

Tecnica delle Costruzioni

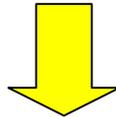
Esercitazioni

Ing. Stefano Silvestri

a.a. 2004-2005

Obiettivo della progettazione strutturale

- Obiettivo della progettazione è garantire che una struttura sia in grado di svolgere la sua funzione, con il richiesto grado di affidabilità e con costi contenuti, durante tutta la vita di progetto prevista.

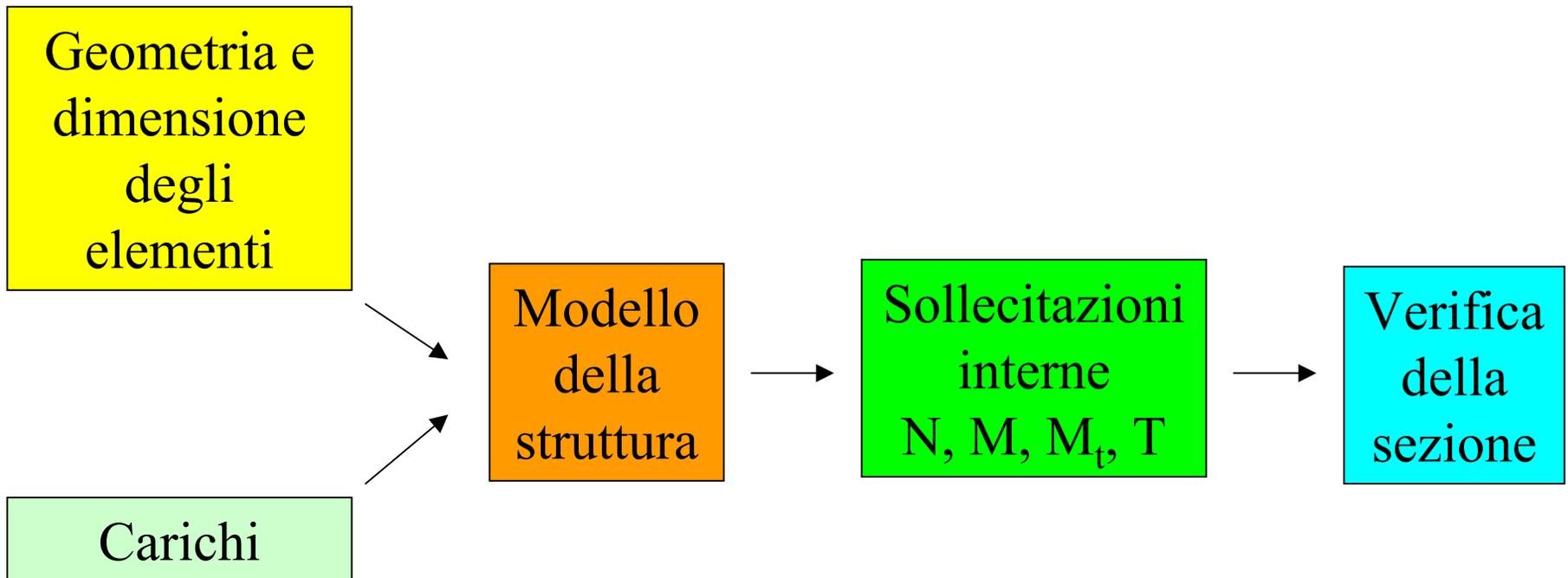


- Le strutture e gli elementi strutturali devono essere progettati, eseguiti e mantenuti soddisfacendo i requisiti fondamentali di resistenza ultima, di funzionalità e di robustezza.

Requisiti fondamentali

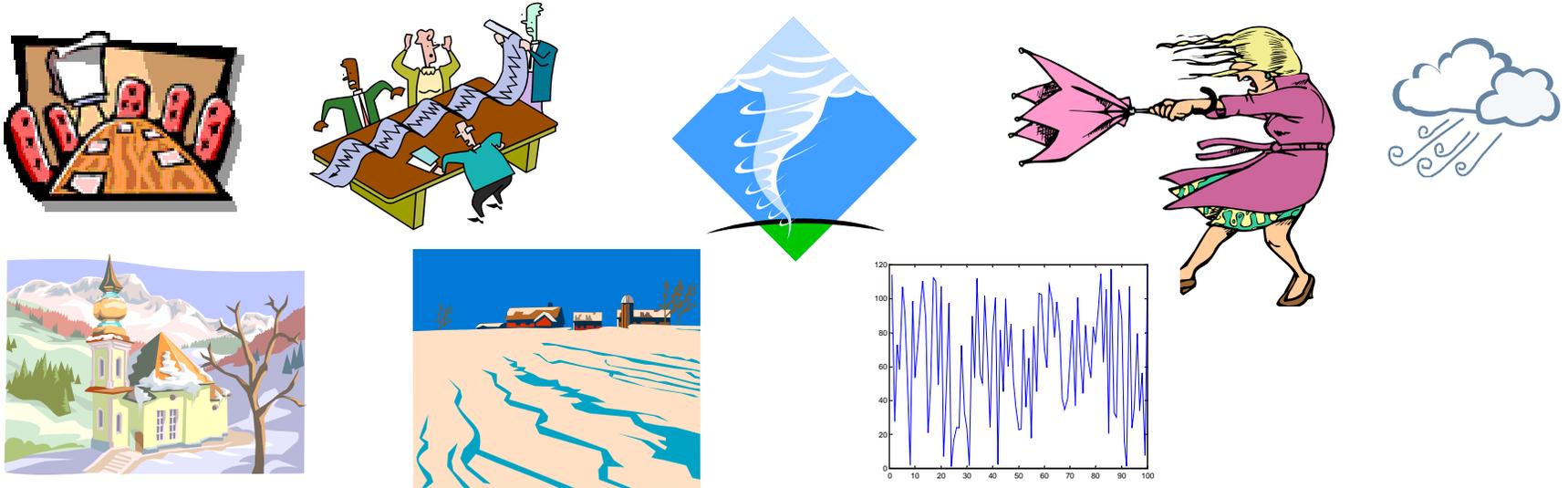
- **Resistenza ultima** = capacità della struttura di incassare tutte le azioni che possono verificarsi durante l'esecuzione e l'uso della struttura stessa
- **Funzionalità** = capacità della struttura di rimanere adeguata al normale uso per cui è stata concepita
- **Robustezza limite** = attitudine della struttura a contenere i danni derivanti da eventi quali incendi, esplosioni, urti ed errori umani entro limiti proporzionati all'entità della causa

