

Leonardo Principato Trosso

Solai, scale e sbalzi

**SOFTWARE PER IL CALCOLO CON I METODI
DELLE TENSIONI AMMISSIBILI E AGLI STATI LIMITE
AI SENSI DEL D.M. 14 GENNAIO 2008
E DELLA CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009, N. 617**

- Solai in cemento armato, travetti c.a.p., ferro, legno e a piastra
- Sbalzi in cemento armato, ferro e tavelloni
- Scale in cemento armato
- Architravi in cemento armato e ferro
- Calcolo portanza terreni (Approccio 2 N.T.C.)

SESTA EDIZIONE

 **GRAFILL**

Leonardo Principato Trosso
SOLAI, SCALE E SBALZI

ISBN 13 978-88-8207-442-5
EAN 9 788882 074425

Software, 57
Sesta edizione, gennaio 2012

Principato Trosso, Leonardo <1967>
Solai, scale e sbalzi / Leonardo Principato Trosso. – 6. ed. – Palermo :
Grafill, 2012
(Software ; 57)
ISBN 978-88-8207-442-5
1. Solai – Calcolo. 2. Scale – Calcolo.
690.10285 CDD-22 SBN Pal0238509
CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

© **GRAFILL S.r.l.**

Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo
Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313
Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di gennaio 2012
presso **Tipolitografia Luxograph S.r.l.** Piazza Bartolomeo Da Messina, 2/e – 90142 Palermo

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

SOMMARIO

1. IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI	p.	7
1.1. Generalità.....	"	7
1.2. Norme di calcolo	"	8
1.3. Tensioni normali di compressione ammissibili nel calcestruzzo.....	"	8
1.4. Tensioni tangenziali ammissibili nel calcestruzzo	"	8
1.5. Formule di verifica.....	"	9
1.5.1. Sforzo normale centrato	"	9
1.5.2. Flessione semplice.....	"	9
1.5.3. Flessione deviata.....	"	10
1.5.4. Taglio	"	11
1.5.5. Torsione	"	11
2. IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE	"	12
2.1. Generalità.....	"	12
2.2. Stati limite di esercizio (SLE).....	"	12
2.3. Stati limite ultimi (SLU)	"	13
2.4. Riferimenti normativi.....	"	13
2.5. Verifiche.....	"	13
2.6. Valutazione della sicurezza.....	"	14
2.7. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	"	15
2.7.1. Vita nominale	"	15
2.7.2. Classi d'uso.....	"	15
2.7.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica	"	16
2.8. Classificazione delle azioni	"	16
2.9. Caratterizzazione delle azioni elementari	"	17
2.10. Verifiche agli stati limite	"	18
2.11. Stati limite ultimi	"	18
2.12. Valori di calcolo per verifiche agli stati limite ultimi	"	19
2.13. Valori di calcolo per verifiche agli stati limite di esercizio	"	20
3. IL CALCESTRUZZO	"	21
3.1. Generalità.....	"	21
3.2. Valori caratteristici di calcolo.....	"	22

3.3.	Resistenza a compressione	p.	22
3.4.	Classificazione del calcestruzzo	"	23
3.5.	Resistenza a trazione	"	24
3.6.	Verifica a taglio	"	24
3.7.	Resistenza a torsione	"	25
3.8.	Analisi elastica lineare	"	26
3.8.1.	Analisi plastica	"	26
3.8.2.	Analisi non lineare	"	26
3.9.	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione	"	27
4.	L'ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	"	28
4.1.	Generalità	"	28
4.2.	Caratteristiche di resistenza	"	28
4.2.1.	Acciaio per cemento armato B450C	"	28
4.2.2.	Acciaio per cemento armato B450A	"	29
4.3.	Resistenza di calcolo dell'acciaio	"	29
4.4.	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	"	30
5.	PROGETTO DI SEZIONI IN ACCIAIO	"	31
5.1.	La verifica allo stato limite ultimo	"	31
5.2.	Resistenza di calcolo	"	31
5.3.	Resistenza a Trazione	"	32
5.4.	Resistenza a Compressione	"	32
5.5.	Resistenza a Flessione monoassiale (retta)	"	32
5.6.	Resistenza a Taglio	"	33
5.7.	Spostamenti verticali	"	33
6.	CARICHI E SOVRACCARICHI	"	35
6.1.	Carichi permanenti	"	35
6.2.	Sovraccarichi variabili	"	35
6.3.	Azione del vento	"	37
6.3.1.	Velocità di riferimento	"	37
6.3.2.	Azioni statiche equivalenti	"	39
6.3.3.	Pressione del vento	"	39
6.3.4.	Azione tangente del vento	"	39
6.3.5.	Pressione cinetica di riferimento	"	39
6.3.6.	Coefficiente di esposizione	"	40
6.4.	Carico neve	"	42
6.4.1.	Carico neve al suolo	"	43
6.4.2.	Coefficiente di forma	"	44

