

A.A. 2017-2018

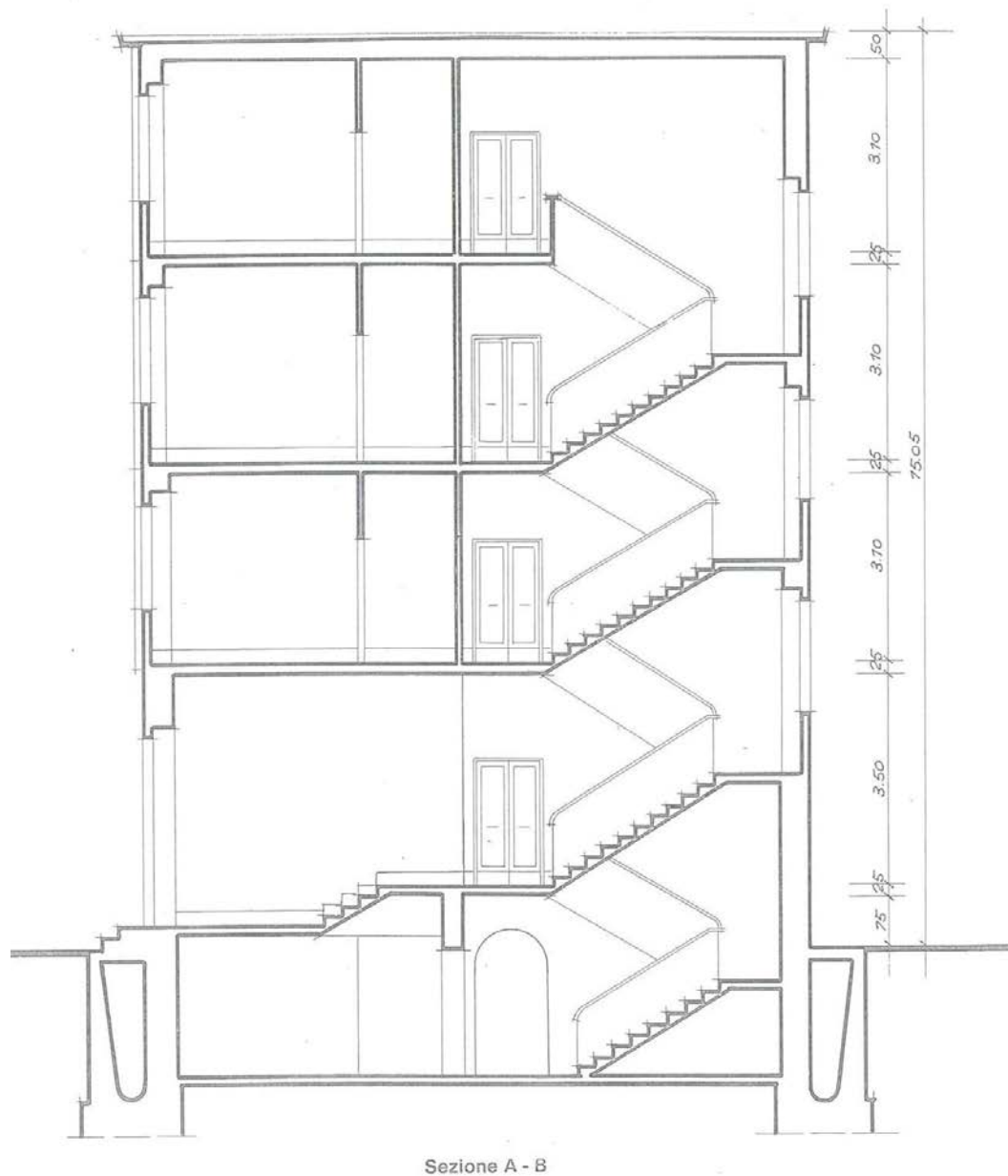
Docente
Prof. Fausto Mistretta

Azioni sulle Costruzioni

DICAAR

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E ARCHITETTURA

Esercitazione: Progettare e Dimensionare la Struttura dell'edificio in figura.



Norme

- **EN 1991 - Eurocodice 1:** Azioni sulle strutture
- **D.M. 14.01.2008:** Nuove norme tecniche per le costruzioni (*Supplemento Ordinario della G.U. nr. 29 del 04.02.2008*)
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617:** Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
(*Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 - Suppl. Ordinario n.27*)
- **CNR-DT 207/2008:** Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (ultima stesura 19.02.2009)

METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

La misura della sicurezza di una struttura deve essere fatta prendendo in esame tutti gli aspetti del suo comportamento, ed organizzando per ciascuno di essi un metodo di misura che tenga conto di tutte le variabilità e di tutti gli elementi di incertezza.

Alla prima esigenza si soddisfa istituendo un elenco degli stati limite; alla seconda, organizzando la misura per quanto possibile sulla base di criteri probabilistici.

Il metodo semi-probabilistico agli stati limite viene così detto per l'approccio approssimato che si fa dell'aspetto probabilistico e perché viene considerata ogni possibile condizione estrema che la struttura può raggiungere in ogni suo stato di comportamento.

Scopo del progetto: Tutte le strutture e tutti gli elementi strutturali devono essere progettati in modo da sopportare con sicurezza tutte le forze e le deformazioni applicate durante la costruzione e l'esercizio e devono avere una conveniente durabilità per l'intera vita prevista per la struttura e per i suoi elementi.

La durabilità è altrettanto importante della resistenza.

STATO LIMITE

Si definisce stato limite uno stato raggiunto il quale la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi non può più svolgere le funzioni o non soddisfa più le condizioni per le quali è stata progettata.

In tal caso si dice che la struttura “rovina” nei confronti di tale stato, la probabilità di raggiungimento dello stato limite viene indicata con P_r .

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

Stati limite ultimi, corrispondenti al valore estremo della capacità portante, o comunque legati al raggiungimento di condizioni estreme;

Stati limite di esercizio, legati alle esigenze di impiego ordinario e di durata.

STATI LIMITE ULTIMI

- Perdita di equilibrio della struttura (o di una sua parte), considerata come corpo rigido
- Rottura localizzata della struttura (o di una sua parte) per azioni statiche
- Rottura localizzata della struttura (o di una sua parte) per fatica
- Collasso per trasformazione della struttura (o di una sua parte) in un meccanismo)
- Instabilità per deformazione
- Deformazioni anelastiche (plastiche e per fessurazione) e /o viscosi, o spostamenti di vincoli (scorrimento di appoggi), che conducano ad una modifica della geometria tale da rendere necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali

oppure, situazioni estreme di carattere ultimo raggiunte per collasso incrementale, per effetto del fuoco, di esplosioni, urti, ecc.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- Deformazioni eccessive (per un utilizzo normale della struttura)
- Fessurazioni premature o eccessive
- Degradazione o corrosione
- Spostamenti eccessivi (senza perdita di equilibrio)
- Vibrazioni eccessive
- Instabilità per deformazione

nonché tutte le situazioni estreme di carattere d'esercizio previste caso per caso.