Il processo progettuale

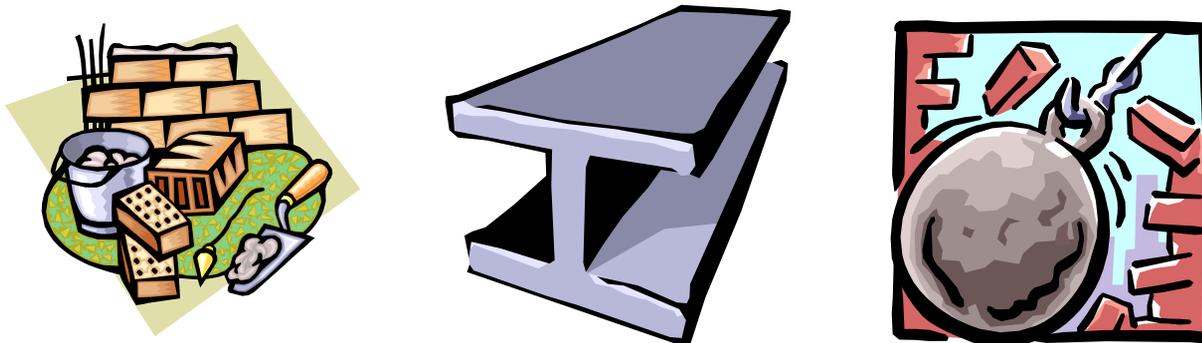


Affidabilità delle strutture

- I carichi sono associati a processi stocastici



- Le resistenze in gioco sono variabili aleatorie (random)



Affidabilità delle strutture

- I modelli strutturali non sono immuni da incertezze



- La costruzione è afflitta da errori random



Le azioni

- **AZIONE** = ogni causa o insieme di cause (carichi permanenti, sovraccarichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici, ecc.) capaci di indurre stati di sollecitazione e deformazione in una struttura.
- È compito del progettista individuare le azioni significative per la costruzione nel rispetto delle prescrizioni delle norme.

Azioni: variabili aleatorie

- In generale, le azioni da considerare sulle strutture sono legate a **fenomeni che si verificano casualmente con durata ed intensità non prevedibili a priori** e sono caratterizzate **da grande variabilità**, cosicché la loro analisi e la loro modellazione assumono importanza fondamentale ai fini della valutazione dell'affidabilità.
- I carichi che agiscono sulle strutture sono **variabili aleatorie (random)** e quelli adottati per la progettazione assumono spesso un valore convenzionale (ma pur sempre hanno un intrinseco significato statistico).
- I diversi carichi hanno diverse probabilità di verificarsi e pertanto risulta opportuno orientarsi verso la scelta di coefficienti di sicurezza diversi per le diverse azioni:
 - per una azione molto probabile sarà opportuno garantire elevati coefficienti di sicurezza
 - per una azione più rara forse possiamo permetterci di utilizzare coefficienti di sicurezza più ridotti.

Classificazione delle azioni

Scopo della classificazione delle azioni è dare le basi per la loro modellazione, individuando le caratteristiche salienti dei diversi fenomeni e le loro similitudini, sì da consentire l'introduzione di appropriati modelli teorici da impiegare nel progetto e nelle analisi di affidabilità delle strutture.

- Secondo il loro modo di esplicarsi (modalità di applicazione)
- Secondo la risposta strutturale indotta
- Secondo la variabilità nello spazio
- Secondo la variabilità nel tempo

INFLUENZE AMBIENTALI:

gruppo separato di azioni che rappresentano le influenze di carattere chimico-fisico-biologico che l'ambiente circostante esercita sulle strutture

1. Classificazione delle azioni secondo il loro modo di esplicarsi

- **DIRETTE** (agiscono sulla struttura senza intermediazioni e sono sostanzialmente indipendenti dalle proprietà strutturali):
 - quantità statiche concentrate;
 - quantità statiche distribuite;
- **INDIRETTE** (sono dovute principalmente a deformazioni imposte o impedito):
 - quantità cinematiche localizzate:
 - cedimenti e spostamenti impressi assoluti (ovvero nei vincoli esterni);
 - cedimenti relativi (ovvero tra parti dell'organismo strutturale o in vincoli interni);
 - quantità cinematiche distribuite:
 - effetti di variazioni di temperatura;
 - deformazioni iniziali e anelastiche (ritiro, viscosità);
 - accelerazioni imposte, causate da terremoti o macchinari
- **ANTROPICHE** (funzione dei principi generali della termodinamica):
 - effetti di degrado endogeno della struttura: alterazione naturale del materiale di cui è composta la struttura;
 - effetti di degrado esogeno della struttura: alterazione a seguito di agenti esterni alla struttura delle caratteristiche materiali di questa.

2. Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- **STATICHE**: azioni che applicate alla struttura non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti
- **QUASI STATICHE**: azioni che possono essere considerate come statiche, a patto di tener conto degli effetti dinamici con un incremento della loro intensità
- **DINAMICHE**: azioni che causano significative accelerazioni della struttura, dei suoi componenti e delle masse portate

3. Classificazione delle azioni secondo la variabilità nello spazio

- **FISSE:** azioni che hanno una distribuzione fissa sulla struttura
- **LIBERE:** azioni che possono avere, entro certi limiti, una distribuzione arbitraria sulla struttura (es. carichi mobili, carichi del vento, carichi neve, ...)