7. I SOLAI	p.	46
7.1. Generalità.....	"	46
7.2. Solai in legno	"	48
7.2.1. Classi di durata del carico.....	"	48
7.2.2. Classi di servizio.....	"	49
7.2.3. Verifiche	"	49
7.2.4. Software solai in legno.....	"	56
7.3. Solai in ferro e tavelloni.....	"	64
7.3.1. Cenni storici.....	"	64
7.3.2. Caratteristiche di resistenza.....	"	64
7.3.3. Verifica	"	67
7.3.4. Software solai in ferro	"	69
7.4. Solai in latero-cemento.....	"	74
7.4.1. Cenni storici.....	"	74
7.4.2. Caratteristiche di resistenza.....	"	75
7.4.3. Verifica	"	76
7.4.4. Programma solai in c.a.	"	80
7.5. Solai a piastra in cemento armato.....	"	88
7.5.1. Calcolo delle sollecitazioni.....	"	88
7.5.2. Verifica con il metodo delle tensioni ammissibili	"	90
7.5.3. Verifica con il metodo degli stati limite	"	93
7.5.4. Software solai a piastra	"	94
7.6. Solai con travetti prefabbricati	"	102
7.6.1. Generalità	"	102
7.6.2. Verifiche	"	104
8. I BALCONI	"	119
8.1. Programma balconi.....	"	123
9. LE SCALE	"	127
10. LE ARCHITRAVI	"	138
11. LA RELAZIONE GEOTECNICA	"	144
11.1. Modello Geotecnico.....	"	144
11.2. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	"	144
11.2.1. Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	"	144
11.2.2. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite	"	146

11.2.3. Verifiche GEO: approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici	p. 147
11.2.4. Considerazioni sul carico ammissibile.....	~ 148
11.2.5. Verifica di sicurezza (SLU del complesso fondazione-terreno).....	~ 148
12. GUIDA ALL'INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE	~ 154
12.1. Introduzione al software	~ 154
12.2. Requisiti minimi hardware software	~ 154
12.3. Procedura per la richiesta della "password utente"	~ 154
12.4. Procedura per l'installazione del software	~ 155
12.5. Procedura per la registrazione del software	~ 155
13. MANUALE D'USO DEL SOFTWARE	~ 157
13.1. Solai in c.a.....	~ 157
13.1.1. Inserimento dati	~ 157
13.1.2. Elaborazione.....	~ 158
13.2. Solai in ferro	~ 161
13.3. Solai in legno	~ 164
13.3.1. Inserimento dati	~ 164
13.3.2. Calcolo	~ 165
13.3.3. Diagrammi.....	~ 166
13.4. Solai a piastra	~ 166
13.4.1. Inserimento dati	~ 167
13.4.2. Elaborazione.....	~ 168
13.5. Sbalzo in c.a.	~ 169
13.6. Solai con travetti prefabbricati	~ 171
13.6.1. Inserimento Dati	~ 172
13.6.2. Elaborazione	~ 172
13.6.3. Gestione Profili	~ 173
13.7. Geotecnica	~ 174
13.8. Sbalzo in ferro e tavelloni	~ 175
13.9. Scale in c.a.	~ 176
13.9.1. Scala con gradini a sbalzo	~ 179
13.10. Architravi	~ 180
LICENZA D'USO	~ 183
SCHEDA DI REGISTRAZIONE	~ 184