Classificazione delle Azioni

2.5.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.1 Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

a) dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili (peso, pressione del vento, spinta del terreno o di un liquido, sima, ecc.);

b) indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.

c) degrado:

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

2.5.1.2 Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

a) statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

Classificazione delle Azioni

2.5.1.3 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) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- 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;

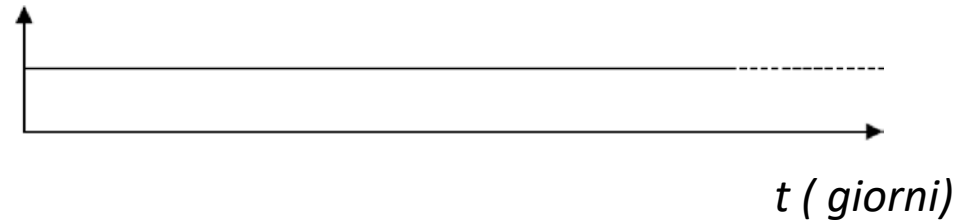
- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

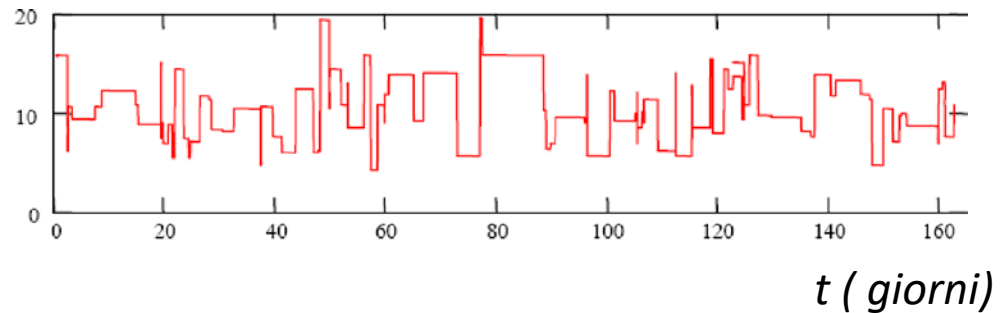
Classificazione delle Azioni

Azioni permanenti:

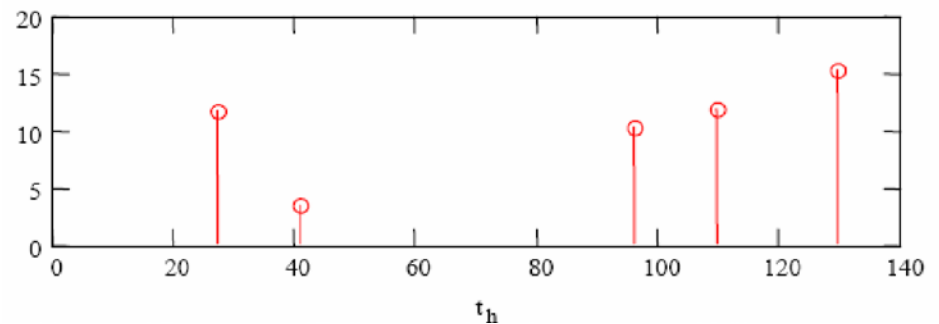
- peso proprio della struttura,
- sovraccarichi (*pavimenti, tramezze, tamponamenti, impianti, ecc...*); dipendono dai pesi specifici dei materiali impiegati



Azioni variabili: folla, arredi, neve, ...



Azioni accidentali: urti ed esplosioni



Azioni sulle Costruzioni

3.1 OPERE CIVILI E INDUSTRIALI

3.1.1 GENERALITÀ

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le azioni permanenti da inserire nelle combinazioni di cui al § 2.5.3 legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali: i pesi dell'unità di volume e i carichi pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei §§ 3.1.2 e 3.1.3. Nel § 3.1.4 sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

Robustezza

Si applica una forza orizzontale (nella posizione più gravosa) pari all'1% del totale dei carichi verticali, secondo due direzioni orizzontali ortogonali. (la normativa non dice se debbano essere considerati allo SLU o di Esercizio).

EDIFICI MULTIPIANO

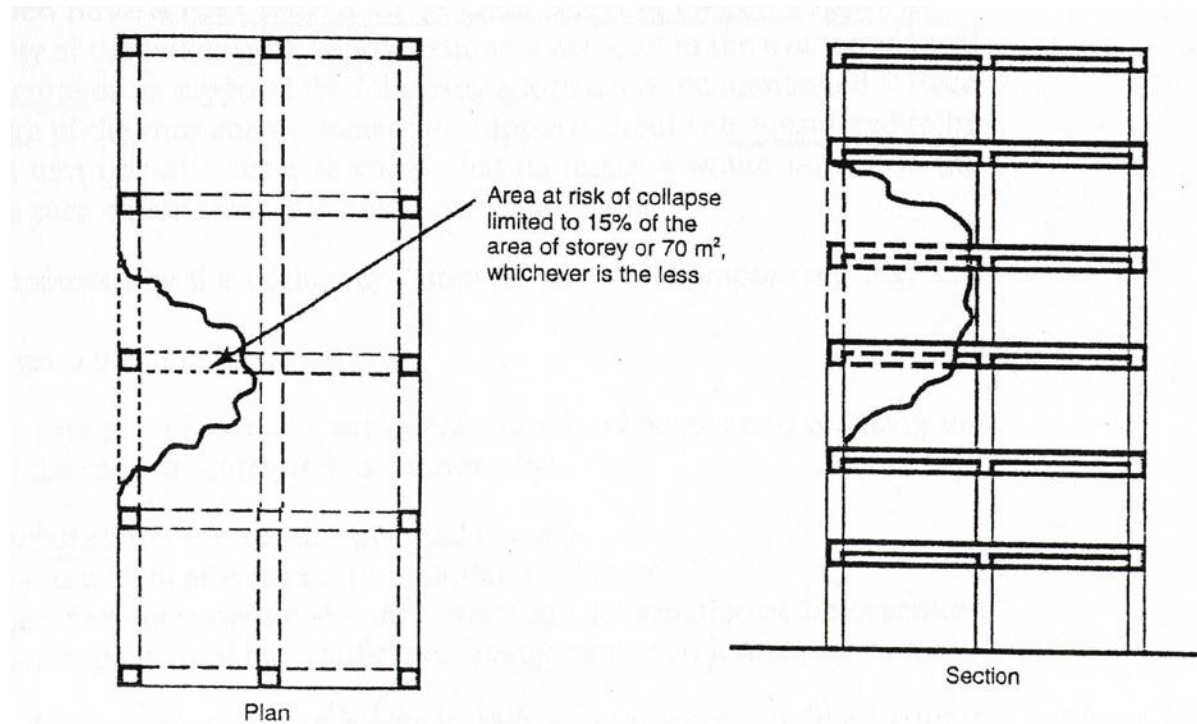


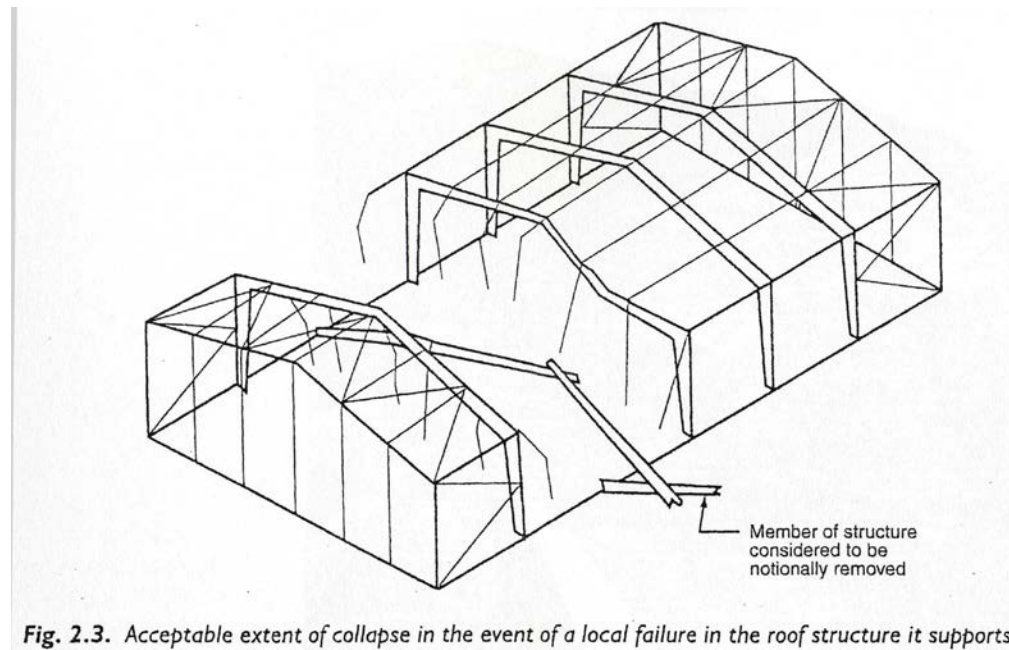
Fig. 2.2. Area of risk of collapse in the event of an accident

Robustezza

EDIFICI CON COPERTURE DI GRANDE LUCE (es. >9m)

Si raccomanda:

-Verificare che la rimozione, a rotazione, di ciascun elemento della copertura secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo non causi il collasso di tutto l'edificio (in tal caso possono collassare gli elementi sostenuti dall'elemento rimosso e si può ammettere che l'edificio subisca deformazioni permanenti non trascurabili).