NB: In sede di progetto, la posizione delle azioni fisse è da considerarsi assegnata, mentre le azioni libere devono essere disposte in modo da massimizzare l'effetto considerato

4. Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

- **PERMANENTI (G):** azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione e la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo
- **VARIABILI (Q):** azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro
- **ECCEZIONALI o ACCIDENTALI (A):** azioni che si verificano molto raramente nel corso della vita di progetto della struttura, in occasione di quegli eventi che si definiscono “incidenti” (azioni che si verificano con ampiezza significativa e probabilità molto bassa)

Azioni permanenti (G)

- peso proprio della struttura
- peso di ciascuna sovrastruttura
- forze indotte dalla pressione del terreno (escluse gli effetti di carichi variabili applicati al terreno)
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo)
- spostamenti e deformazioni imposti previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione
- pretensione e precompressione
- ritiro e viscosità, salvo un'eventuale fase transitoria iniziale

Azioni variabili (Q)

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita di progetto della struttura; sono:
 - pesi propri di elementi non strutturali
 - pesi di cose ed oggetti disposti sulla struttura
- di breve durata: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita di progetto della struttura; sono:
 - carichi di esercizio
 - azione del vento
 - azione della neve
 - azione sismica
 - azioni dovute alle variazioni termiche ambientali

Azioni eccezionali o accidentali (A)

- incendi
- esplosioni
- urti ed impatti

Valori significativi delle azioni

I valori significativi (rappresentativi, di base, di riferimento) delle azioni, impiegati per la definizione dei valori di progetto delle azioni e delle combinazioni di carico, sono in genere rappresentati:

- dal valore caratteristico
- dai valori di combinazione
- dai valori frequenti
- dai valori quasi-permanenti

Valore caratteristico di una azione

I valori caratteristici delle azioni, Q_k , sono normalmente i **valori frattili** (superiori o inferiori, a seconda dell'effetto dell'azione sulla struttura che può essere rispettivamente nocivo e benefico per la sicurezza) **caratterizzati da una definita probabilità di essere superati in un periodo di riferimento**.

Normalmente:

- I frattili superiori hanno probabilità del 5% di essere superati.
- I frattili inferiori hanno probabilità del 95% di essere superati.

In casi di particolare rilievo o pericolosità possono considerarsi frattili al 5%.

Per le grandezze caratterizzate da variabilità piccola si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Nel caso il valore caratteristico non possa essere fissato su basi statistiche, può essere assunto dal Progettista un **valore nominale**.

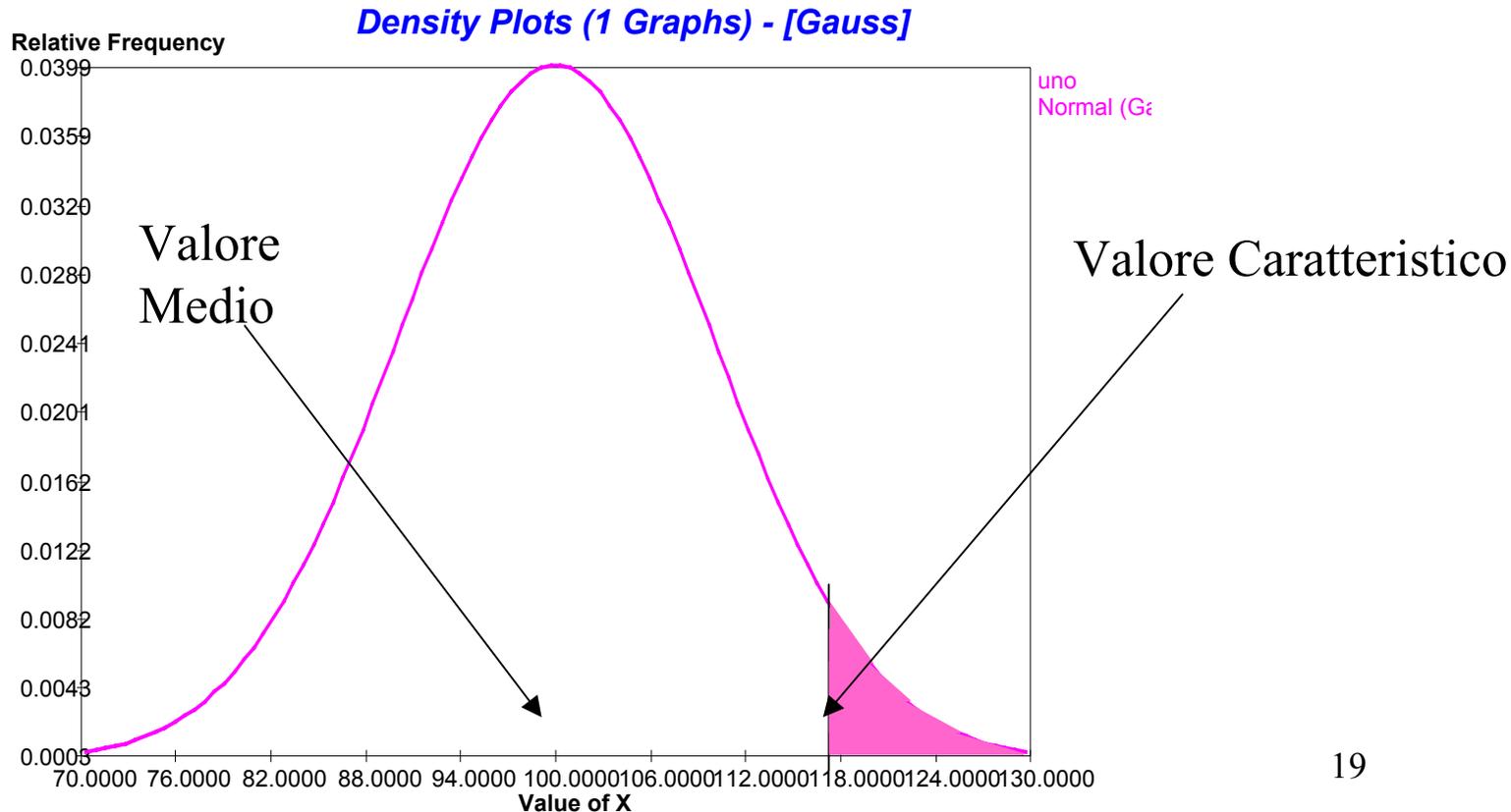
Alternativamente, può essere definito dal Committente un **valore adeguato e coerente all'ambiente di progetto della costruzione**.

NB: I valori caratteristici dei carichi (che vengono utilizzati come valori di base nella determinazione delle azioni di progetto nella metodologia agli stati limite) corrispondono (come valori numerici) ai carichi nominali utilizzati nella metodologia delle tensioni ammissibili.