Capitolo 1

IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI

► 1.1. Generalità

Il metodo delle tensioni ammissibili ha avuto un'importanza fondamentale per tutto il XX secolo ed è stato per decenni l'unico utilizzato dai progettisti Italiani e la cui validità è stata riconosciuta fino allo scorso 1° luglio, data di entrata in vigore del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Pur tuttavia il metodo di verifica alle tensioni ammissibili continua ad essere applicato per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4.

Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M.LL.PP. 14-02-1992, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M.LL.PP. 20-11-1987, per le strutture in muratura e al D.M.LL.PP. 11-03-1988 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nel Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S , quale definito al § B. 4 del D.M.LL.PP. 16-01-1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M.LL.PP. citato, nonché alla Circolare LL.PP. 10-04-1997, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'articolo 83, comma 3, del D.P.R. n. 380/2001.

Il metodo di verifica alle tensioni ammissibili consiste nel raffrontare due valori: il massimo valore della tensione agente sulla sezione in esame ed il valore ammissibile dalla medesima tensione.

Secondo questa teoria tutti i materiali utilizzati nella struttura vengono considerati omogenei ed isotropi e per essi trova applicazione la legge di Hooke secondo la quale nel campo elastico-lineare le deformazioni (ϵ) sono direttamente proporzionali alle tensioni (σ), quindi il legame costitutivo $\sigma - \epsilon$ è rappresentato graficamente mediante una retta passante per l'origine degli assi cartesiani.

Questa linearità del legame costitutivo consente di effettuare un'analisi lineare e rende applicabile tutti i principi della Scienza delle costruzioni.

I valori ammissibili sono desunti partendo dalle tensioni di rottura del materiale (resistenza) diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza, che dipende dal materiale stesso. In particolare, la tensione ammissibile σ_c del calcestruzzo è pari a circa un terzo della sua resistenza cubica R_{ck} mentre la tensione ammissibile σ_s dell'acciaio è circa la metà della sua tensione caratteristica di snervamento f_{yk} .

Non appena i valori di calcolo superano la soglia di ammissibilità o limite elastico del materiale, la verifica si ritiene non soddisfatta.

L'ipotesi di linearità del legame costitutivo risulta abbastanza verosimile nel valutare lo stato pensionale indotto dai carichi di esercizio in considerazione dei coefficienti di sicurezza assunti. Il metodo delle tensioni ammissibili nonostante i limiti sopra detti risulta sicuramente affidabile e questo è testimoniato dal comportamento delle strutture ben progettate che si è rivelato sempre soddisfacente.

► 1.2. Norme di calcolo

Preliminarmente avendo supposto che alla base del metodo delle tensioni ammissibili vi sia la condizione dell'omogeneità del materiale, occorre fare una breve riflessione sul cemento armato in quanto in effetti non è un materiale omogeneo ma composto da due distinti elementi: il calcestruzzo e l'acciaio, quindi al fine di considerare l'omogeneità bisogna trovare una relazione che metta in armoniosa relazione i due materiali. Se consideriamo la formula di Hooke applicata all'acciaio ed al calcestruzzo, otteniamo:

$$\sigma_a = E_a * \varepsilon_a - \sigma_c = E_c * \varepsilon_c$$

dividendo membro a membro:

$$\sigma_a / \sigma_c = E_a * \varepsilon_a / E_c * \varepsilon_c$$

Considerando che affinché gli allungamenti unitari si mantengano uguali deve risultare che $\varepsilon_a = \varepsilon_c$ si ottiene:

$$\sigma_a / \sigma_c = E_a / E_c$$

definito il rapporto $E_a / E_c = n$ (coefficiente di omogeneizzazione) si ottiene la relazione che lega le tensioni dell'acciaio a quelle del calcestruzzo.

