *tensioni ammissibili* è quello proposto dal Mörsch (ancora oggi la normativa italiana permette di adottarlo in casi molto limitati) che sostanzialmente oltre alle quattro ipotesi fondamentali citate introduce una ulteriore ipotesi, che si scrive:

5. il calcestruzzo segue la legge di Hooke; cioè le tensioni e le deformazioni risultano legate da una legge di tipo lineare e risultano proporzionali alla distanza dall'asse neutro come conseguenza del punto 3.

La teoria statica del cemento armato basata su questo metodo consiste essenzialmente nel calcolo delle tensioni interne nei due materiali e nel verificare che tali tensioni siano non superiori a delle tensioni limite o ammissibili fissate per norma; il calcolo delle deformazioni è necessario oltre che per il calcolo delle incognite iperstatiche anche per un opportuno confronto tra i risultati teorici e la realtà (collaudo) essendo le deformazioni l'indice di riferimento più facilmente verificabile e più rappresentativo dello stato tensionale.

#### METODO AGLI STATI LIMITE

---

Il metodo agli stati limite rappresenta una "evoluzione" del primo metodo: esso cerca di indagare situazioni da questo non considerate in modo diretto (ma di cui sicuramente si è tenuto conto nelle definizioni di alcuni parametri) come la rottura, la fessurazione, la duttilità, ecc.

Il metodo agli stati limite si basa su criteri di tipo probabilistico, o più correttamente semiprobabilistico, applicati sia alle resistenze dei materiali che alle azioni di calcolo e sostanzialmente oltre alle quattro ipotesi fondamentali introduce ulteriori ipotesi che si scrivono:

- 5) il calcestruzzo non segue la legge di Hooke: le tensioni e le deformazioni risultano legate da una legge di tipo non lineare che approssima maggiormente i risultati di tipo sperimentale;
- 6) i valori caratteristici delle resistenze dei materiali vengono trasformati in va-



lori di calcolo mediante l'applicazione di opportuni *coefficienti di sicurezza*; le azioni sulle costruzioni vengono combinate tra loro utilizzando opportuni *coefficienti parziali di sicurezza*, parziali perché relativi alla specifica azione (carico o sollecitazione) considerata, in modo da determinare le condizioni di carico più sfavorevoli per le singole verifiche tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Il metodo agli stati limite si basa su un approccio *semiprobabilistico* perché partendo da concetti di natura probabilistica come quelli applicati alle resistenze e a carichi analizzati in precedenza consente invece nelle verifiche di applicare gli stessi metodi utilizzati nelle situazioni *deterministiche*. Infatti i valori caratteristici dei carichi si trasformano nei carichi di progetto moltiplicandoli per determinati coefficienti *parziali* assegnati dalle norme, mentre le resistenze caratteristiche si trasformano in resistenze di progetto dividendole per altri coefficienti parziali, consentendo in tal modo di agire su valori ben definiti e non più variabili e di calcolare sollecitazioni e tensioni da confrontare con i rispettivi valori limite o di progetto, permettendo di esprimere un giudizio sulla sicurezza delle strutture. Per evidenziare questa proprietà o caratteristica del metodo agli stati limite esso è anche detto *metodo dei coefficienti parziali*, secondo la terminologia anglosassone *Load and Resistance Factor Design* (LRFD).

In realtà la differenza sostanziale tra il metodo alle tensioni ammissibili e quello agli stati limite è la legge che lega le tensioni alle deformazioni, in quanto in merito ai coefficienti, anche se non espressamente dichiarato dalle norme, il primo metodo considera anch'esso dei coefficienti di sicurezza applicati però solo alle resistenze dei materiali che valgono circa 3 per il calcestruzzo e circa 1,7 per l'acciaio, che trasformano le resistenze caratteristiche in tensioni ammissibili, mentre per le azioni di calcolo da considerare impone oltre a dover considerare la combinazione più sfavorevole anche di tener conto della ridotta possibilità che le azioni attingano il loro valore massimo nello stesso momento, anche se non vengono indicati dei coefficienti<sup>8</sup>.

In realtà quale che sia il metodo di calcolo applicato, come scriveva il maestro O. Belluzzi “la teoria del cemento armato è soltanto un compromesso fra la necessità di ottenere formule che consentano di sottoporre al calcolo i vari problemi della pratica, e quella di scostarsi il meno possibile dalla realtà, assai più complessa che nelle altre costruzioni”<sup>9</sup>.

In conclusione possiamo dire che sebbene il metodo delle tensioni ammissibili

<sup>8</sup> È alquanto improbabile che sulla copertura di un fabbricato del Sud Italia in località costiera possa esserci contemporaneamente vento e neve, oppure sisma (in questo caso i coefficienti sono fissati dalle norme sismiche), vento e neve.