Valore caratteristico di una azione

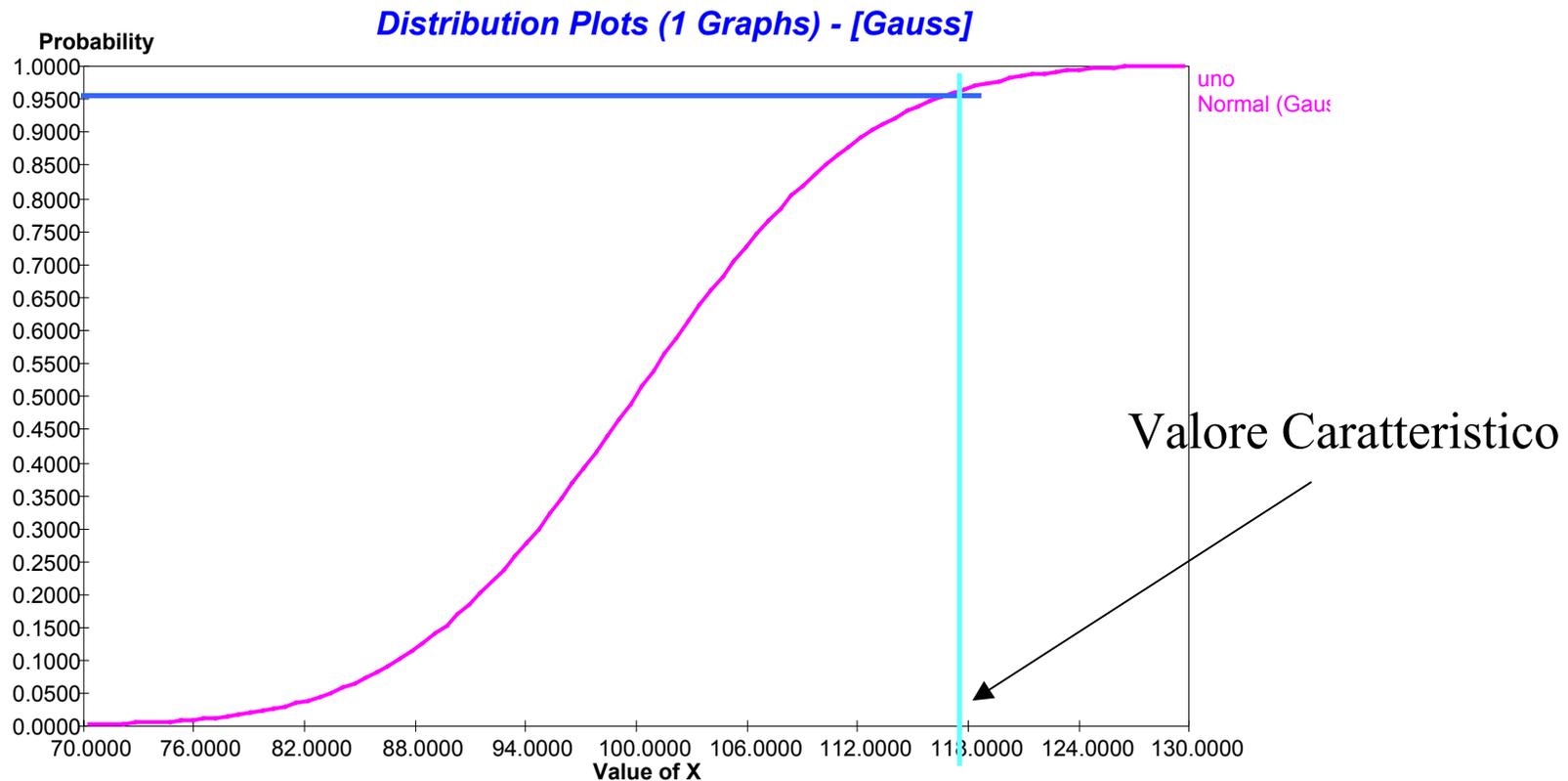
Il valore caratteristico di una variabile aleatoria corrispondente ad una probabilità di superamento pari a solo il 5 % (valore caratteristico di un carico) può essere ricavato dalla PDF e/o dalla CDF.

Nel caso della PDF il valore caratteristico è il valore della variabile a cui corrisponde una area sottesa dalla curva a sinistra del valore pari a 0.95 ed una area sottesa dalla curva a destra del valore pari a 0.05.



Valore caratteristico di una azione

Nel caso della CDF il valore caratteristico è il valore della variabile a cui corrisponde una probabilità di non essere superato pari al 95 % (ascissa corrispondente alla ordinata 0.95)