Azioni sulle Costruzioni

3.1.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.1.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 - 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	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
Metalli e leghe	
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
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Azioni sulle Costruzioni

3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

Azioni sulle Costruzioni

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,50 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Elementi divisori interni con *peso proprio maggiore* devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Azioni sulle Costruzioni

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Calcolo del carico uniformemente distribuito equivalente

Analisi dei carichi:

Pesi specifici:

Muratura in mattoni forati: 11 kN/m^3

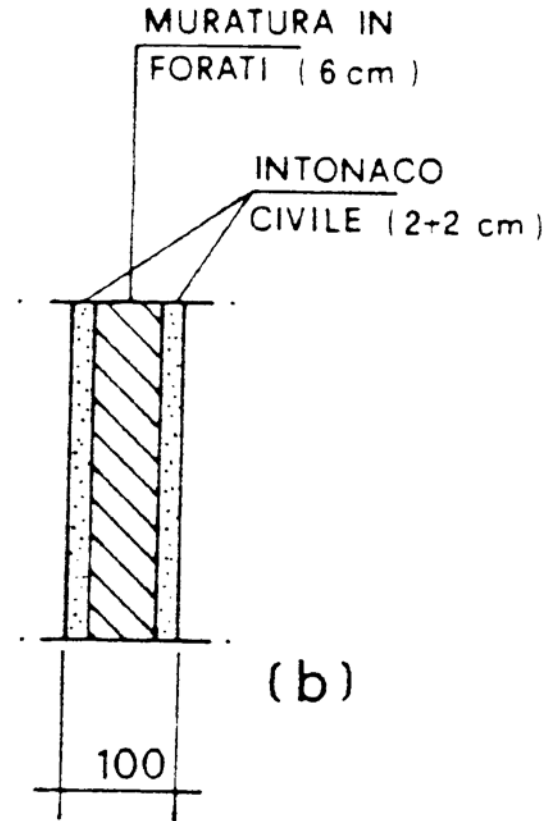
Malta cementizia per intonaco 21 kN/m^3

Pesi a metro lineare:

Muratura in mattoni forati $0,06 \times 11 \times 2,80 = \underline{1,85 \text{ kN/m}}$

Malta cementizia per intonaco $0,02 \times 21 \times 2,80 \times 2 = \underline{2,35 \text{ kN/m}}$

Peso a metro lineare del tramezzo $G_{2k} = 4,20 \text{ kN/m}$



SI CONSIDERA UN CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO DATO DA

$$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Azioni sulle Costruzioni

3.1.4 CARICHI VARIABILI O IMPOSTI

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²],
- carichi verticali concentrati Q_k [kN].
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]
- I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II.

Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture. I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie.

Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

Azioni sulle Costruzioni

Tabella 3.1.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi 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	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 Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ -	6,00 -	1,00* -
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 -	2 x 10,00 -	1,00** -
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 secondo categoria di appartenenza	1,20	1,00
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Carichi da Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture degli edifici è classificato come azione statica di direzione verticale, riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Le precipitazioni nevose variano in modo significativo nel territorio nazionale, dipendono essenzialmente dalla zona geografica, dall'altitudine del sito di edificazione e dalle condizioni locali di clima e di esposizione. La neve può depositarsi sulla copertura secondo modalità differenti in funzione della forma della copertura, delle sue proprietà termiche, della scabrezza, delle condizioni meteorologiche locali, particolare influenza ha la ventosità.

La norma prevede che debbano essere considerate entrambe le disposizioni del carico da neve depositata in assenza ed in presenza di vento.

Carichi da Neve

3.4 AZIONI DELLA NEVE

3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Azioni della Neve

Zona	valore caratteristico della neve al suolo	
I - alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
	$q_{sk} = 1.39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$
I - mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
	$q_{sk} = 1.35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
	$q_{sk} = 0.85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$
III	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
	$q_{sk} = 0.51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$

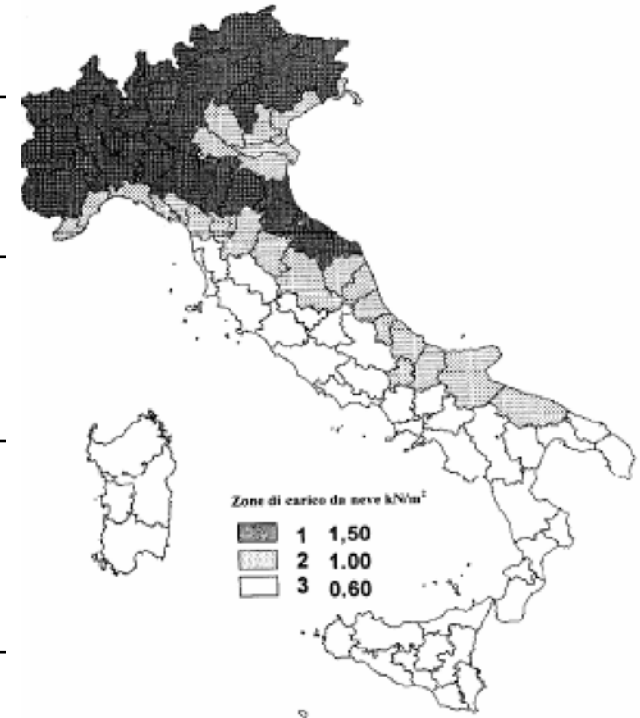


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

Azioni della Neve

3.4.3 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.4 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Azioni della Neve

3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0.8	$0.8 (60-\alpha)/30$	0.0

Azioni della Neve

3.4.5.2 Copertura ad una falda

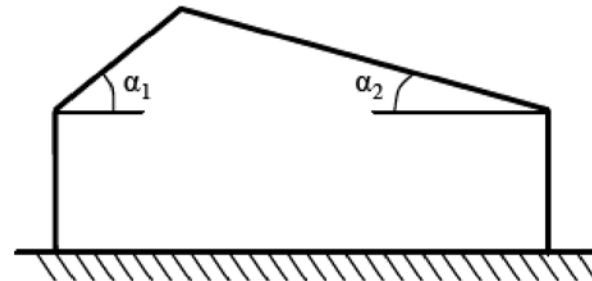
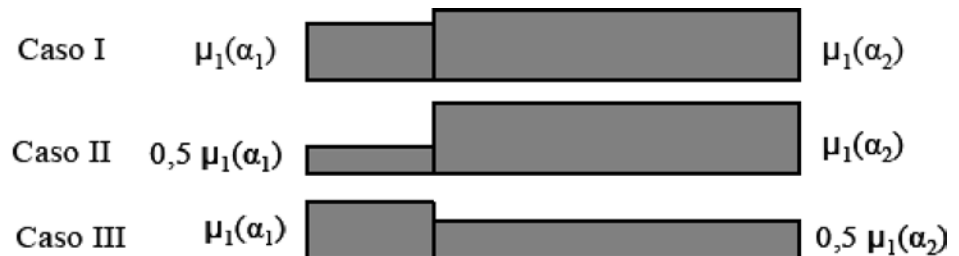
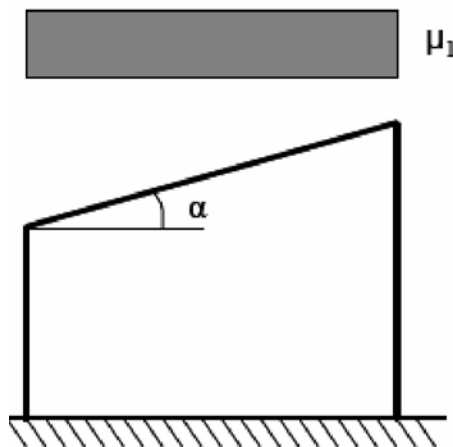
Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

3.4.5.3 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 Fig. 3.4.3. 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. 3.4.3.