<sup>9</sup> Belluzzi O., *Scienza delle costruzioni*, Vol. 2, Zanichelli, 1956.

ormai abbia fatto il suo tempo e sia stato sostituito dal metodo agli stati limite esso era ed è sicuramente affidabile come è dimostrato da più di un secolo di applicazioni; anzi alcuni coefficienti parziali proposti dalle norme sono stati fissati in maniera tale da avere una buona corrispondenza di risultati con il *vecchio* metodo, e inoltre l'ipotesi di elasticità lineare per il calcolo delle sollecitazioni (analisi elastica) è ancora utilizzata e lo sarà ancora per molti anni.

Nella trattazione che segue verrà utilizzato esclusivamente il metodo degli stati limite rimandando alla precedente edizione per i confronti con il metodo delle tensioni ammissibili.

#### 1.4. Cenni storici

L'invenzione del conglomerato cementizio armato, detto impropriamente *cemento armato*, fu preceduta da due fatti importanti:

- il primo fu la messa a punto di un procedimento industriale per la produzione del cemento portland, così detto per la somiglianza con la pietra proveniente dall'isola di Portland nel canale della Manica, da parte dell'inglese Joseph Aspdin (1824) ottenuto dalla cottura del calcare e dell'argilla; questo primo cemento aveva ancora le caratteristiche di una calce idraulica in quanto le temperature dei forni raggiungevano i 1200÷1300 °C non sufficienti a trasformare i materiali base in clinker. Il primo cemento ottenuto dalla macinazione del clinker (cosa che viene fatta ancora oggi) è attribuito all'inglese I.C. Johnson (1845);
- il secondo fatto fu la disponibilità di barre di ferro fucinato o puddellato fornite dalla già consolidata industria siderurgica.

Dalla disponibilità del cemento, che per caratteristiche di resistenza superava i migliori leganti idraulici a base di calce allora disponibili, e dalle barre di ferro il passaggio alla invenzione del cemento armato fu breve, quasi automatico si può dire; l'idea di aumentare le caratteristiche di resistenza del conglomerato a base di cemento (e non più di calce come si era fatto fino ad allora) inserendovi delle barre di armatura<sup>10</sup> venne quasi contemporaneamente a più persone e non fu sicuramente frutto di uno studio teorico, anzi coloro che la proposero e l'attuaronο inizialmente non erano certo dei tecnici; tale idea fu anzi osteggiata dai teorici se è vero che per aversi un primo regolamento e studio teorico serio ci vollero circa 50 anni dalle prime realizzazioni in cemento armato.

Nel 1848 il francese J.L. Lambot costruiva una barca in cemento armato, nel 1855 brevettò tale sistema costruttivo per le imbarcazioni e presentò un prototipo

<sup>10</sup> L'idea tra l'altro non si può dire certamente nuova se già i Romani nella costruzione del Pantheon, che con la sua cupola di 40 m è ancora oggi una delle maggiori opere di "ingegneria", utilizzarono un conglomerato a base di calce e pozzolana del Vesuvio in cui annegarono pezzi di ferro.

all'Esposizione universale di Parigi. Il suo nome rimase pressoché sconosciuto perché non estese le applicazioni e forse si fermò al primo tentativo.

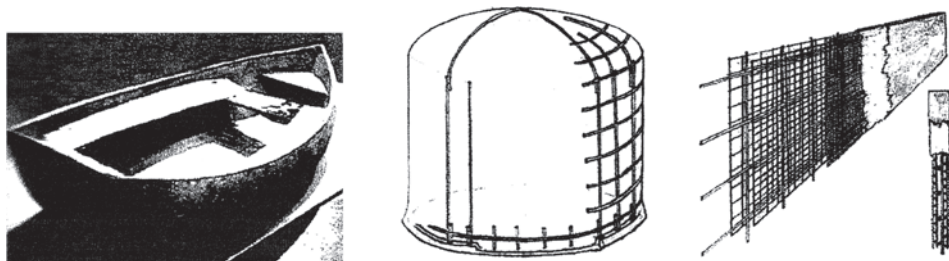


Figura 1.4. Oggetti ideati da J.L. Lambot

Nel 1861 il giardiniere francese Joseph Monier, a cui la storia attribuisce il merito di aver realmente inventato il cemento armato, costruiva vasi di fiori in conglomerato cementizio nel quale inseriva uno scheletro in tondini d'acciaio; egli brevettò tale sistema nel 1867. Negli anni seguenti (1868, 1869, 1873) brevettò diversi sistemi strutturali in cemento armato, solai, scale, tubi ecc.; nel 1878 brevettò una trave solidale alla soletta e al parapetto da utilizzare per la costruzione di ponti.

