

Sicurezza, norme, azioni

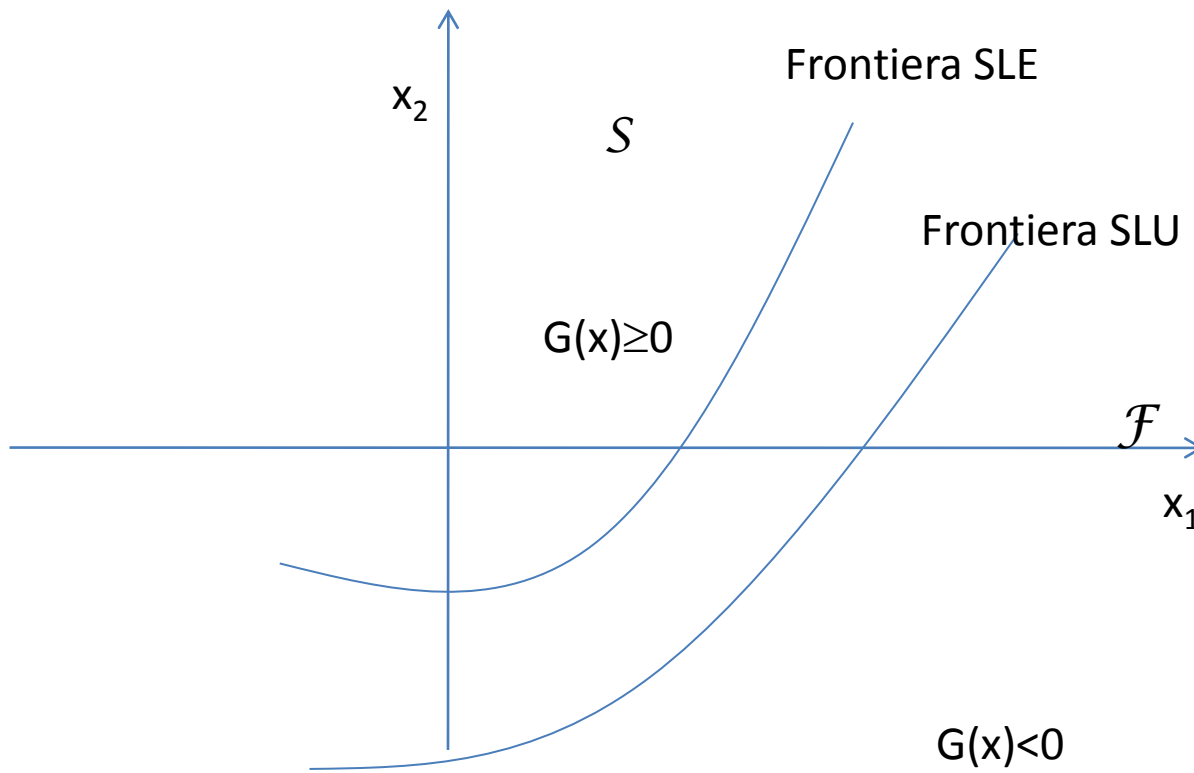
Norme italiane 2008

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

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



$$S_{SLE} \subseteq S_{SLU}$$

Affidabilità
Rischio

$\Pr(\mathbf{X} \in S)$
 $\Pr(\mathbf{X} \in \mathcal{F})$

Cenni sul calcolo delle probabilità

$$0 \leq \Pr(A) \leq 1$$

Se A e B non hanno elementi comuni ($A \cap B = \emptyset$)

$$\Pr(A \cup B) = \Pr(A) + \Pr(B)$$

Se A e B sono eventi indipendenti

$$\Pr(A \cap B) = \Pr(A) \Pr(B)$$

Variabili aleatorie

A differenza di una grandezza deterministica, che è espressa da un ben preciso numero (generalmente reale), una **variabile aleatoria** può prendere qualunque valore all'interno di un dato intervallo (che può essere l'intero asse reale), ma generalmente con probabilità differenti.

Una variabile aleatoria X è in genere definita attraverso la sua funzione di distribuzione $F_X(x)$ che dà la probabilità che il valore preso da X sia minore od uguale a x :

$$F_X(x) = \Pr(X \leq x)$$

Per le proprietà della funzione Pr

$$\Pr(x < X \leq x + \Delta x) = F_X(x + \Delta x) - F_X(x)$$

Dividendo per Δx e passando al limite

$$p_X(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Pr(x < X \leq x + \Delta x)}{\Delta x} = \frac{F_X(x + \Delta x) - F_X(x)}{\Delta x} = \frac{dF_X(x)}{dx}$$

$p(x)$ è detta **densità di probabilità** della v.a. X

La densità $p_X(x)$ **non** è una probabilità, a differenza della funzione di distribuzione.

Ma $p_X(x) dx$ è la probabilità (infinitesima) che X cada nell'intervallo (infinitesimo) $(x, x + dx]$.

Inversamente

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x p_X(\xi) d\xi$$

e, più in generale

$$\Pr(a < X \leq b) = \int_a^b p_X(\xi) d\xi$$

Momenti di una v.a.

1. Media (o valore atteso):

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} x p_X(x) dx$$

2. Varianza

$$\sigma_X^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 p_X(x) dx$$

3. Deviazione standard

$$\sigma_X = \sqrt{\sigma_X^2}$$

4. Coefficiente di variazione (supponendo $\mu_X \neq 0$)

$$\nu_X = \frac{\sigma_X}{|\mu_X|}$$

La varianza e la deviazione standard sono una misura della dispersione della variabile intorno alla media; questo è espresso dalla seguente disuguaglianza di Chebyshev ($k > 1$):

$$\Pr (|X - \mu_X| \geq k\sigma_X) \leq \frac{1}{k^2}$$

Grandezze statistiche

Supponiamo che di una variabile aleatoria (v.a.) X si eseguano n misure. A causa dell'aleatorietà di X ogni misura darà un diverso risultato; raccogliamo questi valori nel vettore $\underline{x} = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n]$

Viene detta media statistica la media aritmetica degli elementi di \underline{x} :

$$m_{\underline{x}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

lo scarto quadratico medio è la media degli scarti delle x_i dalla media statistica:

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^2$$

Si può dimostrare che, per

$$n \rightarrow \infty, m_x \rightarrow \mu_X \text{ e } s_x^2 \rightarrow \sigma_X^2$$

ovvero la media statistica tende alla media e lo scarto quadratico medio tende alla varianza (legge dei grandi numeri).

Poiché la media statistica e lo scarto quadratico medio si ottengono come risultati di misure, in base a queste proprietà limite, essi forniscono una stima della media e della varianza di una v.a.