$$\sigma_a = n * \sigma_c$$

e poiché il valore di n ammesso dall'attuale normativa è pari a 15 si avrà:

$$\sigma_a = 15 * \sigma_c$$

► 1.3. Tensioni normali di compressione ammissibili nel calcestruzzo

Il Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992, Norme tecniche per l'esecuzione delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche detta le regole pratiche per la determinazione delle tensioni ammissibili dal cemento armato. Considerato che il carico di rottura definito come *"resistenza cubica a compressione a 28 giorni"* per il conglomerato è indicato con la sigla R_{ck} , la tensione ammissibile corrispondente alla generica classe R_{ck} si ottiene dalla seguente formula:

$$\sigma_c = 60 + (R_{ck} - 150) / 4 \text{ Kg/cm}^2$$

Si ricorda che per le strutture armate non è ammesso l'impiego di conglomerati con $R_{ck} < 150 \text{ Kg/cm}^2$ mentre per conglomerati aventi $R_{ck} > 400 \text{ Kg/cm}^2$ si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego.

► 1.4. Tensioni tangenziali ammissibili nel calcestruzzo

Secondo le norme italiane non è richiesta la verifica delle armature a taglio a alla torsione quando risulta:

$$\tau_{c0} = 4 + (R_{ck} - 150) / 75 \text{ Kg/cm}^2$$

Nelle zone in cui le tensioni tangenziali superano τ_{c0} , gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche affidando alle staffe di norma non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. Non sono ammesse tensioni tangenziali che superino i seguenti valori:

$$\tau_{c1} = 14 + (R_{ck} - 150) / 35 \text{ Kg/cm}^2$$

in tal caso la sezione è da ridimensionare.

► 1.5. Formule di verifica

Le formule che comunemente si utilizzano per la verifica di sezioni in c.a. sollecitate da tensioni di compressione, flessione, taglio e torsione sono le seguenti.

►► 1.5.1. Sforzo normale centrato

Frequentemente la sollecitazione di compressione semplice si riscontra nei pilastri.

Occorre distinguere tra pilastri corti e pilastri snelli, in quanto diverso risulta il procedimento di verifica, quindi bisogna prima di tutto calcolare la snellezza dell'elemento strutturale mediante la seguente formula:

$$\lambda = l_0 / i_{\min}$$

dove:

λ = rapporto di snellezza;

l_0 = lunghezza libera d'inflessione;

i_{\min} = raggio di inerzia minimo.

Una volta stabilito il rapporto di snellezza è possibile definire il tipo di pilastro esaminato, infatti si hanno:

– pilastri corti per $\lambda \leq 50$;

– pilastri snelli per $\lambda > 50$;

per i pilastri corti a sezione rettangolare il rapporto di snellezza deve risultare:

$$\lambda = H / i_{\min} \leq 14.4$$

dove:

H = altezza del pilastro;

i_{\min} = dimensione del lato minore del pilastro.

Verificata la snellezza dell'elemento strutturale si passa alla formula di verifica a compressione semplice per i soli pilastri, trattati in questa sede, che sono quelli corti:

$$\sigma_c = N / (A_c + n * A_s)$$

dove:

N = sforzo normale centrato;

A_c = area sezione resistente conglomerato;

n = coefficiente di omogeneizzazione;

A_s = area armatura metallica.

►► 1.5.2. Flessione semplice

Il valore della tensione del calcestruzzo da confrontare con il valore ammissibile è ottenuto dalla seguente espressione:

$$\sigma_c = M / I_y * y$$

dove:

M = momento flettente agente sulla sezione;

I_y = momento di inerzia della sezione reagente rispetto all'asse neutro;

y = distanza dell'asse neutro dal bordo compresso della sezione.