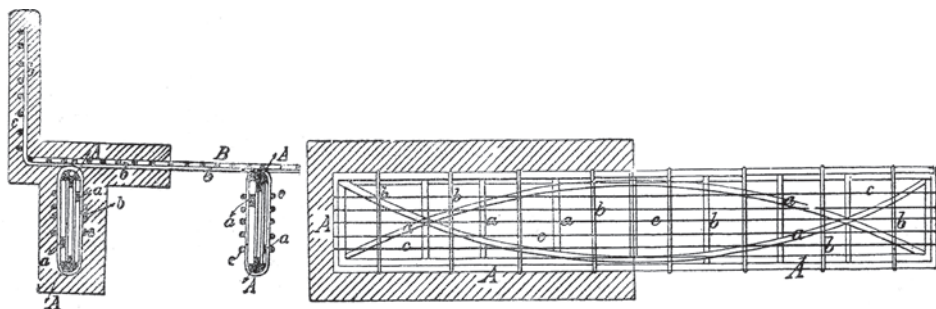


Figura 1.5. Disegni del brevetto Monier per travi in c.a., anno 1878

Il giardiniere con i suoi brevetti dimostrò di possedere anche delle conoscenze sulla statica delle strutture in cemento armato, infatti nel 1880 brevettò una lastra detta *lastra Monier* armata a poca distanza dalla faccia inferiore con una rete a maglia quadrata di lato variabile da 5 a 10 cm, composta da una prima serie di barre dette *barre di resistenza* di diametro maggiore e disposte nel senso della portata, e da una seconda serie di barre dette *barre di ripartizione* di diametro inferiore.

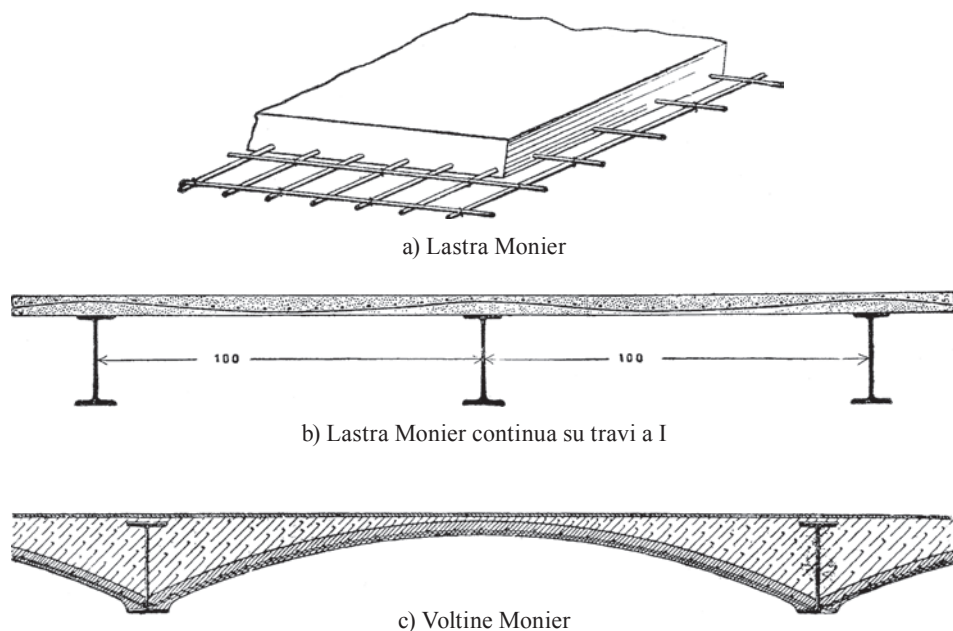


Figura 1.6. Elementi strutturali brevettati da J. Monier

L'importanza della nuova invenzione fu subito compresa, per cui si ebbe un fiorire di nuovi inventori e nuovi brevetti, così vediamo succedersi a Monier: Wayss, Möller, Melan, in Germania e in Austria; Cottancin, Bornedave, Pavin de Lafarge, Coignet, Bonna e altri in Francia, ecc.; anche in Inghilterra e in America si ebbero numerose realizzazioni e nuovi brevetti. In genere i brevetti citati si differenziavano per il tipo di armatura e la disposizione.