Distribuzione normale di Gauss

La densità di probabilità della distribuzione di Gauss è:

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

in cui $\mu = \mu_X$ è la media e $\sigma = \sigma_X$ è la deviazione standard di X. La funzione di distribuzione.

$$F_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(\xi-\mu)^2}{2\sigma^2}} d\xi$$

è una funzione trascendente

Si definisce gaussiana standard U una v.a. (gaussiana) con media nulla ($\mu = 0$) e deviazione standard unitaria ($\sigma = 1$). La sua densità è:

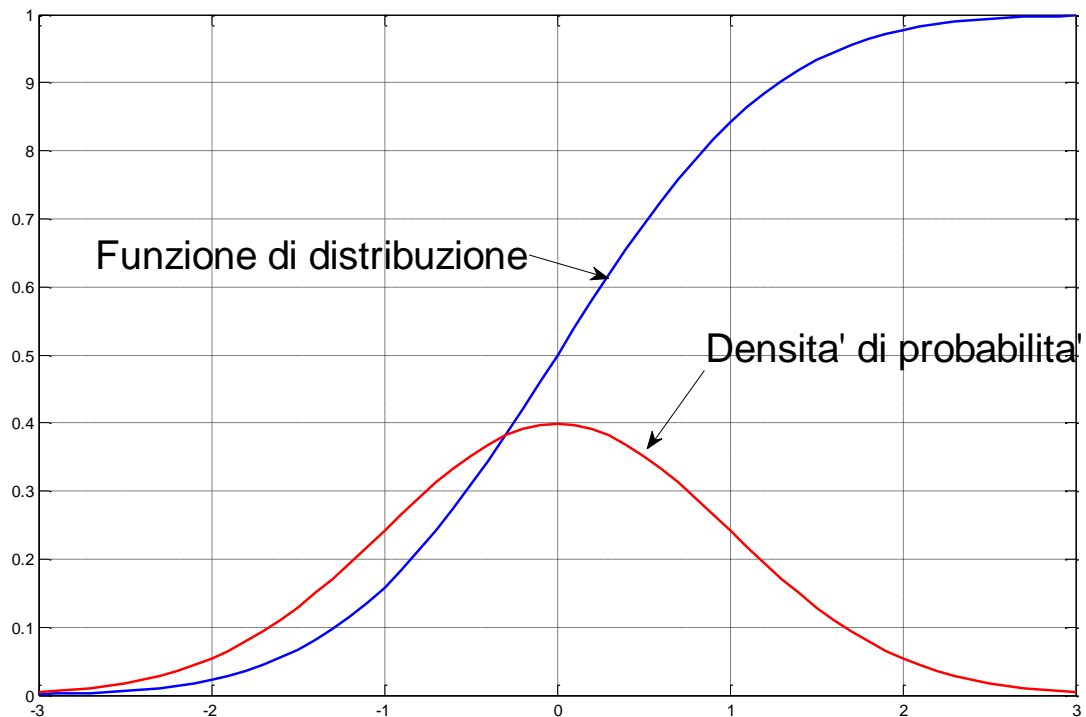
$$\phi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}}$$

La corrispondente distribuzione è

$$\Phi(u) = \int_{-\infty}^u \phi(v) dv$$

Per una v.a. gaussiana non standard X

$$F_X(x) = \Phi\left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right)$$



Valutazione probabilistica della sicurezza

Un caso molto semplice può essere trattato analiticamente con relativa facilità e la sua soluzione può essere usata per spiegare la struttura dei codici normativi.

Il problema consiste nel progettare la sezione di una barra di acciaio soggetta ad una sollecitazione di trazione N .

Assumeremo che la sollecitazione N e la resistenza del materiale f_y siano entrambe grandezze aleatorie, mentre l'area A della sezione sia nota in modo certo.

Il collasso si raggiunge quando la tensione normale σ_x raggiunge il limite di snervamento f_y

$$\sigma_x = \frac{N}{A} = f_y$$

Da questa si ottiene la funzione di stato limite:

$$G(N, f_y) = f_y - \frac{N}{A} = f_y - n$$

dove $n = N/A$ è la tensione prodotta dalla forza N .

Evidentemente quando $f_y \geq n$ si ha $G \geq 0$ (quindi lo stato della struttura è in S) mentre se $n > f_y$, $G < 0$ e lo stato della struttura è in \mathcal{F} .

Supponiamo ora che le due v.a. n ed f_y siano indipendenti e seguano la distribuzione di Gauss, in questo caso anche la variabile M (detta il margine di sicurezza)

$$M = f_y - n$$

è gaussiana.

se μ_f e μ_n sono le medie e σ_f e σ_n sono le deviazioni standard delle due v.a., f_y e n , la media e la varianza di M sono:

$$\mu_M = \mu_f - \mu_n$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_f^2 + \sigma_n^2$$

La probabilità di collasso è la probabilità che $G(n, f_y) = M$ sia minore di zero. Ossia:

$$P_f = \Pr(M < 0) = F_M(0)$$

Alla variabile gaussiana M corrisponde la variabile normalizzata $U = (M - \mu_M) / \sigma_M$, per cui:

$$P_f = F_M(0) = \Phi\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi(-\beta)$$

dove

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_f - \mu_n}{\sqrt{\sigma_f^2 + \sigma_n^2}}$$

È detto indice di sicurezza

Se il valore massimo di P_f è noto, perché imposto dalle norme di sicurezza, potremo invertire la relazione precedente, ottenendo

$$\mu_M = -\sigma_M \Phi^{-1}(P_F) = \sigma_M \beta$$

Fissare P_F è equivalente a fissare β

P_F	β	P_F	β
10^{-6}	4.753424341	10^{-5}	4.264890794
10^{-4}	3.719016485	10^{-3}	3.090232306
10^{-2}	2.326347874	10^{-1}	1.28155157

Per avere la sicurezza richiesta le variabili f_y e n devono verificare la condizione:

$$\mu_f - \mu_n = \beta \sqrt{\sigma_f^2 + \sigma_n^2}$$

che richiede che di ogni v.a. si conoscano media e dev. standard

Sulla superficie di stato limite $f_y = n$; un punto particolarmente significativo di tale superficie è il seguente

$$f_y^* = \mu_f - \beta \frac{\sigma_f^2}{\sqrt{\sigma_f^2 + \sigma_n^2}} \quad n^* = \mu_n + \beta \frac{\sigma_n^2}{\sqrt{\sigma_f^2 + \sigma_n^2}}$$

Le espressioni di f^* e n^* si possono scrivere anche in modo un poco diverso, introducendo i coefficienti di variazione $v = \sigma/\mu$

$$f_y^* = \mu_f \left(1 - \beta \frac{v_f}{\sqrt{1 + \sigma_n^2/\sigma_f^2}} \right) \quad n^* = \mu_n \left(1 + \beta \frac{v_n}{\sqrt{\sigma_f^2/\sigma_n^2 + 1}} \right)$$

Queste relazioni mostrano come, per progettare con il voluto grado di sicurezza, occorre ridurre il valor medio della resistenza, moltiplicandolo per un coefficiente minore di uno, ed aumentare il valor medio della sollecitazione, moltiplicandolo per un fattore maggiore di uno.

$$f_y^* = \mu_f \left(1 - \beta \frac{\nu_f}{\sqrt{1 + \sigma_n^2 / \sigma_f^2}} \right) \quad n^* = \mu_n \left(1 + \beta \frac{\nu_n}{\sqrt{\sigma_f^2 / \sigma_n^2 + 1}} \right)$$

Questi coefficienti dipendono dal grado di sicurezza voluto (espresso da β) e dalla dispersione della grandezza, espressa dal suo coefficiente di variazione ν , ma anche dalla dispersione dell'altra grandezza σ , più precisamente, dal rapporto tra le due.

Quindi il valore di progetto di una delle due variabili non è indipendente dall'aleatorietà dell'altra.

Il format dei codici

La dipendenza del punto di progetto dalle aleatorietà di tutte le variabili, nonché dalla geometria della funzione di stato limite, che può essere anche molto più complessa di quella esaminata, dimostra che in generale non è possibile, con metodi puramente deterministici, ottenere dalle strutture una sicurezza uniforme.

.

Il metodo generalmente adottato, detto semi-probabilistico, opera a due livelli: in primo luogo caratterizza le grandezze con un solo valore (come è usuale nei metodi deterministici) e non con due (media e deviazione standard) come abbiamo fatto in precedenza.

La grandezza utilizzata è il valore caratteristico, definito come un frattile, generalmente al 5%, della variabile; frattile inferiore delle resistenze e superiore delle sollecitazioni

Si dice che x_p è un frattile inferiore di probabilità p della variabile aleatoria X se $\Pr(X \leq x_p) = p$.

Per la definizione della funzione di distribuzione,

si ha $F(x_p) = p$

e quindi $x_p = F^{-1}(p)$

dove F^{-1} indica la funzione inversa di F .

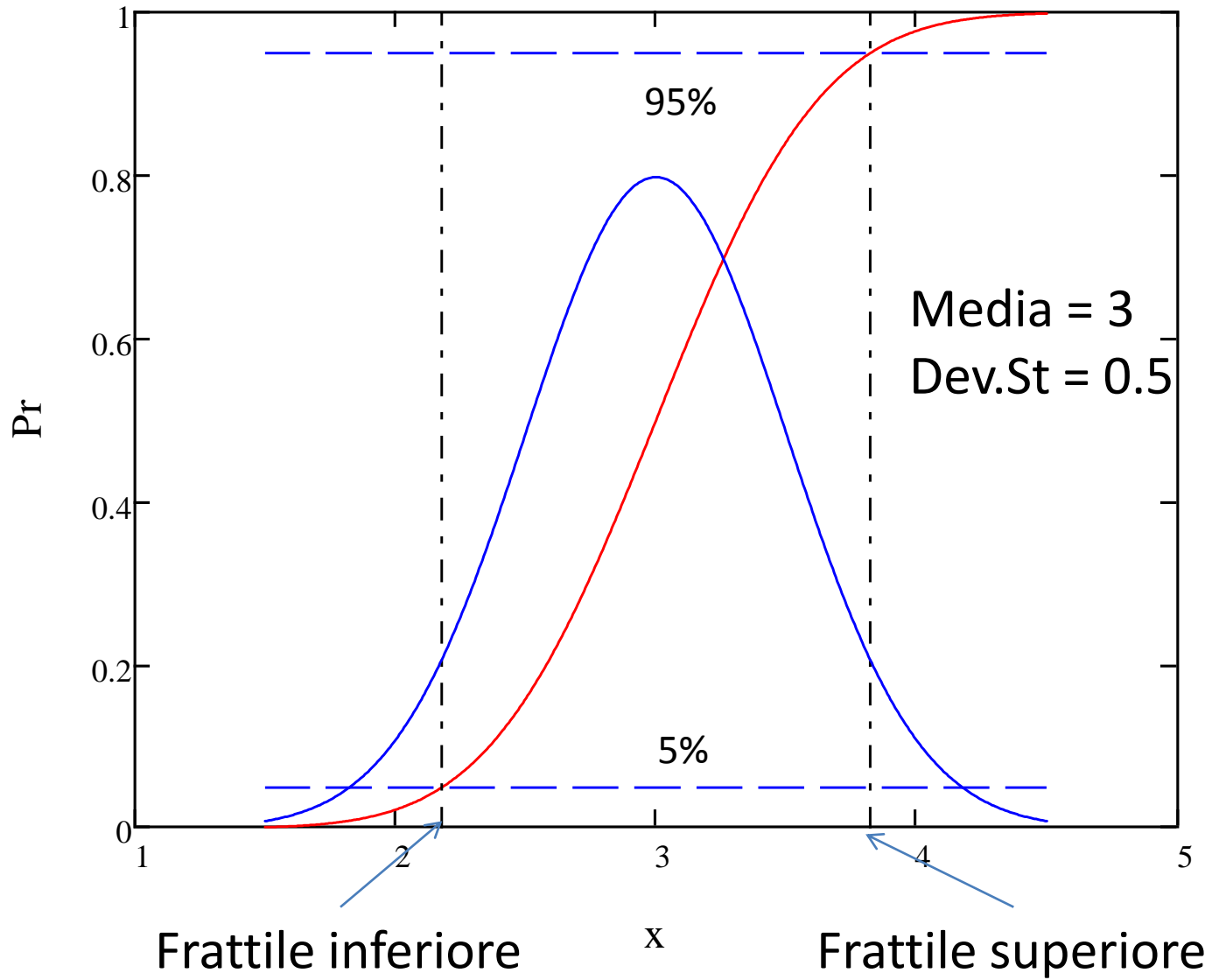
Il frattile superiore di probabilità p è quel valore che ha probabilità p di essere superato:

$$\Pr(X > \check{x}_p) = p$$

Di conseguenza $\Pr(X \leq \check{x}_p) = 1 - p$

e pertanto $\check{x}_p = F^{-1}(1 - p)$

Dunque il frattile superiore di probabilità p coincide con il frattile inferiore di probabilità $1 - p$.



Nei codici si fa generalmente riferimento ai frattili $p = 0.05$ (5%).

I valori caratteristici sono generalmente valori frattili al 5%.

Per quelle grandezze (come le resistenze) per le quali la sicurezza della struttura diminuisce con la loro diminuzione, si assumono frattili inferiori.

Per quelle grandezze (come le azioni) il cui aumento riduce la sicurezza, si fa riferimento ai frattili superiori.

Se le distribuzioni delle variabili aleatorie (sollecitazioni e resistenze) sono gaussiane, il valore caratteristico x_p si può calcolare come

$$x_p = \mu_X (1 + k_p \nu_X)$$

in cui $k_p = \Phi^{-1}(p)$ è un coefficiente che dipende solamente da p .

Ad esempio per $p = 0.05$ si ha $k_{0.05} = -1.645$ e per $p = 0.95$ (corrispondente al frattile 5% superiore) si ha $k_{0.95} = 1.645$.

Sicurezza di un progetto con valori caratteristici

Ipotesi: variabili gaussiane con uguali coefficienti di variazione $\nu_R = \nu_S = 0.15$ (R = resistenza S = sollecitazione)

Condizione di progetto: $R_k = S_k$

$$\frac{\mu_R (1 + k_{0.05} \nu_R)}{\mu_S (1 + k_{0.95} \nu_S)} = \frac{\mu_R (1 - 1.645 \times 0.15)}{\mu_S (1 + 1.645 \times 0.15)} = \frac{\mu_R}{\mu_S} 0.604 = 1$$

$$\mu_R = 1.655 \mu_S$$

Tenendo conto che
e che

$$\sigma_S = \mu_S \nu_S \text{ e } \sigma_R = \mu_R \nu_R$$

$$\nu_R = \nu_S = 0.15$$

otteniamo

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{(1.655 - 1) \mu_s}{\mu_s \sqrt{(1.655 \times 0.15)^2 + 0.15^2}} = 2.258$$

Quindi $P_F = \Phi(-\beta) = 0.012$.

Valore troppo elevato per SLU.

Valori di progetto

Resistenze	$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$
Sollecitazioni	$S_d = \gamma_S S_k$

I coefficienti γ sono detti coefficienti parziali di progetto e sono numeri, generalmente maggiori di uno, usati per ridurre il valore delle resistenze ed aumentare quello delle sollecitazioni.

I coefficienti γ possono anche essere minori di uno, come avviene se, ad esempio, l'aumento di una forza riduce la sollecitazione complessiva, e comunque in tutti i casi in cui applicare un $\gamma > 1$ porterebbe ad una riduzione della sicurezza.

Esempio: progetto di una barra tesa

Per una barra di acciaio tesa il coefficiente di sicurezza della resistenza relativo alla tensione di snervamento è: $\gamma_{M0} = 1.05$, mentre, prendendo in esame soltanto carichi portati (cioè considerando relativamente piccolo il peso della struttura), per le forze abbiamo $\gamma_Q = 1.5$.

I valori di calcolo della resistenza e della sollecitazione sono:

$$\tilde{R}_d = R_k / 1.05, \quad S_d = S_k 1.5$$

Applicando la condizione di progetto $R_d/S_d = 1$ abbiamo che

$$\frac{R_d}{S_d} = \frac{R_k}{S_k} \frac{1}{1.05 \times 1.5} = \frac{1}{1.575} \frac{R_k}{S_k} = 1$$

Assumiamo $v_R = 0.07$ e $v_S = 0.55$.

Sostituendo questi valori nell'equazione di progetto otteniamo:

$$\frac{\mu_R}{\mu_S} \frac{1 - 1.645 \times 0.07}{1 + 1.645 \times 0.55} = 1.575$$

da cui si ha che $\mu_R = 3.39\mu_S$. Applicando la formula dell'indice di sicurezza:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{(3.39 - 1) \mu_s}{\mu_s \sqrt{(3.39 \times 0.07)^2 + 0.55^2}} = 3.99$$

a cui corrisponde la probabilità di collasso

$$P_F = \Phi(-\beta) = 3.3 \times 10^{-5}$$

Normativa

Sicurezza e prestazioni

Stati limite

- **2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- 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;*

2.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, sono elencati nel seguito:

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

Verifiche

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

$$R_d \geq E_d$$

Dove R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, 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.

Azioni

Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- a) *permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
- *peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;*
 - *forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);*
 - *peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);*
 - *spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;*
 - *pretensione e precompressione (P);*
 - *ritiro e viscosità;*
 - *spostamenti differenziali;*

b) variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti

AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

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

STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU

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

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

Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

-Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

-Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

-Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

-Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E :

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

-Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Coefficienti di combinazione

vv

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

Valutazione delle azioni

Pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali

$$P = V \times \rho \text{ (volume} \times \text{peso specifico)}$$

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME kN/m ³
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24.0
Calcestruzzo armato (e/o pre-compresso)	25.0
Calcestruzzi "leggeri"	14.0 – 20.0
Calcestruzzi "pesanti"	28.0 – 50.0
Malta di calce	18.0
Malta di cemento	21.0
Calce in polvere	10.0
Cemento in polvere	14.0
Sabbia	17.0

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME kN/m ³
Metalli e legne	
Acciaio	78.5
Ghisa	72.5
Alluminio	27.0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17.0
Calcere compatto	26.0
Calcere tenero	22.0
Gesso	13.0
Granito	27.0
Laterizio (pieno)	18.0
Legnami	
Conifere e pioppo	4.0 –6.0
Latifoglie (escluso pioppo)	6.0 –8.0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9.81
Acqua di mare (chiara)	10.1
Carta	10.0
Vetro	25.0

Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie (kN, m)
A) Malte	
Malta bastarda (di calce o cemento)	19.00
Malta di gesso	12.00
Intonaco (spessore 1.5 cm)	0.30
B) Manti di copertura	
Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	0.30
Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro o simili	0.10
Tegole maritate (embrici e coppi)	0.60
Sottotegole di tavelloni (spessore 3-4 cm)	0.35
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0.12
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0.05
Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate	0.10

Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie (kN, m)
C) Muratura	
Muratura di mattoni pieni	18.00
Muratura di mattoni semipieni	16.00
Muratura di mattoni forati	11.00
Muratura di pietrame e malta	22.00
Muratura di pietrame listato	21.00
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	12.00
D) Pavimenti (escluso sottofondo)	
Gomma, linoleum o simili	0.10
Legno	0.25
Laterizio o ceramica o grs o graniglia (spessore 2 cm)	0.40
Marmo (spessore 3 cm)	0.80
E) Vetri	
Normale (3 mm)	0.075
Forte (4 mm)	0.10
Spesso (5 mm)	0.125
Spesso (6 mm)	0.15
Retinato (8 mm)	0.20

Carichi variabili: secondo destinazione

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	<p>Ambienti ad uso residenziale.</p> <p>Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)</p>	2,00	2,00	1,00
B	<p>Uffici.</p> <p>Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico</p> <p>Cat. B2 Uffici aperti al pubblico</p>	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<p>Ambienti suscettibili di affollamento</p> <p>Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole</p> <p>Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi</p> <p>Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune</p>	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00

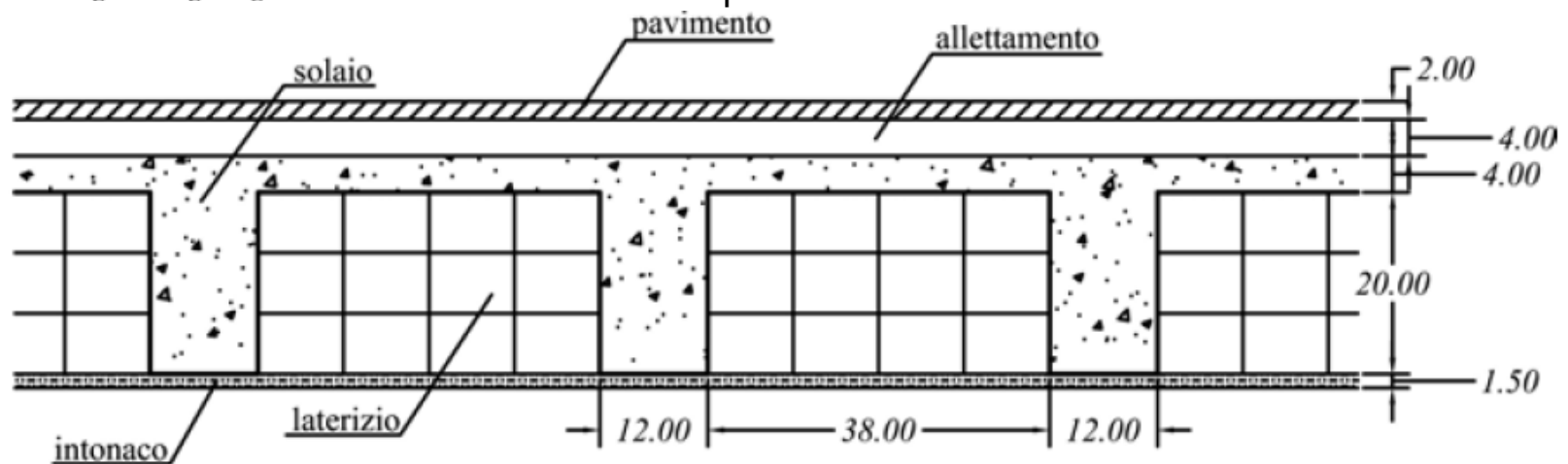
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—

Esempio: carico di un solaio

Determinare il carico trasmesso da un solaio in cemento armato, alleggerito con laterizi, come mostrato in Figura.

- Peso proprio (peso specifico del cemento armato (calcestruzzo + armatura) = 25kN/m^3)

		kN/m^2
soletta	$1 \times 1 \times 0.04 \times 25$	1.00
travetti	$\frac{(0.12 \times 1 \times 0.20)}{0.5} 25$	1.20
laterizio	$\frac{0.38 \times 0.2 \times 1}{0.5} 5$	0.76
Totale peso proprio	G_{1k}	2.96



- Carichi permanenti portati — Peso dei tramezzi in laterizio (5cm + intonaco, h = 3.00m)

		kN/ m
laterizio	$0.05 \times 3.00 \times 1 \times 11$	1.65
intonaco (1.5 cm per lato)	$0.03 \times 3.00 \times 1 \times 20$	1.80
Totale		3.45

Il carico degli elementi divisorii viene posto in conto sotto forma di un carico distribuito equivalente, come indicato nelle norme italiane: Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito, Il carico uniformemente distribuito ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza delle partizioni nel modo seguente:

con valori seguenti.

Peso divisori (kN/m)	Carico equivalente distribuito (kN/m ²)
$g \leq 1$	0.40
$1 < g \leq 2$	0.80
$2 < g \leq 3$	1.20
$3 < g \leq 4$	1.60
$4 < g \leq 5$	2.00

quindi nel caso in esame si pu' assumere un carico distribuito 1.6kN/m²

Il carico permanente portato risulta:

		kN/m ²
Pavimento in ceramica		0.40
Allettamento (malta)	$0.04 \times 1 \times 19$	0.76
Intonaco	$0,015 \times 1 \times 20$	0.30
Tramezzi		1.60
Totale	G_{2k}	3.06

Carico variabile (civile abitazione) $Q_k = 2.0\text{kN/m}^2$.

Azione per la verifica allo SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{O2} \cdot \psi_{O2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{O3} \cdot \psi_{O3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$1.3 \times 2.96 + 1.5 \times 3.06 = 8.44$$

$$1.5 \times 2.00 = 3.00$$

Totale (kN/m²) 11.44

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

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

Azione del vento

Un vento di velocità v che incide ortogonalmente su una superficie rigida piana esercita la pressione

$$p_v = \frac{\rho v^2}{2}$$

dove $\rho \simeq 1.25 \text{ kg/m}^3$ è *la densità dell'aria*

Velocità di riferimento

La velocità del vento varia moltissimo con il tempo ed inoltre cambia con la quota e le condizioni orografiche del luogo; i valori adottati debbono pertanto essere interpretati come valori frattili dei massimi in 50 anni, mediati sulla durata di 10 minuti.

Questi valori sono relativi a delle condizioni prese come riferimento (p.es. a quota 10m dal suolo), mentre di tutti i vari fattori che influenzano l'entità della sollecitazione si tiene conto mediante opportune formule.

La velocità del vento di riferimento v_b dipende dalla regione e dall'altitudine del sito in cui si trova la costruzione.

$$v_b = \begin{cases} v_{b0} & \text{per } a \leq a_0 \\ v_{b0} + k_a (a - a_0) & \text{per } a_0 < a \leq 1500 \text{ m} \end{cases}$$

a indica l'altitudine (in metri) del sito e v_{b0} , a_0 e k_a sono parametri funzione della zona di localizzazione del sito.



3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano



Zona	Descrizione	v_{b0}	a_0	k_a
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020



Pressione sulla costruzione

La pressione effettiva sulla struttura si ricava quindi moltiplicando p_b per diversi coefficienti che dipendono da molteplici fattori (la forma dell'edificio e l'incidenza del vento, l'altezza del punto rispetto al suolo, la zona di esposizione, la rugosità del suolo, ecc.).

La forma adottata dalle norme italiane è la seguente:

$$p = p_b c_e c_p c_d$$

in cui c_e è il coefficiente di esposizione, c_p è il coefficiente di forma e c_d è il coefficiente dinamico.

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] & \text{per } z > z_{\min} \\ c_e(z_{\min}) & \text{per } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.



I parametri k_r , z_0 e z_{\min} dipendono dalla categoria di esposizione, che è a sua volta funzione della zona (come definita al punto precedente), dalla distanza dal mare, dall'altitudine, dalla classe di rugosità del suolo.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{\min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12



Classe di rugosità

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



Definizione della categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6				
A	--	III	IV	V
B	--	II	III	IV
C	--	II	III	IV
D	I	I	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

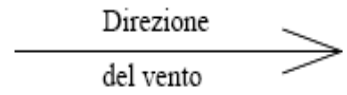


Coefficiente di forma

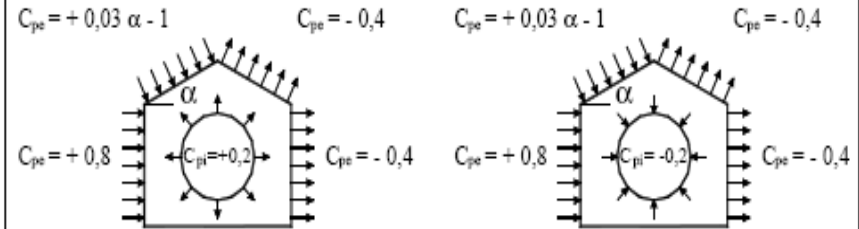


Per edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curve, si può assumere:

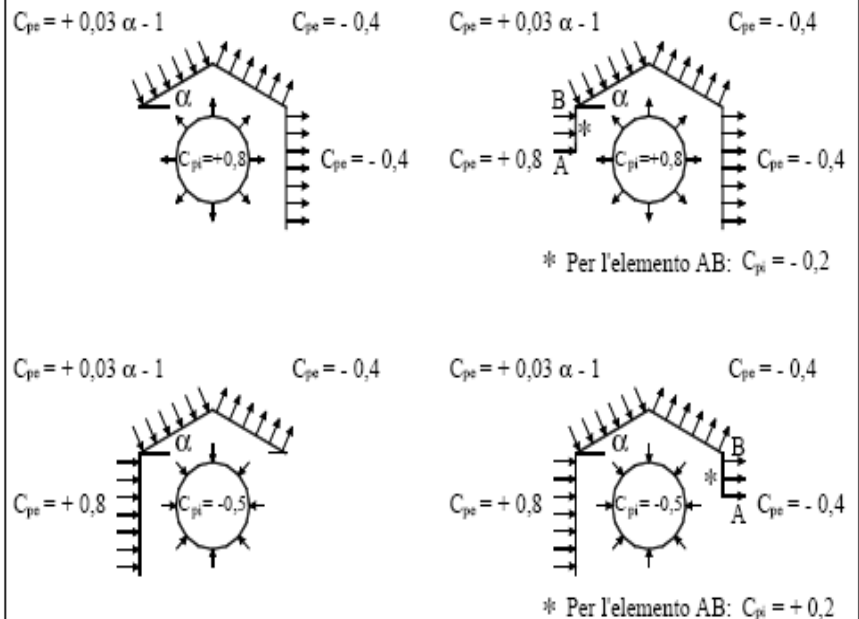
- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{pe} = +0,8$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$, $c_{pe} = +0,03\alpha - 1$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha < 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) $c_{pe} = -0,4$



Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie $< 33\%$ di quella totale



Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie $\geq 33\%$ di quella totale



Esempio

Calcolare la pressione del vento su di un edificio alto 25m che si trova in Roma, in prossimità della Basilica di San Paolo fuori le mura.

Dalla [Figura](#), deduciamo che l'edificio cade nella zona 3; da una [carta geografica](#) possiamo anche stabilire che il sito è collocato ad un'altitudine di circa 40m s.l.m., e dista circa 20 km dalla costa.

Dalla [Tabella](#) ricaviamo quindi i valori necessari per calcolare la velocità di riferimento:

$$v_{b0} = 27\text{m/ s}, a_0 = 500\text{m}, k_a = 0.02.$$

Poiché $a = 40\text{m} < a_0$, la [\(10.55\)](#) ci dice che $v_b = v_{b0} = 27\text{m/ s}$.

Applicando la [\(10.54\)](#) troviamo quindi la pressione di riferimento:

$$p_b = \frac{\rho v^2}{2} = \frac{1.25 \times 27^2}{2} = 455.6 \text{ Pa}$$

Per determinare la classe di rugosità del terreno facciamo riferimento alla [Tab. 10.2](#); poiché l'edificio si trova in una città densamente abitata (seppure in zona periferica) la classe più appropriata appare la A.

Quindi dalla [Fig. 10.6](#), il primo grafico (che comprende la zona 3) per la rugosità A ed una distanza dalla costa inferiore a 30 km, ci dice che il nostro edificio ha una categoria di esposizione IV.

Ora la [Tab. 10.3](#) ci fornisce i valori dei parametri della [formula \(10.58\)](#) con cui calcoliamo il coefficiente di esposizione c_e :

$$k_r = 0.22, z_0 = 0.3\text{m}, z_{\min} = 8 \text{ m.}$$

Otteniamo così che, per $c_t = 1$,

$$c_e = 1.634 \text{ per } z \leq 8\text{m e}$$

$$c_e = 2.445 \text{ per } z = 25\text{m (altezza dell'edificio);}$$

i corrispondenti valori della pressione, per $c_d = 1$ e ameno di c_p ,

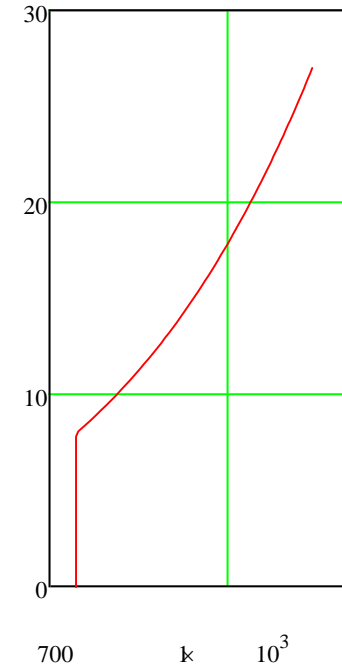
$$\text{sono } p_1 = 744.6\text{Pa}, p_2 = 1114\text{Pa}$$

Se poi il vento agisce su di un edificio con poche aperture, la pressione sulla parete sopravvento si ottiene moltiplicando p per 0.8 e la depressione su quella sottovento è $0.4p$.

Complessivamente la spinta totale (per unità di superficie) agente sull'edificio è $0.8p + 0.4p = 1.2p$.

Nel caso in esame, su di una striscia larga un metro, la forza totale ed il momento rispetto alla base prodotti dal vento sono

$$F = \int_0^{25} 1.2p(z) dz = 26.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad M = \int_0^{25} 1.2p(z) z dz = 361.7 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) \text{m}$$



Carico della neve

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_e c_t$$

in cui

- ✓ c_e è il coefficiente di esposizione,
- ✓ c_t il coefficiente termico e
- ✓ μ_i il coefficiente di forma, mentre
- ✓ q_{sk} è il valore caratteristico del massimo in 50 anni del peso della neve al suolo.

Il valore di q_{sk} dipende dalla regione e dall'altitudine in cui è collocato l'edificio e si calcola con la seguente formula:

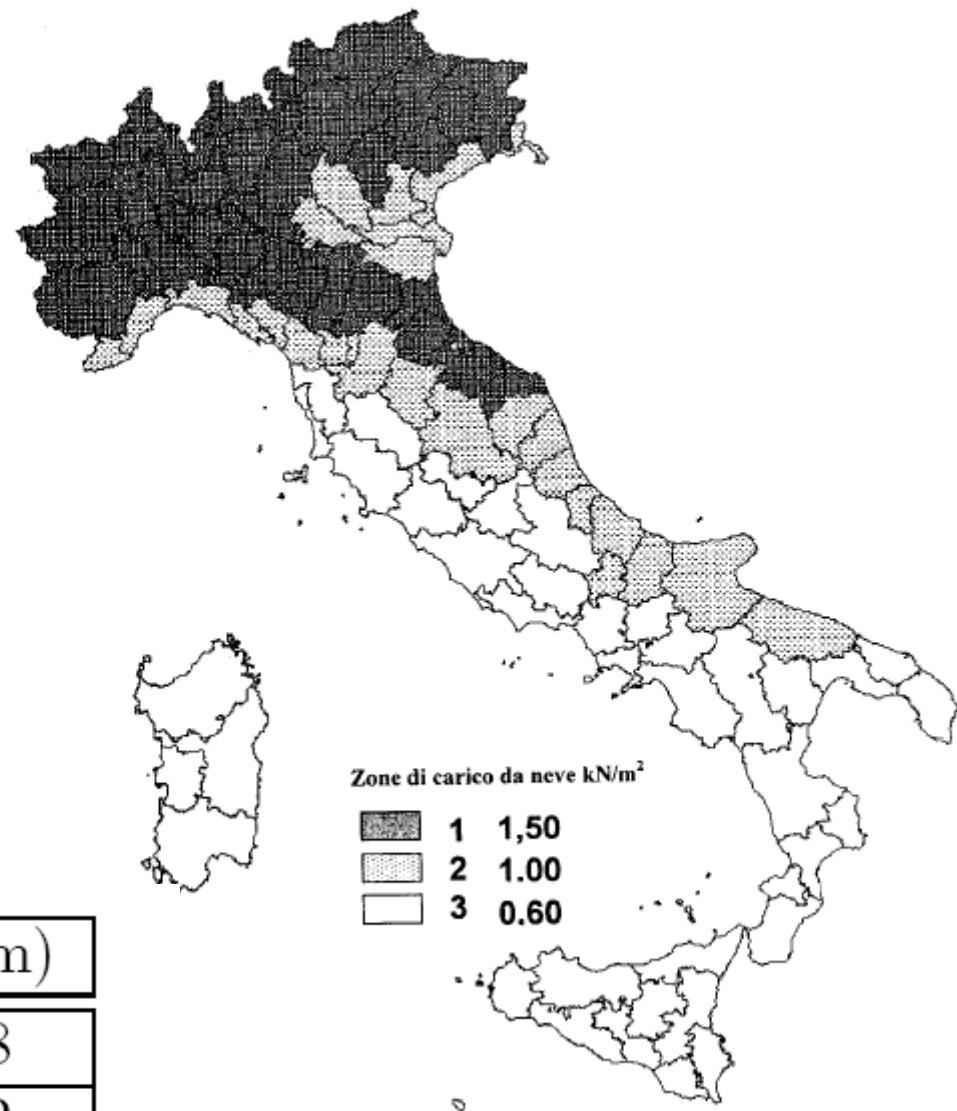
$$q_{sk} = \begin{cases} q_{sk0} \left(\frac{a^2 + a_0^2}{a_0^2 + 40000} \right) & \text{per } a \geq 200 \text{ m} \\ q_{sk0} & \text{per } a < 200 \text{ m} \end{cases}$$

I parametri q_{sk0} e a_0 che compaiono nella precedente dipendono dalla zona di nevosità, mentre a indica l'altitudine (in metri) del sito.

L'Italia è divisa in tre zone principali, come indicato nella [Figura](#) ripresa dalle norme citate.

Tuttavia la zona 1 è a sua volta divisa in due sottozone: 1A (Alpina), comprende le province di Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza

ed una zona 1M (Mediterranea) che comprende le restanti province. I valori di questi parametri si deducono dalla [Tabella](#).



Zona	q_{sk0} (kN/m^2)	a_0 (m)
1A	1.5	728
1M	1.5	602
2	1.0	481
3	0.6	481



Il coefficiente di esposizione c_e si assume normalmente pari a 1;

$c_e = 0.9$ si può assumere quando la costruzione è posta in aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti, mentre un valore maggiore di 1 ($c_e = 1.1$) si adotta quando la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.

Il coefficiente termico c_t si può utilizzare per tener conto che il calore ceduto dalla costruzione, prodotto ad esempio dal riscaldamento, facilita lo scioglimento della neve e quindi ne riduce l'accumulo. Tuttavia, in assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $c_t = 1$.

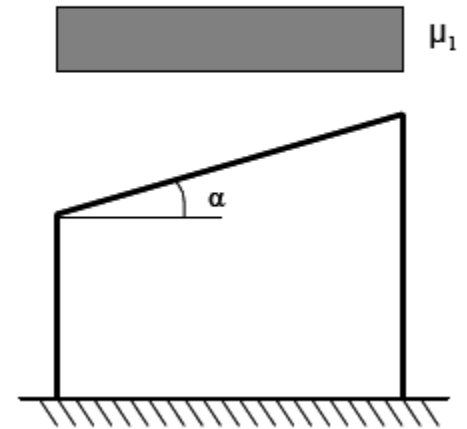
Il coefficiente di forma μ_1 dipende dall'inclinazione della falda del tetto e si calcola con la formula seguente:

$$\mu_1(\alpha) = \begin{cases} 0.8 & \text{per } \alpha \leq 30^\circ \\ 0.8 \frac{(60 - \alpha)}{30} & \text{per } 30^\circ < \alpha \leq 60^\circ \\ 0 & \text{per } \alpha \geq 60^\circ \end{cases}$$

Questi valori si applicano quando la neve non è impedita a scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α . Si deve considerare la condizione riportata in Figura, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura.

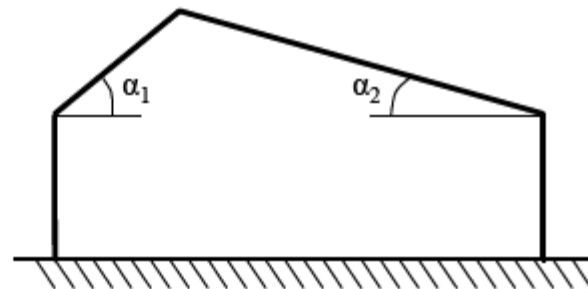
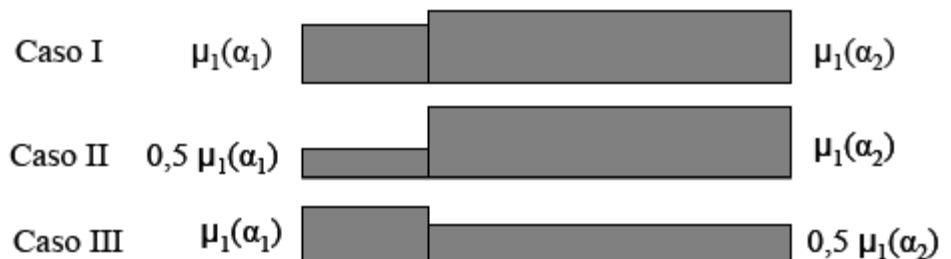
Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Fig.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II e Caso III riportate in Fig.*



Coperture a più falde

Per il caso di neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso(i)*, riportata nella figura C3.4.2.

Per il caso di neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso (ii)*, riportata nella figura C3.4.2.

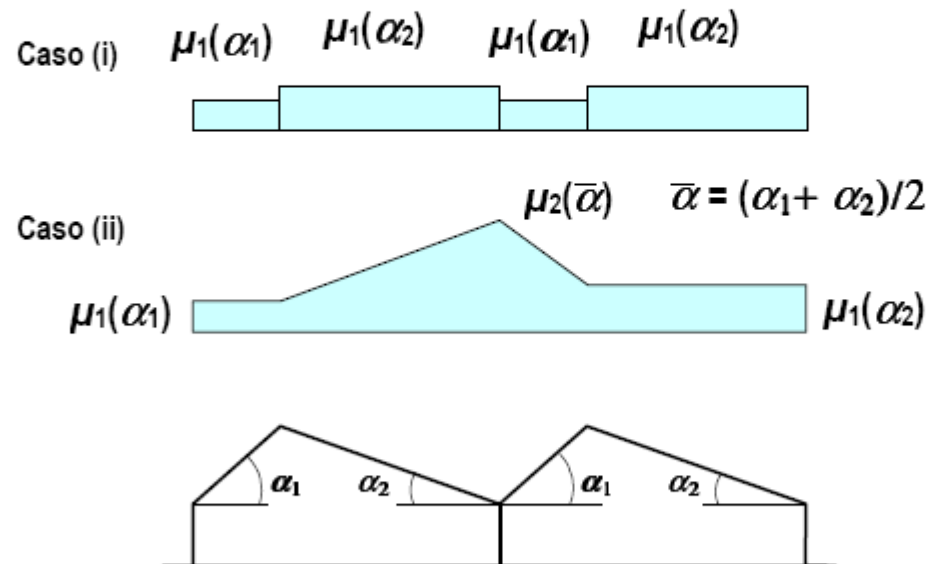


Figura C3.4.2 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture a più falde

Coefficienti di forma

La figura C3.4.1 illustra i valori dei coefficienti di forma per le tipologie di copertura ad una, a due o a più falde, al variare dell'angolo α di inclinazione della falda sull'orizzontale espresso in gradi sessagesimali. Gli stessi valori sono riportati nella tabella C3.4.I.

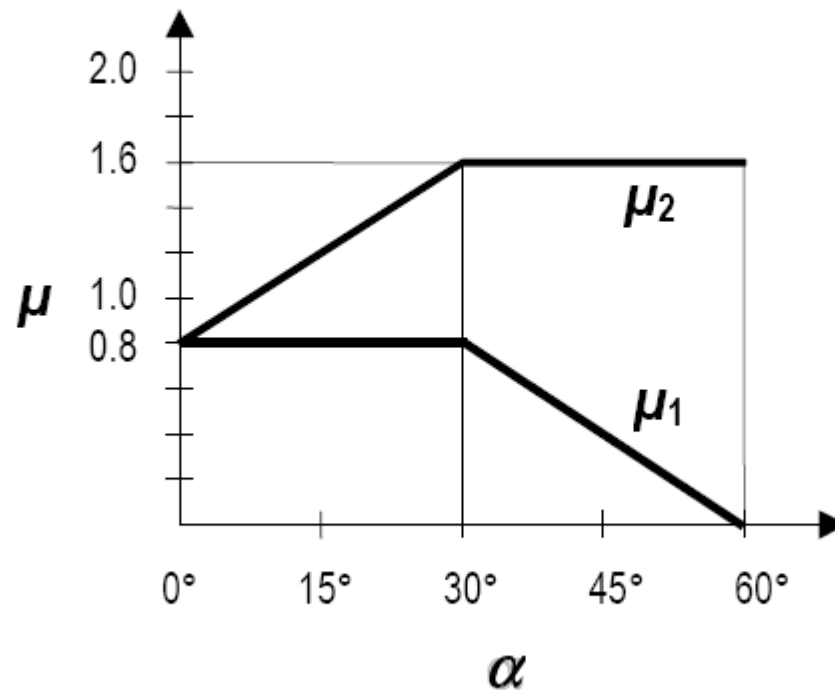


Figura C3.4.1: Coefficienti di forma per il carico neve

Tabella C3.4.I Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

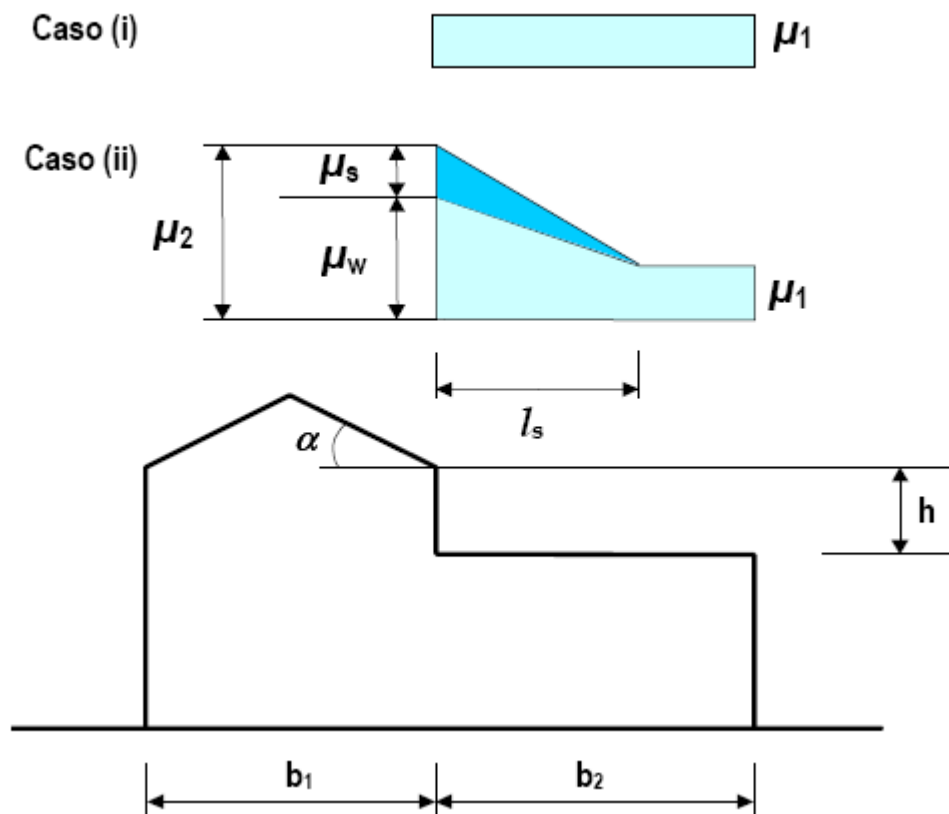
C3.4.5.6. Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte

Per il caso di neve depositata in assenza di vento si dovrà considerare la condizione denominata Caso (i) nella figura C.3.4.4.

Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento, si dovranno considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dai due casi:

- scivolamento della neve dall
- deposito della neve nella zona

La condizione di carico consegu



I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (assumendo che la copertura inferiore sia piana)}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui :

μ_s è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per $\alpha > 15^\circ$, μ_s è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

μ_w è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che

vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

in cui:

γ è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m^3], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a 2 kN/m^3

Il valore del coefficiente μ_w dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$.

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da $l_s = 2h$, e comunque $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Nel caso in cui $b_2 < l_s$ il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura posta a quota inferiore dovrà essere valutato per interpolazione lineare tra i valori di μ_1 e μ_2 .

Esempio

Calcolare il carico di neve su di una copertura piana posta in Roma e su una inclinata a 45° posta ad Aosta.

Roma si trova nella zona 3, a circa 40 m. s.l.m.; dalla Tab. 10.4 troviamo che $q_{sk0} = 0.6$ kPa, poiché $a < 200$ m ed il tetto è piano ($\alpha = 0$), avremo che $q_{sk} = q_{sk0} = 600$ N/m² e $\mu_1(\alpha) = 0.8$.

Quindi il carico sulla copertura è $q_s = 0.8 \times 600 = 480$ N/m².

La città di Aosta si trova nella zona 1A all'altitudine $a = 570$ m (circa). Dalla Tab. 10.4 si trae che $q_{sk0} = 1.50$ kN/m² e $a_0 = 728$ m; quindi, applicando la (10.61) troviamo

$$q_{sk} = 1.50 \left(\frac{570^2 + 728^2}{200^2 + 728^2} \right) = 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Per $\alpha = 45^\circ$ dalla (10.62) segue

$$\mu_1 = 0.8 \frac{60 - 45}{30} = 0.4$$

e quindi il carico di neve sul tetto è

$$q_s = 0.4 \times 2.25 = 0.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Solaio acciaio-calcestruzzo



Calcolo del peso

Lamierino $s = 10$ mm. Lunghezza:

$$l = 63 \times 2 + 40 + 75 \times 2 = 316 \text{ mm}$$

Peso lamierino	$0.316 \times 0.01 \times 78.5$	0.248
Peso soletta	$0.045 \times 0.192 \times 25$	0.216
Peso travetto	$(0.066 + 0.04) / 2 \times 0.075 \times 25$	0.099
Totale	kN/ m	0.563
Interasse		0.192 m
Peso a mq	$0.563/0.192$	2.935 kN/ m^2

Peso trave secondaria HEA160 (interasse 2 m) 0.304 kN/ m

$$\text{Peso a mq} \quad \frac{0.304}{2.00} = 0.152 \text{ kN/ m}^2$$

Peso complessivo solaio $2.935 + 0.152 = 3.087 \text{ kN/ m}^2$