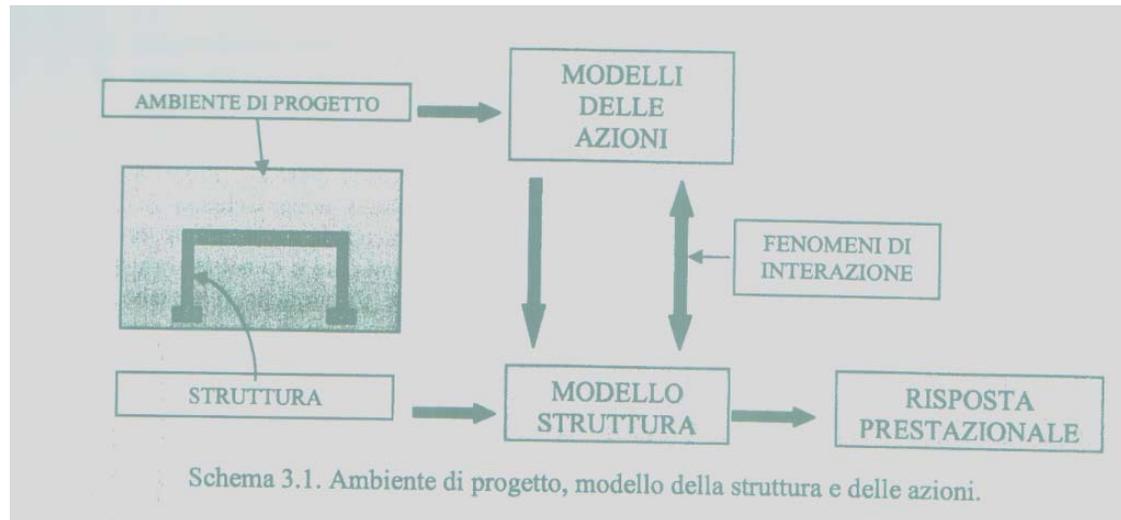
Altri valori significativi delle azioni

- valore di combinazione dell'azione ($\psi_0 \cdot Q_k$)
è ottenuto dal valore caratteristico o nominale, attraverso un fattore positivo $\psi_0 \leq 1$, che **riduce il valore caratteristico al valore che è mediamente presente nel periodo di tempo di riferimento, in concomitanza con la azione variabile assunta come dominante**. Il valore di combinazione è introdotto per tener conto della ridotta probabilità dell'occorrenza simultanea di due o più azioni indipendenti
- valore frequente dell'azione ($\psi_1 \cdot Q_k$)
è ottenuto dal valore caratteristico o nominale, attraverso un fattore positivo $\psi_1 \leq 1$, che riduce il valore caratteristico al valore che è **superato per una frazione significativa del tempo di riferimento, usualmente posta pari a $\eta_1 = 0.10 = 10\%$**
- valore quasi-permanente dell'azione ($\psi_2 \cdot Q_k$)
è ottenuto dal valore caratteristico o nominale, attraverso un fattore positivo $\psi_2 \leq 1$, che riduce il valore caratteristico al valore che è **mediamente superato nel periodo di tempo di riferimento, ovvero per $\eta_2 = 0.50 = 50\%$**

Scenario di contingenza

Scenario di carico: insieme organizzato e coerente nello spazio e nel tempo di azioni che cimentano la struttura

Scenario di contingenza: identificazione di uno stato possibile per l'opera in cui un insieme di azioni (scenario di carico) è applicato su una configurazione strutturale



E' compito del progettista, a seguito della classificazione e della caratterizzazione delle azioni, individuare i possibili scenari di contingenza in cui le azioni possono cimentare l'opera stessa.

La combinazione delle azioni

Gli scenari di carico vengono tradotti in combinazioni delle azioni.

La combinazione di carico è costituita da una **contemporanea ed opportuna fattorizzazione e distribuzione spaziale delle azioni** che agiscono sui singoli elementi strutturali.

Per **fattorizzazione** si intende la moltiplicazione delle azioni per opportuni coefficienti γ che tengono conto delle probabilità di intervento delle azioni.

E' compito del progettista individuare le combinazioni di carico che portano ogni singolo elemento strutturale in condizioni critiche in relazione alle verifiche di sicurezza e funzionalità.

La combinazione delle azioni e gli stati limite SLU e SLE

Combinazione di azioni = insieme di valori di progetto usati per la verifica della sicurezza strutturale per uno stato limite sotto l'influenza simultanea di azioni differenti

Stato limite = stato oltre il quale la struttura non soddisfa più i requisiti prestazionali di progetto

Stati limite ultimi (SLU) = stati associati con il collasso o con altre forme simili di guasto strutturale (il requisito di resistenza ultima non viene più soddisfatto)

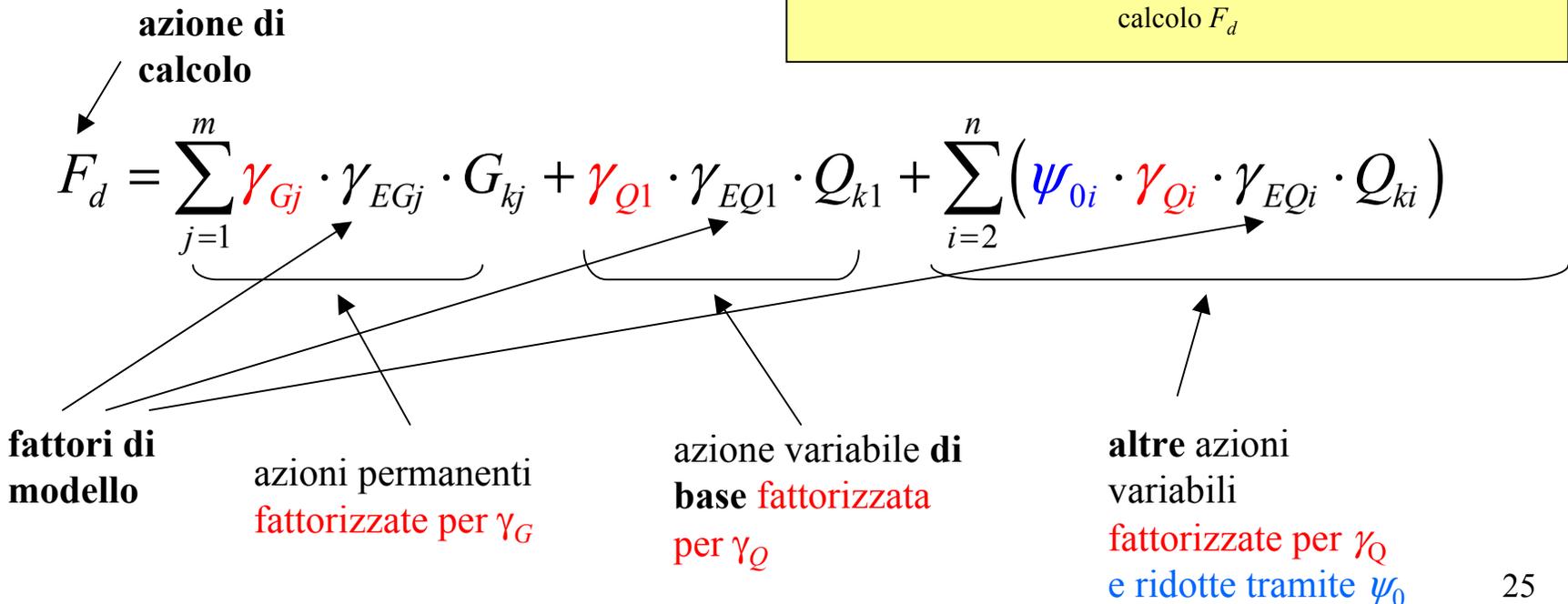
Stati limite di servizio o di esercizio (SLE) = stati che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste di servizio (requisiti di funzionalità) per una struttura o per un elemento strutturale non sono più fronteggiate

La combinazione delle azioni per Stati Limite Ultimi (SLU)

Stati limite ultimi (SLU) = stati associati con il collasso o con altre forme simili di guasto strutturale (il requisito di resistenza ultima non viene più soddisfatto)

Combinazione di azioni per SLU:

NB: il simbolo + indica che le azioni vanno imposte contemporaneamente sulla struttura a generare l'azione di calcolo F_d



La combinazione delle azioni per Stati Limite Ultimi (SLU)

Stati limite ultimi (SLU) = stati associati con il collasso o con altre forme simili di guasto strutturale (il requisito di resistenza ultima non viene più soddisfatto)

Combinazione di azioni per SLU:

NB: il simbolo (+) indica che le azioni vanno imposte contemporaneamente sulla struttura a generare l'azione di progetto F_d in base alla quale calcolare gli effetti delle azioni E_d previa introduzione del fattore di modello γ_{Ed}

effetti delle
azioni

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f \left[\gamma_{G1} \cdot G_{1k} (+) \gamma_{G2} \cdot G_{2k} (+) \dots (+) \gamma_{Q1} \cdot Q_{1k} (+) \gamma_{Q2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \gamma_{Qn} \cdot \psi_{0,n} \cdot Q_{nk} \right]$$

fattore di
modello

azioni permanenti
fattorizzate per γ_G

azione variabile di
base fattorizzata
per γ_Q

altre azioni
variabili
fattorizzate per γ_Q
e ridotte tramite ψ_0

La combinazione delle azioni per Stati Limite di Esercizio

Stati limite di servizio o di esercizio (SLE) = stati che corrispondono a condizioni oltre le quali specifici richieste di servizio (requisiti di funzionalità) per una struttura o per un elemento strutturale non sono più fronteggiate

Combinazione rara:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione frequente:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{11} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione quasi-permanente:

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{EGj} \cdot G_{kj} + \psi_{21} \cdot \gamma_{EQ1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot \gamma_{EQi} \cdot Q_{ki})$$

La combinazione delle azioni per Stati Limite di Esercizio

Stati limite di servizio o di esercizio (SLE) = stati che corrispondono a condizioni oltre le quali specifici richieste di servizio (requisiti di funzionalità) per una struttura o per un elemento strutturale non sono più fronteggiate

Combinazione rara:

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f \left[G_{1k} (+) G_{2k} (+) \dots (+) Q_{1k} (+) \psi_{0,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \psi_{0,n} \cdot Q_{nk} \right]$$

Combinazione frequente:

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f \left[G_{1k} (+) G_{2k} (+) \dots (+) \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} (+) \psi_{2,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \psi_{2,n} \cdot Q_{nk} \right]$$

Combinazione quasi-permanente:

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot f \left[G_{1k} (+) G_{2k} (+) \dots (+) \psi_{2,1} \cdot Q_{1k} (+) \psi_{2,2} \cdot Q_{2k} (+) \dots (+) \psi_{2,n} \cdot Q_{nk} \right]$$

Riassunto delle combinazioni

ESEMPIO: con due azioni variabili

Combinazione	E_d	G_k	Q_{1k}	Q_{2k}	
SLU					
	n. 1	γ_G	γ_Q	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,2}$	2 combinazioni prendendo a turno una delle 2 azioni variabili come dominante (di base)
	n. 2	γ_G	$\gamma_Q \cdot \psi_{0,1}$	γ_Q	
SLE					
Rara	n. 1	1	1	$\psi_{0,2}$	2 combinazioni prendendo a turno una delle 2 azioni variabili come dominante (di base)
	n. 2	1	$\psi_{0,1}$	1	
Frequente	n. 1	1	$\psi_{1,1}$	$\psi_{2,2}$	2 combinazioni prendendo a turno una delle 2 azioni variabili come dominante (di base)
	n. 2	1	$\psi_{2,1}$	$\psi_{1,2}$	
Quasi-permanente	n. 1	1	$\psi_{2,1}$	$\psi_{2,2}$	1 unica combinazione

In ogni caso andranno anche verificate le situazioni di solo carico permanente in assenza di ogni altra azione.

I coefficienti γ

coefficienti
parziali di
sicurezza
sulle azioni

Tabella 5.1-I

	sfavorevoli alla sicurezza	favorevoli alla sicurezza
γ_{Gj}	1,4	0,9
γ_Q	1,5	0
γ_{Ph}	1,2	0,9

Tabella 5.1-II

γ_{EGj}	1
γ_{EQ}	definiti nelle norme relative alle diverse azioni variabili
γ_{EPH}	1

Tabella da nuovo
Testo Unico

Caso ¹⁾	Azione	Simbolo	Situazione	
			P/T	A
Caso A Perdita di equilibrio statico; sollecitazione dei materiali strutturali o suolo non resistente (vedere 9.4.1)	Azioni permanenti: peso proprio di componenti strutturali e non strutturali, azioni permanenti causate dal suolo, terra-acqua e acqua libera: - sfavorevole;	$\gamma_{G,p}$ ⁴⁾	1,10 ²⁾	1,00
	- favorevole.	$\gamma_{G,r}$ ⁴⁾	0,90 ²⁾	1,00
	Azioni variabili: - sfavorevole.	γ_Q	1,50	1,00
	Azioni eccezionali	γ_A		1,00
Caso B ⁵⁾ Rotura di strutture o di elementi strutturali, inclusa quella di elementi di appoggio, pile, muri di fondazione, ecc., dipendente dalla resistenza dei materiali strutturali (vedere 9.4.1)	Azioni permanenti ⁶⁾ : (vedere sopra) - sfavorevole;	$\gamma_{G,p}$ ⁴⁾	1,35 ³⁾	1,00
	- favorevole.	$\gamma_{G,r}$ ⁴⁾	1,00 ³⁾	1,00
	Azioni variabili: - sfavorevole.	γ_Q	1,50	1,00
	Azioni eccezionali	γ_A		1,00
Caso C ⁵⁾ Rotura nel terreno	Azioni permanenti ⁶⁾ : (vedere sopra) - sfavorevole;	$\gamma_{G,p}$ ⁴⁾	1,00	1,00
	- favorevole.	$\gamma_{G,r}$ ⁴⁾	1,00	1,00
	Azioni variabili: - sfavorevole.	γ_Q	1,30	1,00
	Azioni eccezionali	γ_A		1,00

norma italiana: 1.4 ←

P: Situazioni persistenti T: Situazioni transitorie A: Situazioni eccezionali

Nota 1 - Il progetto deve essere verificato per ciascun caso A, B e C separatamente come opportuno.
 Nota 2 - In questa verifica il valore caratteristico della parte sfavorevole dell'azione permanente è moltiplicato per il coefficiente 1,1 e la parte favorevole per il coefficiente 0,9. Regole più precise sono date nelle ENV 1993 e 1994.
 Nota 3 - In questa verifica i valori caratteristici di tutte le azioni permanenti derivanti da una sola sorgente sono moltiplicati per 1,35 se l'effetto totale delle azioni risultanti è sfavorevole e per 1,0 se l'effetto totale delle azioni risultanti è favorevole.
 Nota 4 - Nel caso in cui lo stato limite è molto sensibile alle variazioni delle azioni permanenti, devono essere presi i valori caratteristici più alto e più basso di queste azioni in accordo con 4.2(3).
 Nota 5 - Per i casi B e C le proprietà di progetto del terreno possono essere differenti, vedere la ENV 1997-1.
 Nota 6 - Invece di usare γ_G (1,35) e γ_Q (1,50) per azioni dovute a pressione laterale del terreno, le proprietà di progetto del terreno possono essere introdotte in accordo con la ENV 1997 e si deve applicare un coefficiente di modello γ_{Ed} .

Tabella da
EUROCODICE 1

I coefficienti ψ : tabelle da nuovo Testo Unico

Tabella 5.1-III

Azione	ψ_{0i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,7
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7
magazzini, depositi	1,0
variazioni termiche	0,6
vento	0,6
neve	0,6

Tabella 5.1-VII

Azione	ψ_{1i}	ψ_{2i}
carichi variabili nei fabbricati per abitazione ed uffici	0,5	0,3
negozi, uffici aperti al pubblico ed autorimesse	0,7	0,6
magazzini, depositi	0,9	0,8
vento	0,2	0
neve	0,3	0,1

I coefficienti ψ : tabella da Eurocodice 1

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sovraccarichi sugli edifici ¹⁾ :			
categoria A: domestici e residenziali	0,7	0,5	0,3
categoria B: uffici	0,7	0,5	0,3
categoria C: aree di congresso	0,7	0,7	0,6
categoria D: aree di acquisto	0,7	0,7	0,6
categoria E: magazzini	1,0	0,9	0,8
Carichi del traffico negli edifici:			
categoria F: peso del veicolo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
categoria G: $30 \text{ kN} < \text{peso del veicolo} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
categoria H: tetti	0,0	0,0	0,0
Carichi da neve sugli edifici	0,6 ²⁾	0,2 ²⁾	0,0 ²⁾
Carichi da vento sugli edifici	0,6 ²⁾	0,5 ²⁾	0,0 ²⁾
Variazioni di temperatura (senza fuoco) negli edifici ³⁾	0,6 ²⁾	0,5 ²⁾	0,0 ²⁾

Le azioni:

Le azioni da considerare nelle costruzioni comprendono in genere:

- pesi propri degli elementi strutturali
- carichi permanenti portati
- sovraccarichi variabili
- carichi da neve
- azioni dovute al vento
- variazioni termiche
- azioni sismiche e dinamiche in genere
- azioni accidentali (incendio, esplosioni, urti)
- cedimenti di vincoli
- azioni ambientali

Pesi propri degli elementi strutturali

Pesi propri degli elementi strutturali

- Il peso proprio delle strutture è un'azione permanente, generalmente fissa, dipendente dalla **densità del materiale** e dalle **dimensioni degli elementi strutturali**.
- In genere presenta variazioni limitate dovute essenzialmente alle tolleranze di lavorazione e di esecuzione: in presenza di adeguati controlli, il coefficiente di variazione può essere assunto pari al 5%.

Pesi propri dei materiali strutturali

Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali (valori caratteristici o nominali)

Conglomerato cementizio ordinario	24,00	kN/m ³
Conglomerato cementizio ordinario armato (e/o precompresso)	25,00	"
Conglomerati "leggeri": da determinarsi	(14,00÷20,00)	"
Conglomerati "pesanti": da determinarsi	(28,00÷50,00)	"
Acciaio	78,50	"
Ghisa	72,50	"
Alluminio	27,00	"
Legname:		
conifere e pioppo	4,00 ÷ 6,00	"
latifoglie (quercia, noce, ecc.)	6,00 ÷ 8,00	"
Pietrame:		
Tufo vulcanico	17,00	"
Calcere compatto	26,00	"
Calcere tenero	22,00	"
Granito	27,00	"
Laterizio (pieno)	18,00	"
Malta di calce	18,00	"
Malta di cemento	21,00	"

Carichi permanenti portati

Carichi permanenti portati

- Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come:
 - manti di copertura
 - tamponature esterne
 - divisori interni (tramezzature)
 - massetti
 - rivestimenti isolanti
 - pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio
 - intonaci
 - controsoffitti
 - ringhiere e parapetti
 - impianti

ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

- Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

Pesi propri di materiali da costruzione

Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie	
<i>A) Malte</i>		
Malta bastarda (di calce o cemento)	19,00	kN/m ³
Malta di gesso	12,00	kN/m ³
Intonaco (spessore cm 1,5)	0,30	kN/m ²
<i>B) Manti di copertura</i>		
Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	0,30	kN/m ²
Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro o simili	0,10	kN/m ²
Tegole maritate (embrici e coppi)	0,60	kN/m ²
Sottotegole di tavelloni (spessore 3-4 cm)	0,35	kN/m ²
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12	kN/m ²
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05	kN/m ²
Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate	0,10	kN/m ²
<i>C) Muratura</i>		
Muratura di mattoni pieni	18,00	kN/m ³
Muratura di mattoni semipieni	16,00	kN/m ³
Muratura di mattoni forati	11,00	kN/m ³
Muratura di pietrame e malta	22,00	kN/m ³
Muratura di pietrame listato	21,00	kN/m ³
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	12,00	kN/m ³
<i>D) Pavimenti (escluso sottofondo)</i>		
Gomma, linoleum o simili	0,10	kN/m ²
Legno	0,25	kN/m ²
Laterizio o ceramica o grès o graniglia (spessore 2 cm)	0,40	kN/m ²
Marmo (spessore 3 cm)	0,80	kN/m ²
<i>E) Vetri</i>		
Normale (3 mm)	0,075	kN/m ²
Forte (4 mm)	0,10	kN/m ²
Spesso (5 mm)	0,125	kN/m ²
Spesso (6 mm)	0,15	kN/m ²
Retinato (8 mm)	0,20	kN/m ²