ESEMPIO

Si deve calcolare il carico della neve per la copertura di un edificio sito in L'Aquila (700 m s.l.m.).

La copertura è realizzata con tetto a due falde simmetriche, con angolo di falda $\alpha = 35^\circ$.

L'Aquila ricade nella zona III e per un'altitudine del sito di 700 m s.l.m. il carico di neve al suolo risulta:

$$q_{sk} = 0,51 \cdot \left[1 + \left(\frac{700}{481} \right)^2 \right] = 1,59 \text{ kN} / \text{m}^2$$

In condizione di carico senza vento il coefficiente di forma μ_i risulta:

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \frac{(60^\circ - 35^\circ)}{30^\circ} = 0,67$$

In presenza di vento i coefficienti di forma μ_i risultano rispettivamente:

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \frac{(60^\circ - 35^\circ)}{30^\circ} = 0,67$$

$$0,5 \cdot \mu_1 = 0,34$$

Il coefficiente di esposizione C_E ed il coefficiente termico C_t vengono assunti pari a 1.

La copertura a due falde risulta pertanto sollecitata dalle seguenti condizioni di carico:

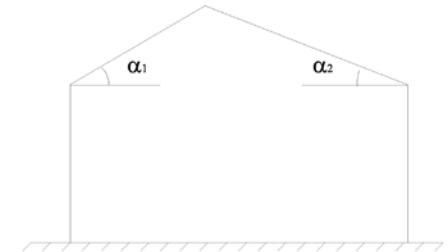
Caso I: in assenza di vento è presente un carico uniformemente distribuito

$$q_s = 1,59 \cdot 0,67 \cdot 1 \cdot 1 = 1,07 \text{ kN/m}^2$$

Caso II e Caso III: in presenza di vento agiscono carichi differenti sulle due falde:

$$q_{s, \text{falda1}} = 1,59 \cdot 0,67 \cdot 1 \cdot 1 = 1,07 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{s, \text{falda2}} = 0,5 \cdot 1,59 \cdot 0,67 \cdot 1 \cdot 1 = 0,54 \text{ kN/m}^2$$



Il carico così determinato è relativo ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

Azioni del Vento

3.3 AZIONI DEL VENTO

3.3.1 GENERALITÀ

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

Azioni del Vento

3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad (3.3.2)$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Azioni del Vento

3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m^2) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Azioni del Vento

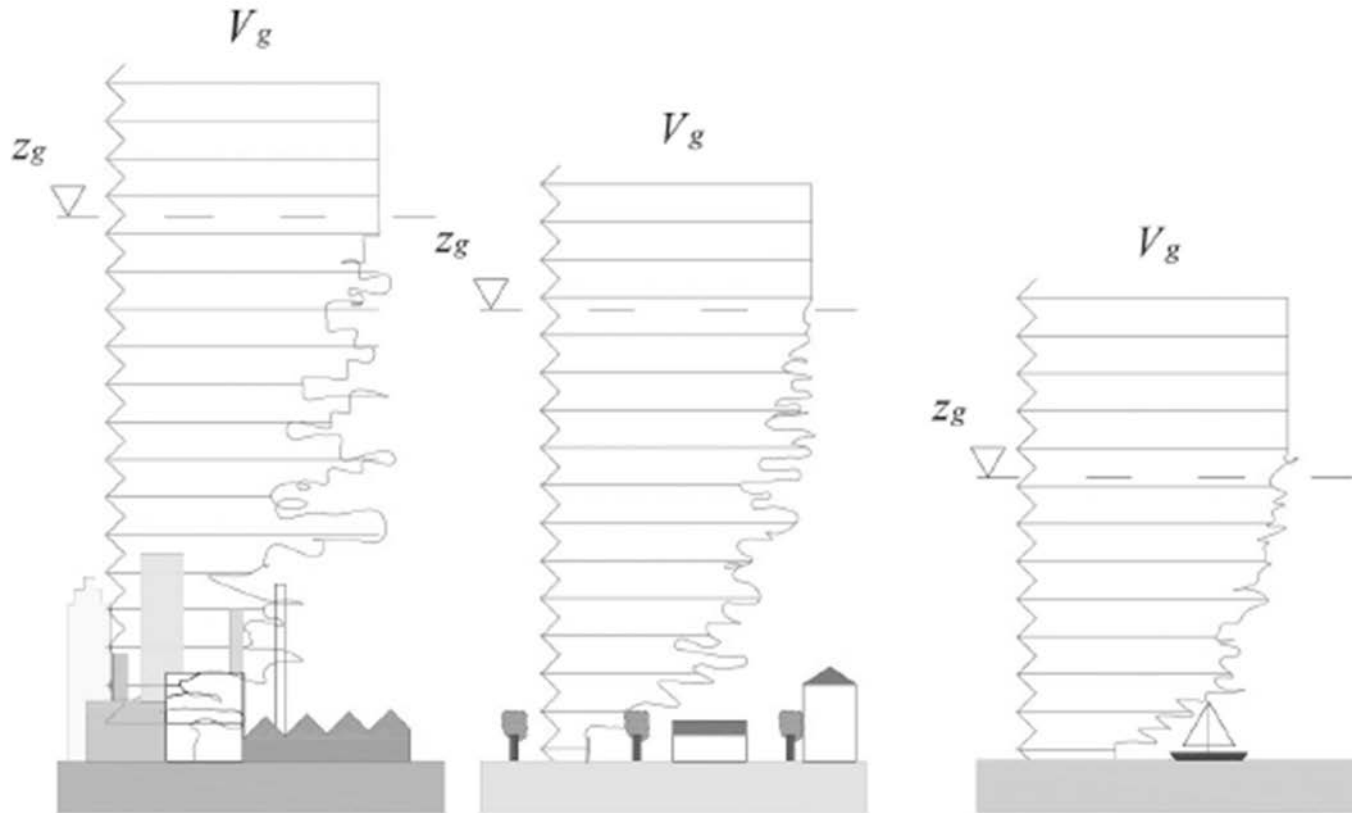
Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
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

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

3.3.7 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.



3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

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 suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad (3.3.5)$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

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

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Azioni del Vento

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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,...)