La tensione presente nell'armatura tesa è legata a quella massima agente sul calcestruzzo, dalla seguente relazione:

$$\sigma_a = n * \sigma_c * (h-y) / y$$

Volendo operare il procedimento di verifica delle sezioni occorre utilizzare le seguenti formule:

$$y = n * A_a / b * [-1 + \sqrt{1 + 2 * b * h / (n * A_a)}]$$

una volta calcolata la posizione dell'asse neutro è possibile calcolare il momento di inerzia della sezione reagente con la seguente formula:

$$I_y = b * y^3 / 3 + n * A_a * (h-y)^2$$

Ora risulta possibile calcolare le tensioni agenti nel calcestruzzo con la seguente formula:

$$\sigma_c = 2 * M / [b * y * (h-y/3)]$$

e quelle agenti nell'acciaio con la seguente espressione:

$$\sigma_a = M / [A_a * (h-y/3)]$$

►► 1.5.3. Flessione deviata

Nei casi di flessione deviata, cioè quando l'asse neutro non è parallelo a nessuno degli assi principali la soluzione non sempre risulta possibile in maniera analitica ma in alcuni casi il problema viene risolto con metodi grafici o grafico-analitici. In genere si tende a ricondurre la flessione deviata come somma di due flessioni rette, una agente secondo l'asse delle x e l'altra agente secondo l'asse delle y. Quindi la tensione sul calcestruzzo risulta dalle seguenti espressioni:

$$\sigma_{cx} = 2 * M * \sin(\alpha) / [b * y * (h-y/3)]$$

$$\sigma_{cy} = 2 * M * \cos(\alpha) / [b * y * (h-y/3)]$$

$$\sigma_c = \sigma_{cx} + \sigma_{cy}$$

dove α è l'angolo di inclinazione dell'asse neutro rispetto agli assi principali.

Analogamente si ricava la tensione dell'acciaio con le seguenti formule:

$$\sigma_{ax} = M * \sin(\alpha) / [A_a * (h-y/3)]$$

$$\sigma_{ay} = M * \cos(\alpha) / [A_a * (h-y/3)]$$

$$\sigma_a = \sigma_{ax} + \sigma_{ay}$$

» 1.5.4. Taglio

Per la verifica a Taglio di sezioni in calcestruzzo armato sollecitato da sforzi di taglio si fa riferimento alla teoria di Jourawski secondo la quale la tensione tangenziale τ , costante lungo la generica corda della sezione è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{\max} = T_x \cdot S_y / (I_y \cdot b)$$

dove:

T_x = sforzo tagliante diretto secondo l'asse x;

S_y = momento statico rispetto all'asse baricentrico dell'area reagente compresa tra la corda di larghezza b ed il contorno di una delle due parti in cui la corda stessa divide la sezione;

I_y = momento di inerzia dell'intera sezione reagente rispetto all'asse baricentrico.

Quando si tratta di una sezione in c.a. a sezione rettangolare le precedenti formule vengono semplificate sostituendo al valore S_y e I_y la relativa espressione di calcolo in funzione della posizione dell'asse neutro per cui, in forma semplificata, risulta:

$$\tau_{\max} = T_x / [b \cdot (h-y/3)]$$

In genere, nella considerazione che il valore (h-y/3) per sollecitazione combinate di flessione e taglio varia da 0.875*h a 0.90 h si adotta la seguente formula pratica:

$$\tau_{\max} = T / (0.90 \cdot b \cdot h)$$

» 1.5.5. Torsione

La distribuzione delle tensioni dovute alla torsione è funzione della forma della sezione; per semplicità e praticità, in questa sede ci occuperemo solamente della sezione rettangolare sollecitata da Momento Torcente, come ad esempio la trave di ancoraggio di un balcone o la travata di fondazione in cui risulta inserita una paretina sismica soggetta a spinta delle terre.

La formula risolutiva per la verifica a torsione della sezione rettangolare risulta:

$$\tau_{\max} = \psi \cdot M_t / (a \cdot b^2)$$

dove:

M_t = momento torcente agente sulla sezione;

a, b = dimensioni della sezione rettangolare con b < a;

ψ = coefficiente numerico in funzione della geometria: $\psi = (3 + 2.6)/(0.45 + a/b)$.