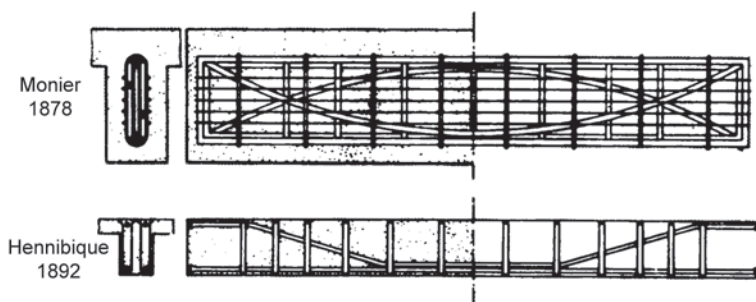


Figura 1.7. Travi Monier e Hennibique

Grande merito hanno avuto per lo sviluppo del cemento armato i primi progettisti che con le loro opere realizzate ancora su basi semiempiriche hanno permesso

tale sviluppo. Posti di rilievo spettano all'ingegnere francese Francois Hennebique (1842-1921) e allo svizzero Robert Mailart (1872-1940), ambedue pionieri delle costruzioni in cemento armato, che con le loro opere seppero elevare ad arte tali strutture.

In particolare Hennebique emerge su tutti i suoi contemporanei per capacità e intuito: a lui si deve il merito di aver reso quasi popolari le strutture in cemento armato adottando forme semplici e razionali, basti confrontare la sua trave con staffe brevettata nel 1892 (egli iniziò ad occuparsi del nuovo materiale un po' per caso a partire dal 1879 progettando e realizzando numerose strutture) con quella Monier del 1878.

Nella trave Hennebique già si vedono i fondamenti della statica delle travi in cemento armato, ovvero: l'armatura dove occorre in base ai momenti, le staffe (composte da lamiera ripiegate) disposte a distanza variabile in funzione del taglio. Egli impostò anche una teoria statica del cemento armato di tipo approssimato che con semplici formule gli permise di progettare migliaia di strutture in cemento armato e diffondere il suo sistema nel mondo. Nel 1892 si contavano 6 costruzioni di tal genere, nel 1909 i lavori Hennebique sommavano già a 20.324 dei quali 1337 ponti.

Una particolare menzione merita il ponte Risorgimento costruito sul Tevere, (figura 1.8) a Roma nel 1911; esso è largo 20 m ed è costituito da una arcata con strombature, il cui intradosso ha una corda di 100 m e una freccia di 10 m.

L'opera al tempo della sua costruzione e per molti decenni successivi è stata la più ardita costruzione in cemento armato esistente, sia per la sua lunghezza e le dimensioni ridotte che per la tecnologia applicata al nuovo materiale; essa fu fortemente voluta dall'ing. Porcheddu, titolare dell'omonima ditta, e titolare in Italia del sistema Hennebique, che propose e ottenne di sostituire l'originario progetto di ponte a tre arcate, come quasi tutti i ponti in Roma, con uno a unica campata attraversante tutto il fiume Tevere.