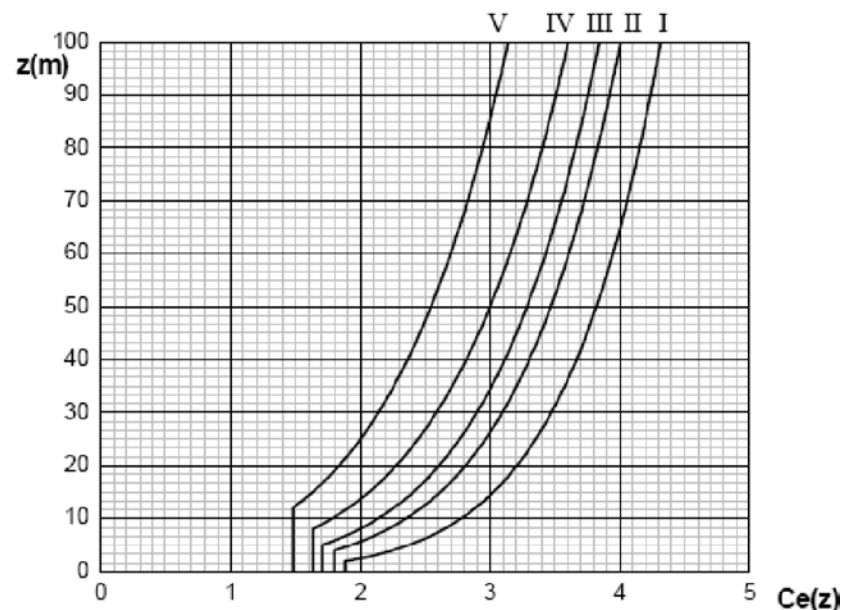
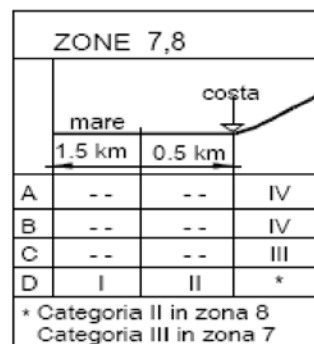
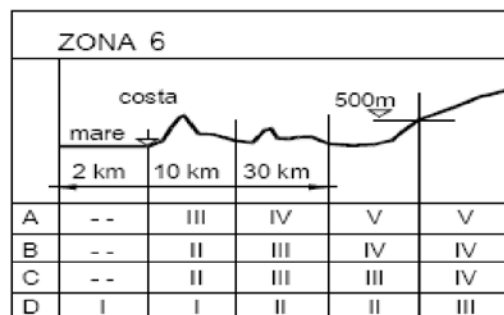
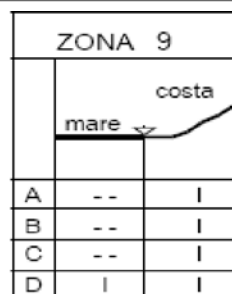
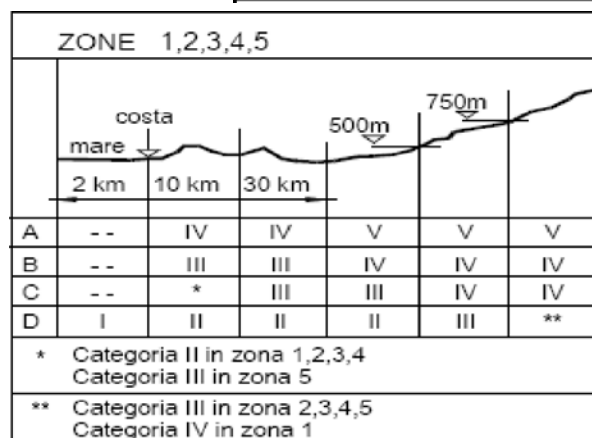


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e con la quota (per $c_t = 1$)

Azioni del Vento

C3.3.10 COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO) – Circolare NTC–617-2009

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

C3.3.10.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

Per la valutazione della **pressione esterna** si assumerà :

- 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 $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) $c_{pe} = - 0,4$

Per la valutazione della **pressione interna** si assumerà (vedere figura C3.3.3 e scegliere il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole):

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,2$
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = + 0,8$ quando la parete aperta è sopravento, $c_{pi} = - 0,5$ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;
- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale: $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$ per gli elementi normali alla direzione del vento, $c_{pi} = \pm 0,2$ per i rimanenti elementi.

Azioni del Vento

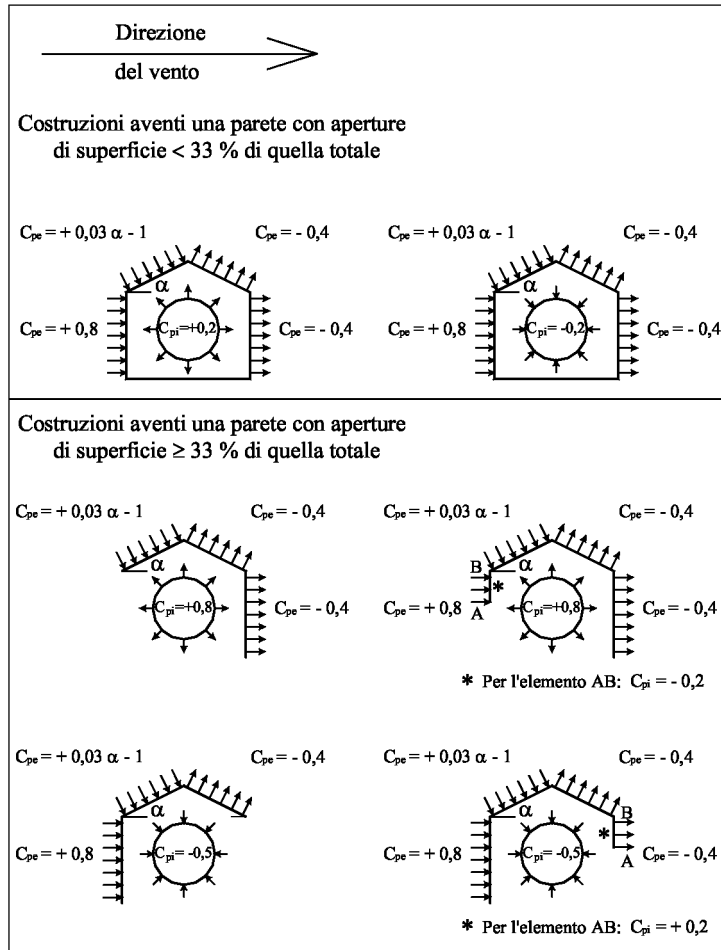


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.

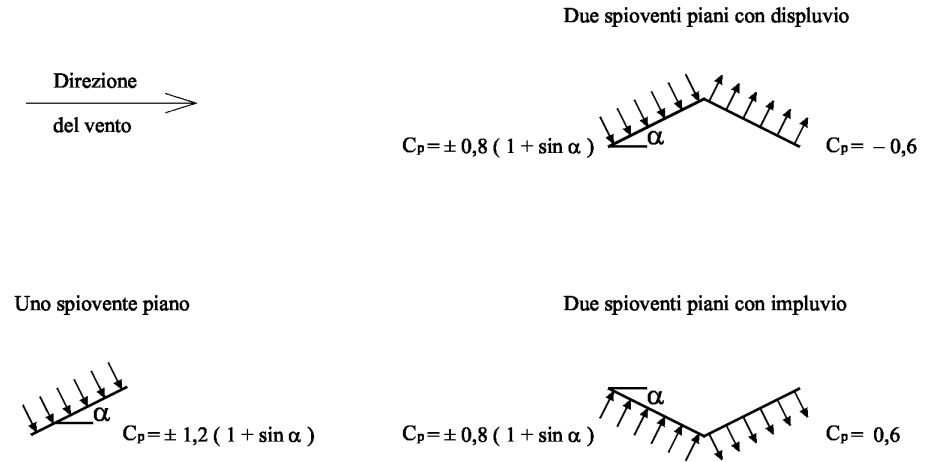


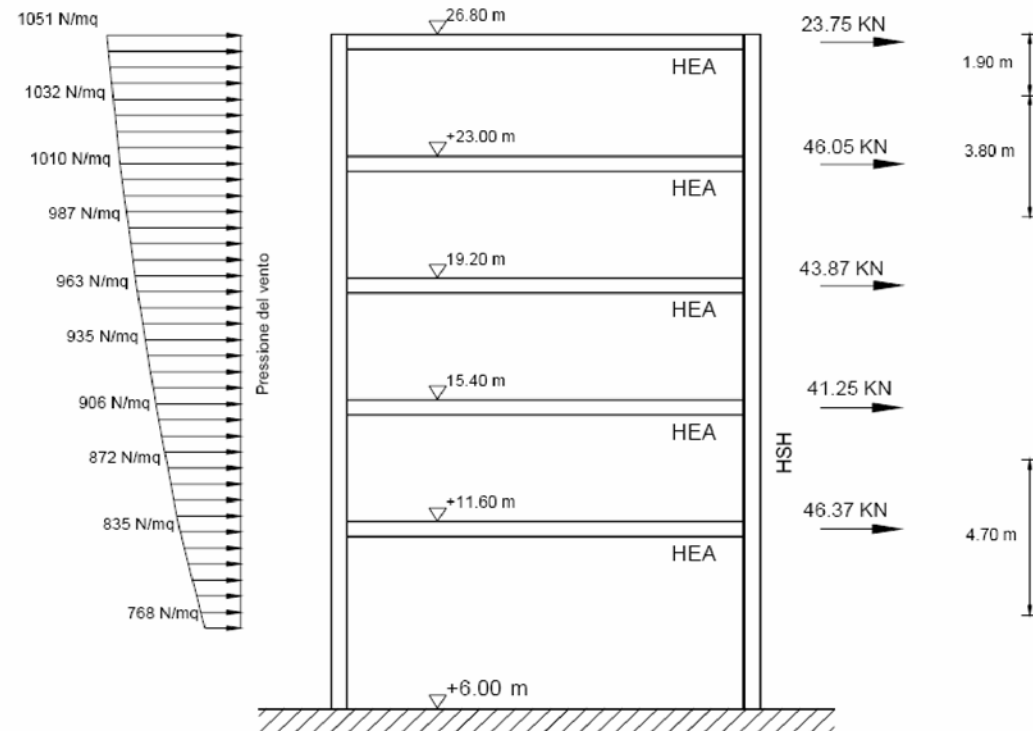
Figura C3.3.4 Valori di c_p per diverse configurazioni strutturali di tettoie e pensiline

Azioni del Vento

Esempio

V_{ref}	q_{ref}	c_p	c_d	k	z_0	Z_{min}
25 m/s	391 N/m ²	1,2	0,955	0,2	0,1m	5m
Zona 1 (Lombardia)						
Classe di rugosità del terreno C						
Categoria di esposizione III						

Z [m]	$c_e(z)$	p [N/m ²]	P_i [KN]
8,8	2,056	768	
11,6	2,235	835	46,37
13,5	2,336	872	
15,4	2,425	906	41,25
17,3	2,505	935	
19,2	2,578	963	43,87
21,1	2,644	987	
23	2,706	1010	46,05
24,9	2,763	1032	
26,8	2,816	1051	23,75



Combinazione delle azioni

Ad ogni **azione permanente** con ridotta variabilità si attribuisce un unico valore caratteristico G_k .

Ogni **azione variabile** ha quattro valori rappresentativi. Il principale valore rappresentativo di un'azione variabile è il suo valore caratteristico Q_k .

Per la maggior parte delle azioni variabili climatiche così come per i carichi di esercizio sui solai degli edifici, il valore caratteristico è quello che ha una probabilità di superamento pari a 0,02 in un anno, equivalente ad un periodo di ritorno $T = 1/0,02 = 50$ anni.

Gli altri valori rappresentativi, in ordine decrescente, sono i seguenti:

- Il valore di combinazione, $\psi_0 Q_k$: il coefficiente ψ_0 , denominato coefficiente di combinazione, fissa il livello di intensità di un'azione variabile quando essa è presa in conto, nel calcolo, contemporaneamente ad un'altra azione variabile, detta dominante, che viene invece considerata con il suo valore caratteristico.
- Il valore frequente, $\psi_1 Q_k$;
- Il valore quasi permanente $\psi_2 Q_k$.

Il valore frequente e quello quasi permanente dei carichi sui solai degli edifici corrispondono ad una percentuale di superamento rispettivamente del 5% e del 50% della media della distribuzione temporale dell'intensità, ossia nel corso della vita utile della struttura (durata di riferimento 50 anni) possono essere raggiunti e/o superati per un periodo di tempo di pari rispettivamente a 2,5 anni ed a 25 anni.

Combinazione delle azioni

2.5.3 COMBINAZIONI 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):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- ✓ **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- ✓ **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- ✓ **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

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

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Combinazione delle azioni

Tabella 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

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

Azioni nelle verifiche agli stati limite

2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

Notazione	Definizione
EQU	perdita dell'equilibrio statico della struttura o di una qualsiasi sua parte considerata come corpo rigido quando: <ul style="list-style-type: none">• piccole variazioni nell'intensità o nella distribuzione spaziale delle azioni provocate da una sola sorgente sono significative (es. variazioni del peso proprio, vedere Esempio 1.1)• le resistenze dei materiali da costruzione non sono determinanti
STR	collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali, incluse le fondazioni, i pali, i muri di contenimento, ecc., quando il collasso è governato dalla resistenza dei materiali da costruzione della struttura
GEO	collasso o deformazione eccessiva del terreno quando le resistenze del terreno o della roccia sono determinanti nel garantire la resistenza
FAT	collasso per fatica della struttura o degli elementi strutturali <i>(questo tipo di stato limite non viene contemplato nel D.M.)</i>

Azioni nelle verifiche agli stati limite

In generale, per gli stati limite ultimi, i valori dei coefficienti parziali sono suddivisi in tre insiemi (A, A1, A2) che sono riuniti nel seguente prospetto

Azioni	Azioni Permanenti strutturali G_1 Coefficiente γ_{G1}		Azioni Permanenti non strutturali G_2 Coefficiente γ_{G2}		Azione variabile dominante $Q_{k,1}$ (Nota 1)	Azioni variabili non dominanti $Q_{k,i}$ (Nota 1)
	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole		
Insieme A	1,1	0,9	1,5	0,0	1,5	$\Psi_{0,i} \cdot 1,5$
Insieme A1	1,3	1,0	1,5	0,0	1,5	$\Psi_{0,i} \cdot 1,5$
Insieme A2	1,0	1,0	1,3	0,0	1,3	$\Psi_{0,i} \cdot 1,3$

Nota 1: il coefficiente parziale delle azioni variabili ove favorevoli è da assumersi pari a 0
Nota 2: nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Stato limite	Insieme dei coefficienti da utilizzare
EQU – Equilibrio statico	Insieme A
STR - Resistenza delle strutture degli edifici non soggette ad azioni geotecniche	Insieme A1
STR – Resistenza delle strutture soggette alle azioni geotecniche (fondazioni, pali, muri di contenimento, ecc.)	Approccio 1: Si effettuano due calcoli separati con tutte le azioni utilizzando l’Insieme A1 e l’Insieme A2 (generalmente il dimensionamento delle fondazioni è governato da A2 e la resistenza strutturale da A1)
GEO – Rottura o deformazione eccessiva del terreno	Approccio 2: Insieme A1 per tutte le azioni

Combinazione delle azioni

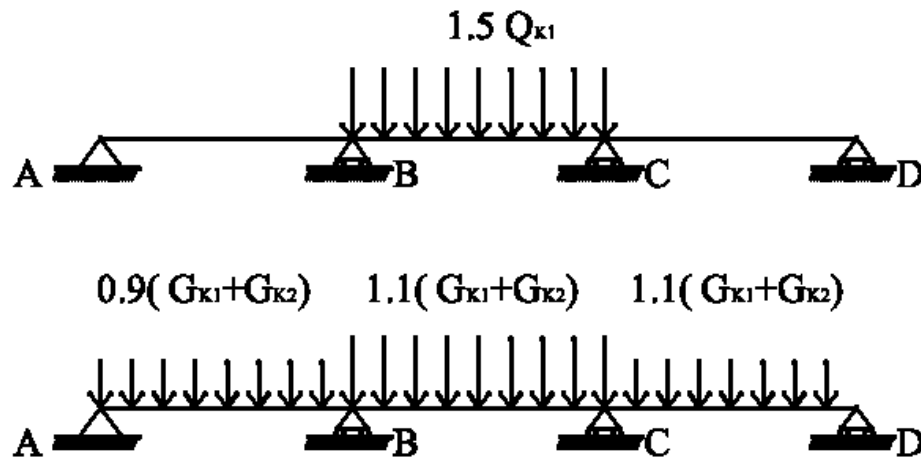
Esempio 1.1. Combinazione delle azioni agli SLU di una trave continua

Si considera una trave continua su quattro appoggi soggetta ai seguenti carichi:

- Peso Proprio G_{k1}
- Sovraccarico permanente portato G_{k2}
- Sovraccarico di esercizio Q_{k1}

EQU – Equilibrio statico

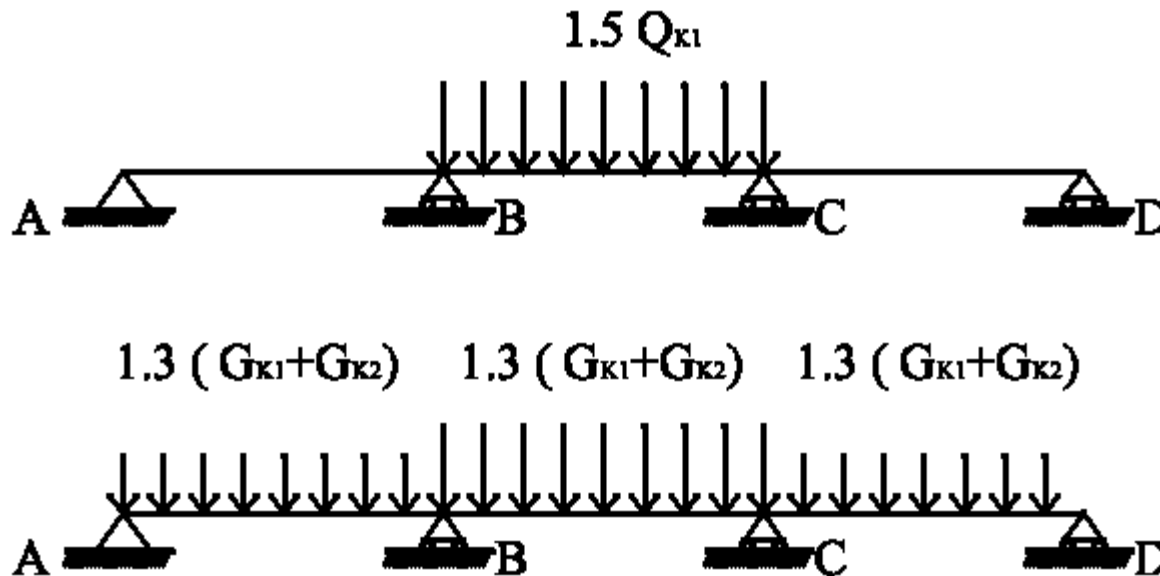
Per verificare i dispositivi antisollevamento degli appoggi di estremità, i coefficienti da adottare sono quelli dell'insieme A, come indicato in figura.



Combinazione delle azioni

STR – Verifica a flessione in campata (Insieme A1)

Per la verifica a flessione nella sezione di mezzeria della campata centrale, il coefficiente parziale da considerare per i carichi permanenti è lo stesso in tutte le campate.



Combinazione delle azioni

Esempio 1.2. Combinazione delle azioni agli SLU di una tettoia

Si considera una tettoia soggetta ai seguenti carichi:

- Peso Proprio G_{k1}
- Sovraccarico permanente portato G_{k2}
- Sovraccarico di esercizio Q_{k1}

EQU – Equilibrio statico (Insieme A)

Per la verifica al ribaltamento, i coefficienti da adottare sono quelli dell'insieme A.

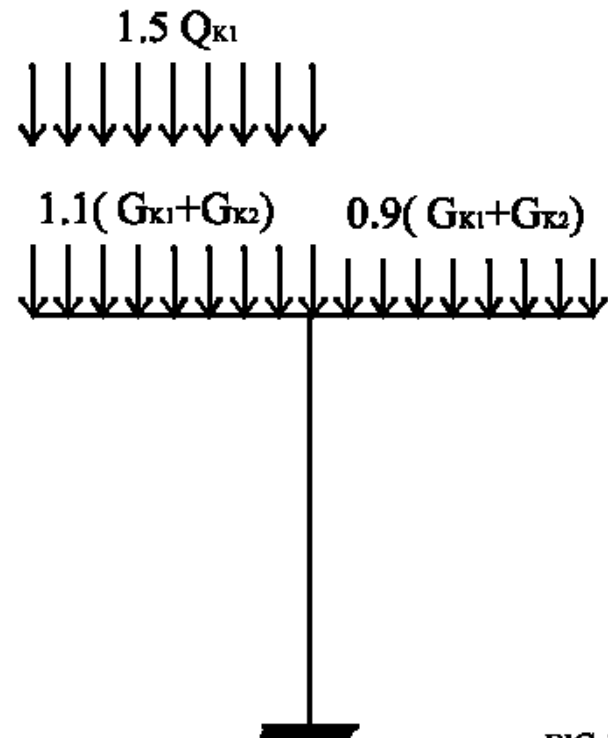


FIG.1.7

Combinazione delle azioni

STR – Verifica di resistenza del pilastro (Insieme A1)

Per la verifica a compressione ed a pressoflessione del pilastro, il coefficiente parziale da considerare per i carichi permanenti è lo stesso per tutte le campate. Il sovraccarico variabile nel primo caso è distribuito su tutta la tettoia per massimizzare lo sforzo normale, mentre nel secondo è applicato solo su metà tettoia per la verifica a pressoflessione.

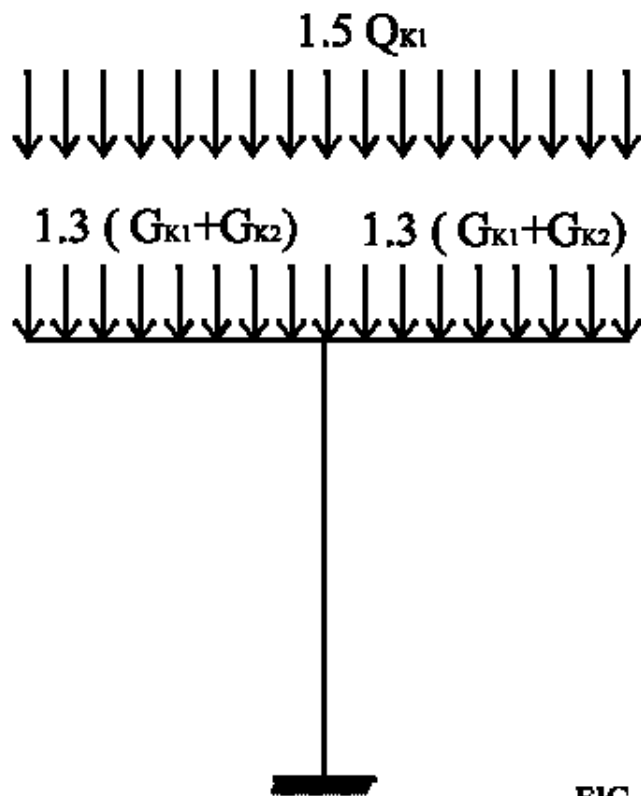


FIG.1.8

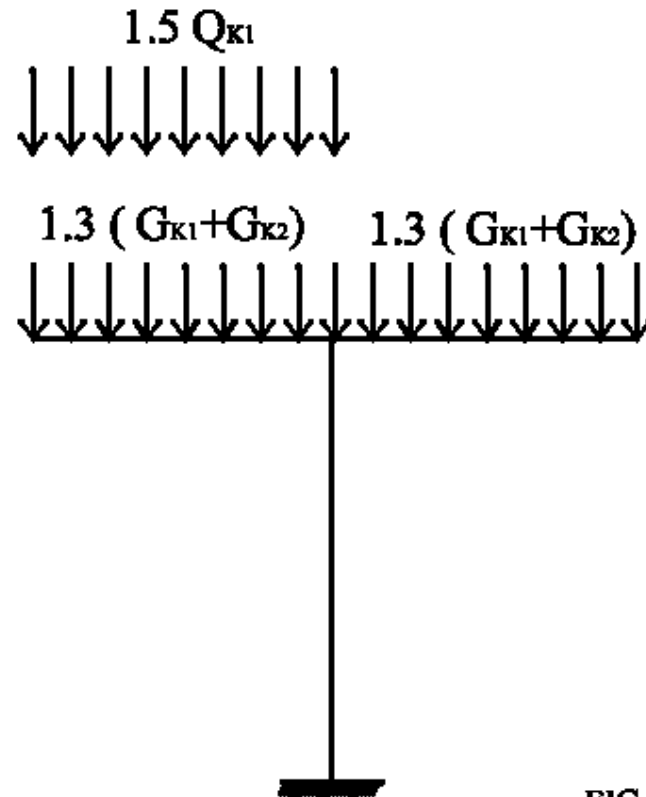


FIG.1.9

Combinazione delle azioni

Esempio 1.3. Combinazione delle azioni agli SLU di un edificio intelaiato in c.a. per civile abitazione

Si considera l'edificio soggetto ai seguenti carichi:

- Peso Proprio + permanente portato G_k
- Sovraccarico di esercizio $Q_{k,es}$ (valore caratteristico)
- $\psi_0 \cdot Q_{k,es} = 0,7 Q_{k,es}$ (valore di combinazione)
- Neve sulla copertura $Q_{k,n}$ (valore caratteristico)
- $\psi_0 \cdot Q_{k,n} = 0,5 Q_{k,n}$ (valore di combinazione)
- Vento $F_{k,w}$ (valore caratteristico)
- $\psi_0 \cdot F_{k,w} = 0,6 F_{k,w}$ (valore di combinazione)

I valori dei coefficienti parziali sono quelli della tabella 2.5.1.