Capitolo 2

IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE▶ **2.1. Generalità**

Si definisce stato limite uno stato al di là del quale la struttura o parte di essa, pur talvolta permanendo l'equilibrio, non soddisfa le esigenze per la quale è stata progettata.

La teoria sugli stati limite si basa esclusivamente sulle caratteristiche dei materiali impiegati, attraverso l'uso di coefficienti riduttivi che mettono il calcolista in condizioni di sicurezza.

Per la sua composizione isotropa il c.a. rappresenta il materiale le cui caratteristiche appaiono incerte per le diverse caratteristiche di resistenza dei materiali costituenti il conglomerato cementizio armato. Detti valori limite sono ricavate da prove di laboratorio e risultano strettamente legate alla buona fattura del conglomerato stesso.

Occorre distinguere lo stato limite di esercizio, che rappresenta una fase oltre la quale il deterioramento della struttura avviene in maniera rapida e lo stato limite ultimo a cui corrisponde uno stato tensionale al limite del collasso che mette in pericolo la sicurezza delle persone.

Il metodo di calcolo agli stati limite, prevede l'introduzione di "valori caratteristici" per tutte le grandezze delle quali si vuole mettere in conto il carattere aleatorio, e la trasformazione degli stessi in "valori di calcolo" adeguati allo stato limite considerato, mediante l'applicazione di coefficienti parziali.

Le resistenze di calcolo dei materiali si ottengono dividendo le resistenze caratteristiche, ottenuti dalle prove di laboratorio, per i coefficienti $\gamma_m (> 1)$. Le azioni di calcolo si ottengono moltiplicando le azioni caratteristiche per i coefficienti $\gamma_f (> 1$ o < 1 a seconda che il contributo dell'azione diminuisca o aumenti la sicurezza).

▶ **2.2. Stati limite di esercizio (SLE)**

Per questa verifica sia la legge costitutiva del materiale che il metodo di analisi strutturale adottato si considerano sempre lineari.

Oltre agli eventuali stati limite di esercizio specificatamente previsti caso per caso, di regola si dovranno prendere in esame gli stati limite di esercizio derivati da:

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

► 2.3. Stati limite ultimi (SLU)

Corrisponde al valore estremo della capacità portante o comunque al raggiungimento di condizioni estreme.

Anche in tale ipotesi è uso comune adottare l'analisi lineare quale metodo di analisi semplificato.

Nella maggior parte dei casi usuali si devono considerare gli stati limite ultimi derivanti da:

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

► 2.4. Riferimenti normativi

L'attuale normativa italiana è basata su due leggi fondamentali sulla base delle quali sono stati emanati i vari decreti attuativi:

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086**, Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64**, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Queste leggi definiscono i principi generali e affidano al ministero dei lavori pubblici il compito di emettere periodicamente decreti ministeriali contenenti indicazioni più specifiche.

Gli ultimi decreti emessi sulla base delle indicazioni della Legge n. 1086/1971 sono:

- **Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992**, Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche;
- **Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996**, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Il decreto del 1996 ha sostituito il precedente, che però è rimasto valido per la parte che riguarda le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili. Esso inoltre ha consentito l'uso degli Eurocodici 2 e 3.

Sulla base delle indicazioni della Legge n. 64/1974 sono stati emessi i seguenti decreti:

- **Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996**, Norme tecniche relative ai "criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- **Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996**, Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- **Decreto ministeriale 14 settembre 2005** – Testo unico sulle costruzioni;
- **Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008** – Norme tecniche per le costruzioni, approvato con Decreto 14 gennaio 2008 in vigore dal 1° luglio 2009.

► 2.5. Verifiche

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.

La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori, si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

► 2.6. Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati.

Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati 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.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

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

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto di $R_{di} = R_{ki}/\gamma_{Mi}$ della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} * \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato successivamente, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} * \gamma_{Ej}$.

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

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

► 2.7. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

►► 2.7.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tipi di costruzione		Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 50

¹ Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a due anni.

►► 2.7.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferro-