

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 esplicativa 2 febbraio 2009, n. 617**

- Solai in cemento armato, ferro, legno e a piastra
- Sbalzi in cemento armato, ferro e tavelloni
- Scale in cemento armato
- Architravi

Quinta edizione

The logo for GRAFILL, featuring a stylized graphic of a building or structure above the word "GRAFILL" in a bold, sans-serif font.

SOMMARIO

1. IL METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI	p.	7
1.1. Generalità	"	7
1.2. Norme di calcolo	"	7
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	"	22
3.1. Generalità	"	22
3.2. Valori caratteristici di calcolo	"	23

3.3.	Resistenza a compressione	p.	23
3.4.	Classificazione del calcestruzzo	"	24
3.5.	Resistenza a trazione	"	25
3.6.	Verifica a taglio	"	25
3.7.	Resistenza a torsione.....	"	26
3.8.	Analisi elastica lineare.....	"	27
3.8.1.	Analisi plastica.....	"	27
3.8.2.	Analisi non lineare.....	"	27
3.9.	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione	"	28
4.	L'ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	"	29
4.1.	Generalità.....	"	29
4.2.	Caratteristiche di resistenza.....	"	29
4.2.1.	Acciaio per cemento armato B450C.....	"	29
4.2.2.	Acciaio per cemento armato B450A.....	"	30
4.3.	Resistenza di calcolo dell'acciaio	"	30
4.4.	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo	"	31
5.	PROGETTO DI SEZIONI IN ACCIAIO	"	32
5.1.	La verifica allo stato limite ultimo	"	32
5.2.	Resistenza di calcolo.....	"	32
5.3.	Resistenza a Trazione	"	33
5.4.	Resistenza a Compressione.....	"	33
5.5.	Resistenza a Flessione monoassiale (retta)	"	33
5.6.	Resistenza a Taglio.....	"	34
5.7.	Spostamenti verticali	"	34
6.	CARICHI E SOVRACCARICHI	"	36
6.1.	Carichi permanenti.....	"	36
6.2.	Sovraccarichi variabili.....	"	36
6.3.	Azione del vento.....	"	38
6.3.1.	Velocità di riferimento.....	"	38
6.3.2.	Azioni statiche equivalenti.....	"	40
6.3.3.	Pressione del vento.....	"	40
6.3.4.	Azione tangente del vento	"	40
6.3.5.	Pressione cinetica di riferimento.....	"	40
6.3.6.	Coefficiente di esposizione	"	41
6.4.	Carico neve	"	43
6.4.1.	Carico neve al suolo	"	44
6.4.2.	Coefficiente di forma	"	45

7. I SOLAI	p.	47
7.1. Generalità	"	47
7.2. Solai in legno	"	49
7.2.1. Classi di durata del carico	"	49
7.2.2. Classi di servizio	"	50
7.2.3. Verifiche	"	50
7.2.4. Software solai in legno	"	57
7.3. Solai in ferro e tavelloni	"	62
7.3.1. Cenni storici	"	62
7.3.2. Caratteristiche di resistenza	"	63
7.3.3. Verifica	"	65
7.3.4. Software solai in ferro	"	68
7.4. Solai in latero-cemento	"	71
7.4.1. Cenni storici	"	71
7.4.2. Caratteristiche di resistenza	"	72
7.4.3. Verifica	"	73
7.4.4. Programma solai in c.a.	"	77
7.5. Solai a piastra in cemento armato	"	85
7.5.1. Calcolo delle sollecitazioni	"	85
7.5.2. Verifica con il metodo delle tensioni ammissibili	"	87
7.5.3. Verifica con il metodo degli stati limite	"	90
7.5.4. Software solai a piastra	"	91
8. I BALCONI	"	100
8.1. Programma balconi	"	104
9. LE SCALE	"	108
10. LE ARCHITRAVI	"	119
11. GUIDA ALL'INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE	"	125
11.1. Introduzione al software	"	125
11.2. Requisiti minimi hardware software	"	125
11.3. Procedura per la richiesta della "password utente"	"	125
11.4. Procedura per l'installazione del software	"	126
11.5. Procedura per la registrazione del software	"	126
12. MANUALE D'USO DEL SOFTWARE	"	128
12.1. Solai in c.a.	"	128

12.1.1. Inserimento dati	p.	128
12.1.2. Elaborazione	"	129
12.2. Solai in ferro	"	132
12.3. Solai in legno	"	135
12.3.1. Inserimento dati	"	135
12.3.2. Calcolo	"	136
12.3.3. Diagrammi	"	137
12.4. Solai a piastra	"	137
12.4.1. Inserimento dati	"	138
12.4.2. Elaborazione	"	139
12.5. Sbalzo in c.a.	"	140
12.6. Sbalzo in ferro e tavelloni	"	142
12.7. Scale in c.a.	"	144
12.7.1. Scala con gradini a sbalzo	"	147
12.8. Architravi	"	148
LICENZA D'USO	"	151
SCHEDA DI REGISTRAZIONE	"	152

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 dalle 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:

$$\sigma_a = E_a * \epsilon_a - \sigma_c = E_c * \epsilon_c$$

dividendo membro a membro:

$$\sigma_a / \sigma_c = E_a * \epsilon_a / E_c * \epsilon_c$$

Considerando che affinché gli allungamenti unitari si mantengano uguali deve risultare che $\epsilon_a = \epsilon_c$ 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:

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

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:

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

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:

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

►► 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:

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

dove:

M_t = momento torcente agente sulla sezione;

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

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