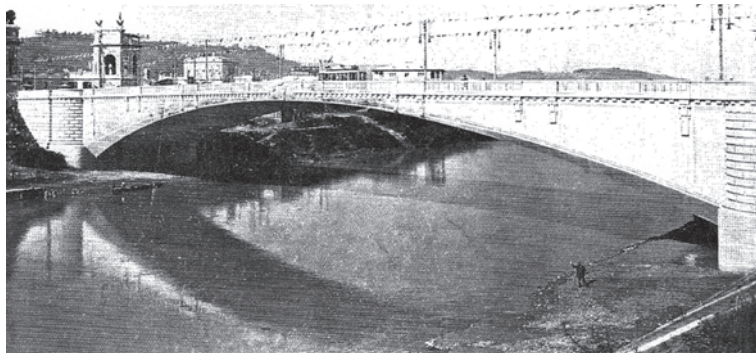


Figura 1.8. Ponte Risorgimento

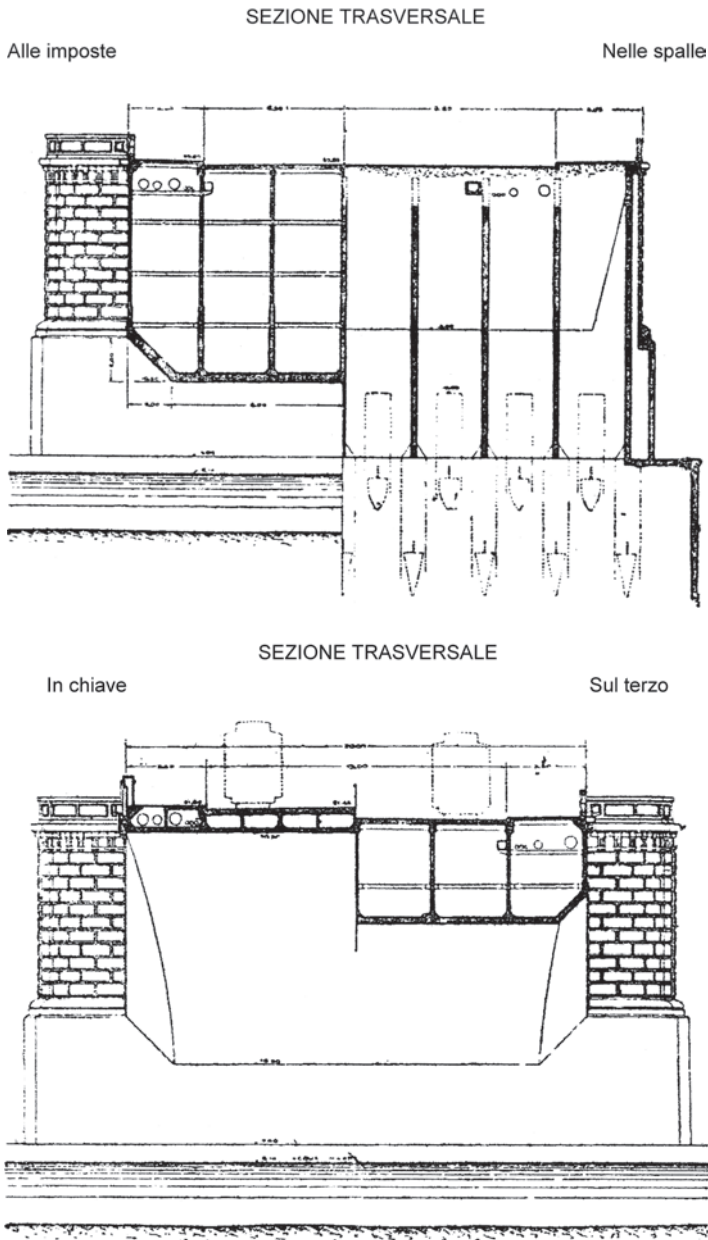


Figura 1.9. Sezioni ponte

I calcoli delle diverse parti, eseguiti secondo un metodo semiempirico proposto dallo stesso Hennebique, dimostrarono la possibilità di costruire tutta l'opera con spessori ridottissimi.

Lo spessore totale in chiave del ponte è di 85 cm, dei quali 20 cm sono dati dallo spessore del solettone superiore, 20 cm dallo spessore ridottissimo della volta di intradosso e 45 cm dai vuoti dei vani cellulari (figura 1.10a); a  $L/4$  lo spessore totale diventa circa 5,30 m e la volta di intradosso circa 60 (figura 1.10b).

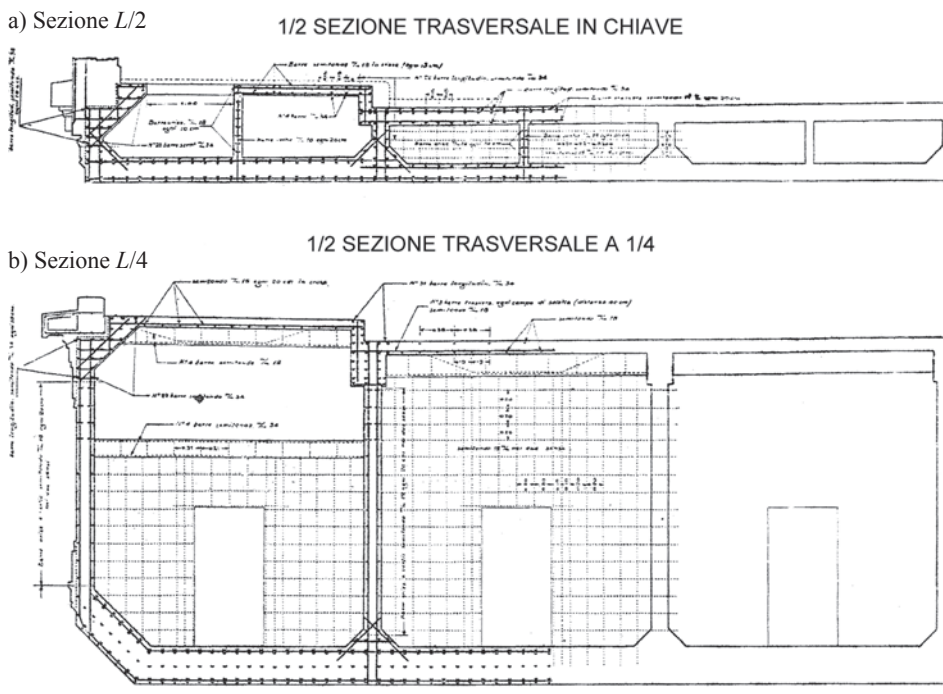


Figura 1.10. Sezioni strutturali

All'inizio della sua costruzione l'opera fu giudicata altamente instabile dai professori dell'epoca, dati i ridotti spessori delle volte in rapporto alla luce, e destinata a crollare in breve tempo, previsione smentita dai fatti dato che il ponte Risorgimento dopo un secolo di vita risulta ancora perfettamente agibile e idoneo all'uso<sup>11</sup>.