STR – Combinazioni fondamentali per la verifica della sovrastruttura (Insieme A1)

Azione dominante: neve (c)

$$1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k,n} + 0,7 \cdot Q_{k,es} + 0,6 \cdot F_{k,w})$$

Azione dominante: carico di esercizio (d)

$$1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot (Q_{k,es} + 0,5 \cdot Q_{k,en} + 0,6 \cdot F_{k,w})$$

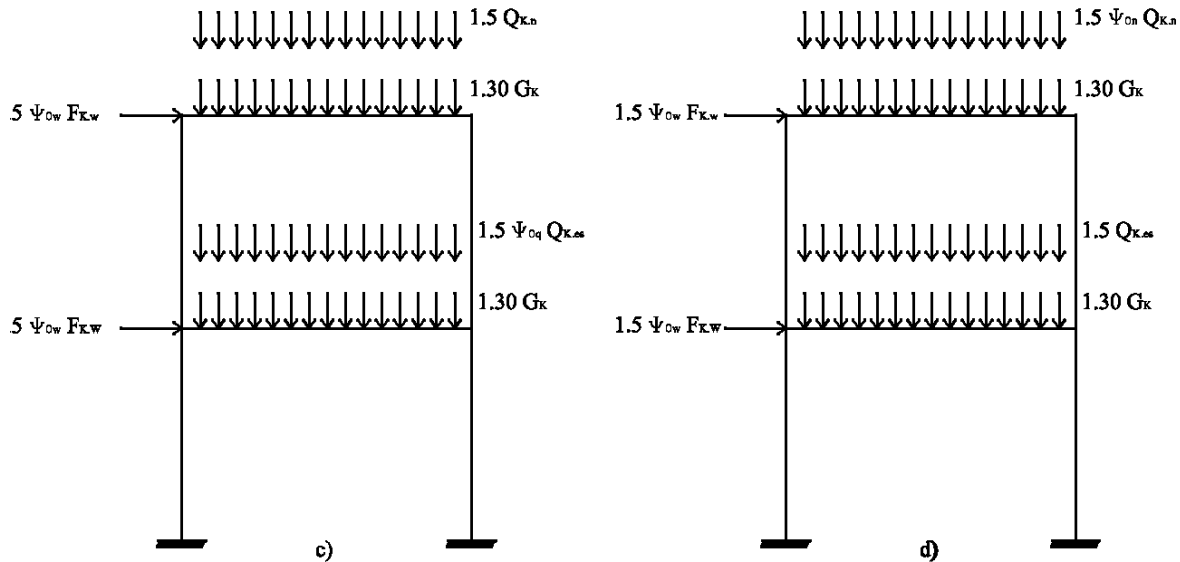
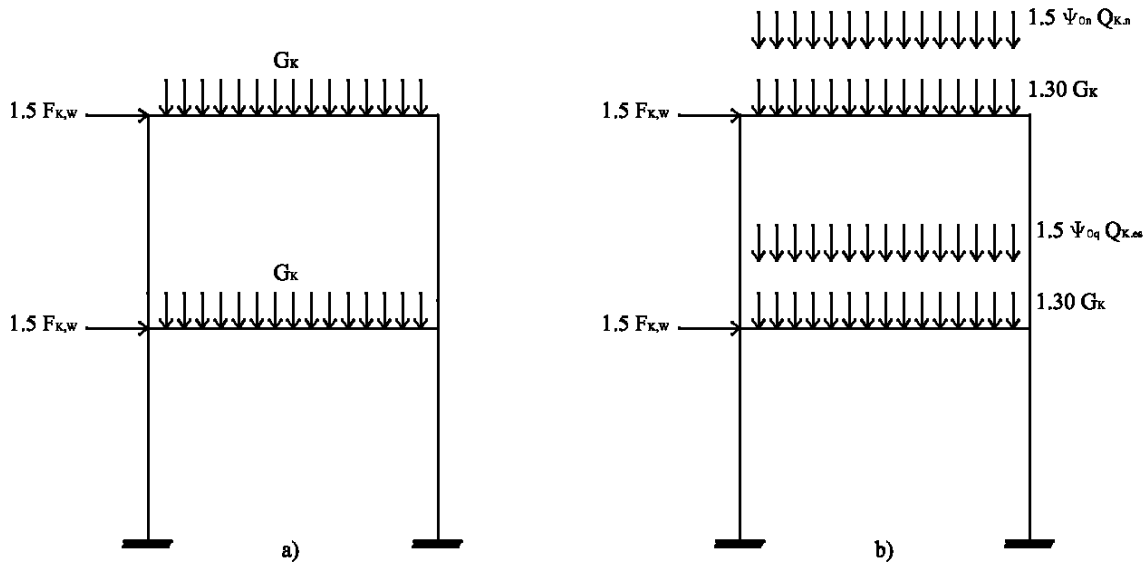
Azione dominante: vento (*carichi verticali sfavorevoli*) (b)

$$1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot (F_{k,w} + 0,5 \cdot Q_{k,en} + 0,7 \cdot Q_{k,es})$$

Azione dominante: vento (*carichi verticali favorevoli*) (a)

$$1,3 \cdot G_k + 1,5 \cdot F_{k,w}$$

Combinazione delle azioni



Combinazione delle azioni

Esempio 1.3. Combinazione delle azioni agli SLU di un edificio intelaiato in c.a. per civile abitazione

STR/GEO – Combinazioni fondamentali per la verifica delle fondazioni e della resistenza del terreno

Approccio 1: Si applicano in calcoli separati i valori di progetto dell'insieme A1 e dell'insieme A2 alle azioni geotecniche e a tutte le altre azioni dalla o sulla struttura. Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 del D.M.

Generalmente l'insieme A1 fornisce i valori più gravosi per le verifiche degli elementi strutturali delle fondazioni, mentre l'insieme A2 fornisce i valori più gravosi per le verifiche geotecniche.

STR – verifica degli elementi strutturali di fondazione (Insieme A1)

Si utilizzano le stesse combinazioni viste precedentemente.

GEO – verifiche geotecniche (Insieme A2) (vedi figura pag. successiva)

Azione dominante: neve (c)

$$1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot (Q_{k,n} + 0,7 \cdot Q_{k,es} + 0,6 \cdot F_{k,w})$$

Azione dominante: carico di esercizio (d)

$$1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot (Q_{k,es} + 0,5 \cdot Q_{k,en} + 0,6 \cdot F_{k,w})$$

Azione dominante: vento (*carichi verticali sfavorevoli*) (b)

$$1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot (F_{k,w} + 0,5 \cdot Q_{k,en} + 0,7 \cdot Q_{k,es})$$

Azione dominante: vento (*carichi verticali favorevoli*) (a)

$$1,0 \cdot G_k + 1,3 \cdot F_{k,w}$$

Approccio 2: Si applica una sola combinazione di carico (insieme A1) sia per le verifiche alle azioni geotecniche che per a tutte le altre azioni dalla o sulla struttura.

Combinazione delle azioni