Nel 1884 due ditte tedesche, la Freytag e Heidschuch di Neustadt e la H. Martenstein e Josseaux di Offenbach sul Meno acquistarono i brevetti Monier. Nel 1885 l'ing. Gustav Adolt Wayss di Berlino riacquista i brevetti Monier per valorizzarli in Germania e Austria, dando inizio nello stesso tempo a una serie di esperimenti, d'accordo con le ditte nominate e con il prof. Bauschinger di Monaco. I risulta-

<sup>11</sup> Questo fatto dimostra ancora una volta che la struttura è "figlia" di chi l'ha pensata, progettata e realizzata, e se il "padre" è competente la struttura sarà idonea per anni o secoli indipendentemente da norme, teoremi o vincoli, come è dimostrato dalle migliaia di opere realizzate nei secoli passati.

ti di tali esperimenti (o esperienze) vengono pubblicati dallo stesso Wayss nel 1887 nel volume *Das System Monier; Eisengerippe mit Zementhüllung (Il sistema Monier, ossatura di ferro con rivestimento di cemento)*; nel quale precisa che il ferro va disposto nelle zone tese della sezione e constata che il ferro e il cemento agiscono staticamente insieme per effetto della perfetta aderenza.

In quegli stessi anni numerosi altri studiosi si occuparono del cemento armato e della formulazione di una teoria statica tra cui Mattias Koenen, già citato nella nota 1.

Nel 1902 il tedesco Emil Mörsch ricevette l'incarico dalla ditta Wayss und Freytag di studiare su basi scientifiche il comportamento del cemento armato e pubblica nello stesso anno il testo fondamentale *Der Eisenbetonbau (La costruzione in cemento armato)* che contiene la teoria classica del cemento armato; faranno seguito numerose altre edizioni arricchite dei risultati di ulteriori ricerche.

A partire da questa data si può dire che è nato il cemento armato così come noi lo conosciamo; nel 1904 vengono pubblicate le norme tedesche, seguono quelle francesi (1906), italiane (1907), ecc.

Alla fine di questi brevi cenni storici si vuole sottolineare una fondamentale verità che viene fuori, ovvero il connubio tra l'intuito pratico rappresentato dal giardiniere Monier e dall'intuito scientifico rappresentato dagli ingegneri Hennebique e Mörsch. Tale fondamentale verità vale per ogni opera costruita dall'uomo.

### 1.5. Comportamento di elementi strutturali in cemento armato

La teoria statica del cemento armato prende spunto dall'analisi sperimentale di alcuni elementi caratteristici delle strutture in cemento armato (pilastri, travi, piastre, ecc.). Tutti questi elementi, qualunque siano le sollecitazioni a cui sono sottoposti, alla fine saranno soggetti a uno stato tensionale di trazione in certe zone della sezione e di compressione in altre. Si vuole analizzare appunto in questo paragrafo il comportamento del cemento armato in corrispondenza di tali stati tensionali, riferendosi a un elemento semplice quale risulta una trave isostatica soggetta a una condizione di carico altrettanto semplice; i risultati di tipo qualitativo acquisiti potranno essere estesi a qualunque altro elemento strutturale soggetto a condizioni di carico di tipo generiche.

Si consideri la trave appoggiata riportata in figura 1.11 soggetta a due carichi concentrati gradualmente crescenti.

Il comportamento della trave sino a rottura è rappresentato nel diagramma  $P - \delta$  (carichi applicati – frecce in mezzeria) riportato in figura 1.12.

Dalla figura stessa si evidenziano tre fasi o stati nelle quali oltre ad aversi tratti con pendenza e lunghezza diverse (modulo elastico variabile) si ha anche una diversa distribuzione delle tensioni nella sezione; le tre fasi di funzionamento sono di seguito riportate.



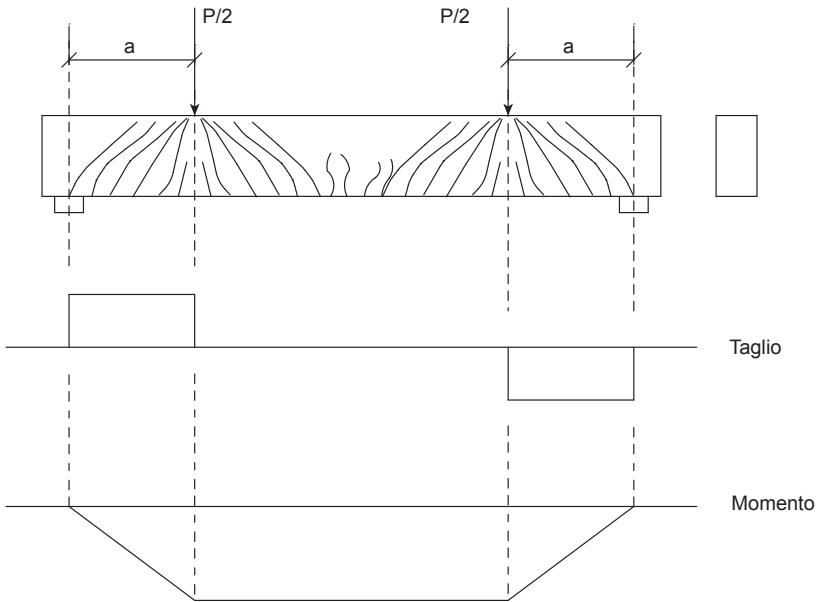
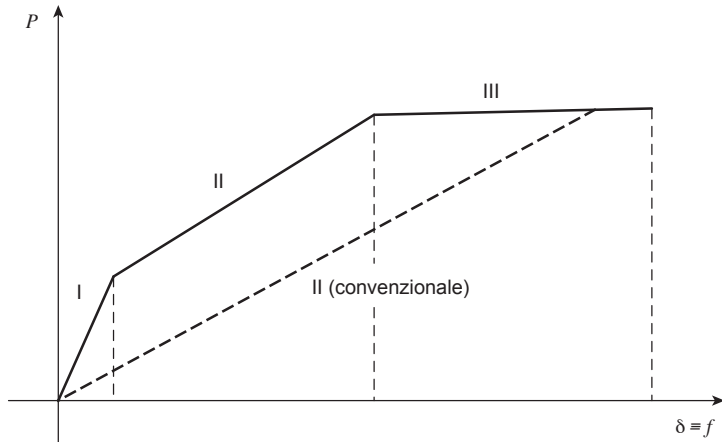
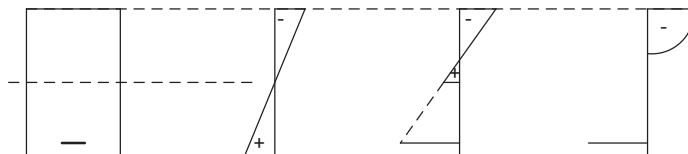


Figura 1.11. Quadro fessurativo di una trave soggetta a flessione e taglio



a) Diagramma carichi - deformazioni



b) Diagrammi delle tensioni per le varie fasi

Figura 1.12. Diagramma  $P - \delta$

### 1<sup>a</sup> FASE

---

In questa fase, essendo basso il valore dei carichi applicati, il conglomerato resiste sia a compressione che a trazione unitamente con l'acciaio; i materiali si trovano con buona approssimazione in campo elastico; si considera la sezione ideale omogeneizzata in cui le armature in acciaio vengono trasformate in calcestruzzo

moltiplicando le loro aree per il coefficiente di omogeneizzazione  $n = \frac{E_a}{E_c}$ .

È questa la fase (sezione interamente reagente) a cui ci si riferisce per il calcolo delle sollecitazioni (analisi elastico-lineare) e delle deformazioni (sia nel metodo delle tensioni ammissibili che in quello degli stati limite), queste ultime da confrontare con i limiti imposti dalle norme o da verificare in fase di collaudo.

### 2<sup>a</sup> FASE

---

In questa fase, continuando ad aumentare i carichi, viene vinta la resistenza a trazione del conglomerato nella parte inferiore della trave dove maggiori sono le tensioni e cominciano a comparire le prime fessure più larghe in basso e tendenti a chiudersi verso l'alto. Se non vi fossero le armature la trave si romperebbe immediatamente, invece queste assorbono quasi per intero lo sforzo di trazione equilibrando il sistema composto. Esisterà in questa fase ancora una piccola zona di conglomerato reagente a trazione dove le tensioni non hanno ancora superato il limite di rottura a trazione del conglomerato. Il calcolo delle tensioni (non quello delle sollecitazioni e delle deformazioni che si esegue come se si fosse nella 1<sup>a</sup> fase) prescinde completamente dalla resistenza a trazione del conglomerato: in altri termini tali ipotesi prefigura una 2<sup>a</sup> fase convenzionale in cui il calcestruzzo in zona tesa si fessura completamente a partire dall'istante di applicazione del carico; le tensioni, tanto nell'acciaio quanto nel calcestruzzo compresso, possono essere considerate ancora in campo elastico.

Il calcolo delle tensioni basato sulla 2<sup>a</sup> fase convenzionale è stato adottato per le verifiche di resistenza dal metodo di calcolo alle tensioni ammissibili; esso è previsto anche nel metodo di calcolo agli stati limite per la limitazione delle tensioni in esercizio.

### 3<sup>a</sup> FASE

---

In questa fase, continuando ad aumentare il carico, si hanno forti incrementi delle deformazioni, le lesioni aumentano di ampiezza, l'armatura subisce forti allungamenti, finché non si ha la rottura che avviene per schiacciamento del calcestruzzo compresso. Le tensioni nel calcestruzzo presentano un andamento non lineare mentre nell'acciaio si possono considerare in campo lineare sino allo snervamento. Il calcolo delle tensioni basato sulla 3<sup>a</sup> fase (calcolo a rottura) è quello considerato nelle verifiche di resistenza secondo il metodo agli stati limite ultimi.

Alla fine di queste brevi note introduttive alla statica delle sezioni in cemento

armato si vogliono evidenziare alcuni punti fondamentali che ci accompagneranno durante lo svolgimento dell'intera opera e spero servano a mettere in guardia lo studente o strutturista inesperto dalla eccessiva fiducia nei mezzi di calcolo e dalle prestazioni "miracolose" del cemento armato.

#### ALCUNE NOTE SULLA TEORIA DEL CEMENTO ARMATO

La teoria del cemento armato non è altro che un compromesso tra la volontà di studiare i fenomeni complessi che caratterizzano il cemento armato e la necessità di avere delle formule semplici (anche se approssimate) che permettano di progettare e costruire strutture in cemento armato; tale compromesso è anche giustificato dalle numerose incertezze e variabili che caratterizzano i fenomeni stessi (basti pensare al ritiro, al fluage, alle variazioni termiche, all'intervento umano, ecc.) per cui risulterebbe sicuramente illusorio uno studio rigoroso.

Il calcolo agli stati limite nasce essenzialmente dalla volontà di rendere meno distanti tra loro il valore teorico del carico di rottura e quello sperimentale. Infatti si constata che applicando le formule ricavate nella 2<sup>a</sup> fase, valide per le tensioni ammissibili, il carico di rottura che si ottiene considerando i valori limite del ferro e del calcestruzzo è notevolmente inferiore a quello sperimentale. Ciò è evidente in quanto come si è visto in corrispondenza della rottura il diagramma tensionale del calcestruzzo non è più lineare e inoltre si ha una notevole diminuzione del modulo elastico  $E_c$ . Anche considerando però un diagramma delle tensioni non lineare per il calcestruzzo (come avviene nel metodo agli stati limite) lo scostamento tra risultati teorici e sperimentali è ancora notevole, il che potrebbe spiegarsi con le autotensioni provocate dal ritiro i cui effetti non sono semplici da determinare. I pionieri del cemento armato già conoscevano tali concetti, e senza l'assillo della massima economia<sup>12</sup> e da buoni costruttori scelsero la strada più semplice, accettando senza eccessive pretese di tipo teorico le formulazioni derivanti dal metodo delle tensioni ammissibili (2<sup>a</sup> fase) che con gli opportuni margini di sicurezza li salvaguardava da tutte le possibili incertezze del materiale non sempre favorevoli. In definitiva noi moderni ingegneri con l'assillo dell'economia progettiamo pure secondo le regole del metodo agli stati limite, più moderno, che porta in conto più situazioni analizzando più fenomeni in modo più rigoroso realizzando maggiore economia di materiale, alla fine però i risultati di tipo teorico dovranno sempre essere sottoposti al nostro giudizio di "ingegnere" e non accettati supinamente<sup>13</sup> come dogma imposto dalle norme<sup>14</sup>.

<sup>12</sup> Si tenga presente che l'incidenza economica della struttura per un edificio in cemento armato è circa del 25%; si consideri pure che un metro quadrato di un buon pavimento o una porta scadente costano quanto un metro cubo di cemento armato.

<sup>13</sup> Mi è capitato molte volte di vedere delle travi o pilastri tanto armati da non permettere il passaggio del conglomerato e chiedendo spiegazione al progettista averne ottenuto la risposta che "quello era stato il risultato del calcolo".

<sup>14</sup> La progettazione strutturale è un'arte e come tale non può essere né imposta né insegnata.