Pesi propri di materiali in deposito

Materiali	Peso dell'unità di volume kN/m ³	Materiali	Peso dell'unità di volume kN/m ³
A) <i>Laterizi stivati</i>		E) <i>Rocce</i>	
Mattoni pieni comuni	17,00	Ardesia	27,00
Mattoni semipieni	13,00	Arenaria	23,00
Mattoni forati	8,00	Basalto	29,00
Mattoni refrattari	20,00	Calcare compatto	26,00
B) <i>Legnami</i>		Calcare tenero	22,00
Abete, acero, castagno, ciliegio, duginale, larice mogano, olmo, pino, pioppo, pino rigido, salici	6,00	Diorite	29,00
Carpini, faggio, frassino, noce, querce, robinia		Dolomia	26,00
Teak	8,00	Gneiss	27,00
Bosso, ebano	12,00	Granito	27,00
C) <i>Metalli</i>		Marmo saccaroide	27,00
Acciaio	78,50	Pomice	8,00
Alluminio	27,00	Porfido	26,00
Bronzo	88,00	Sienite	28,00
Ghisa	72,50	Travertino	24,00
Leghe di alluminio	28,00	Tufo vulcanico	17,00
Magnesio	18,00	Argilla compatta	21,00
Nichelio	88,00	F) <i>Sostanze varie</i>	
Ottone	86,00	Benzina	7,40
Piombo	114,00	Bitume	13,00
Rame	80,00	Calce in sacchi	10,00
Stagno	73,00	Carbone di legna	3,20
Zinco	72,00	Carbone fossile in pezzi	9,00
D) <i>Prodotti agricoli</i>		Carta	10,00
Erba fresca sciolta	4,00	Cemento in sacchi	15,00
Farina in sacchi	5,00	Dinamite	15,00
Fieno sciolto	0,70	Fibre tessili	13,50
Fieno pressato	3,00	Ghiaccio	9,00
Fruento	7,60	Lana di vetro	1,00
Letame fresco	3,00	Legname in ciocchi	4,00
Letame maturo	6,00	Petrolio	8,00
Mangimi in pani	10,00	Sughero	3,00
Paglia sciolta	0,60	Torba asciutta	2,50
Paglia Pressata	1,50	Torba umida	6,00
Tabacco legato o in balle	3,50	Vetro	25,00
		Acqua dolce	10,00
		Acqua di mare	10,30

Pesi propri di materiali insilabili

Materiali	Peso dell'unità di volume kN/m ³	Angolo di attrito interno
<i>A) Materiali sciolti da costruzione</i>	17,00	30°
Ghiaia e pietrisco	15,00	30°
Sabbia e ghiaia bagnata	20,00	30°
Sabbia e ghiaia asciutta	19,00	35°
Calce in polvere	10,00	25°
Cemento in polvere	14,00	25°
Cenere di coke	7,00	25°
Ceneri volanti	10,00	45°
Gesso	13,00	45°
Pomice	7,00	35°
Scorie d'alto forno diametro medio 30-70 mm	15,00	40°
Scorie d'alto forno, minute	11,00	25°
Scorie leggere d'alto forno	7,00	35°
<i>B) Combustibili solidi</i>		
Carbon fossile allo stato naturale mediamente umido	10,00	45°
Coke	5,00	45°
Lignite	7,00	35°
Mattonelle di lignite alla rinfusa	8,00	30°
<i>C) Prodotti agricoli</i>		
Barbabietola	5,50	40°
Crusca e farina	5,00	45°
Frumenti, legumi, patate, semi di lino, zucchero	7,50	35°
Riso	8,00	35°
Semola di grano	5,50	30°

Sovraccarichi variabili

Sovraccarichi variabili

- sovraccarichi degli edifici
- carichi imposti
- carichi d'esercizio
- carichi accidentali

Sono connessi direttamente all'utilizzo e possono essere dovuti:

- al normale uso degli edifici da parte degli utenti
- alla presenza di arredi ed oggetti spostabili
- a macchinari e a veicoli
- a condizioni eccezionali d'utilizzo (particolare affollamento di persone, concentrazione di arredi o immagazzinamento del normale arredamento in occasione di operazioni di ristrutturazione o manutenzione straordinaria)

Sono rappresentati da:

- carichi verticali distribuiti (kg/m² , kN/m² , ...)
- carichi verticali concentrati (kg , kN , ...)
- carichi orizzontali lineari (kg/m , kN/m , ...)

Sovraccarichi variabili

I **sovraccarichi verticali concentrati** formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti sovraccarichi ripartiti; essi vanno applicati su un'impronta di 50×50 mm, salvo che per la Cat. n. 8, per la quale si applicano su due impronte di 200×200 mm, distanti 1,60 m. Ai fini della ripartizione locale sull'estradosso del solaio essi vanno considerati applicati a livello dell'estradosso del pavimento.

I **sovraccarichi orizzontali lineari** vanno applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore. Essi vanno considerati per la verifica locale dei singoli elementi e in nessun caso si sommano alle verifiche dell'edificio nel suo insieme. Tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili che, comunque, devono garantire sufficiente stabilità in esercizio.



verifiche locali



Cat.	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti kN/m ²	Verticali concentrati kN	Orizzontali lineari kN/m
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi a livello praticabili	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè, banche, ospedali, uffici aperti al pubblico, caserme) e relativi terrazzi a livello praticabili	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, scuole, chiese, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi a livello praticabili	4,00	3,00	1,50
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc.), e relativi terrazzi a livello praticabili, balconi e scale	5,00	4,00	3,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli pertinenti alla Cat. 4)	4,00	2,00	1,50
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione)	1,00	2,00	1,00
7	Coperture: - non accessibili - accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4) - speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	0,50 - -	1,20 - -	- - -
8	Rimesse e parcheggi: - per autoveicoli di peso a pieno carico fino a 30 kN - per automezzi di peso superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 -	2 × 10,0 -	1,00 -
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori meccanici, officine e simili: da valutarsi secondo il caso ma comunque	≥ 6,00	6,00	1,00

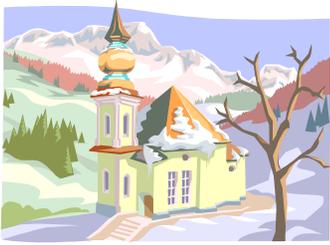
Sovraccarichi variabili

POSSIBILITA' DI RIDUZIONE DEI SOVRACCARICHI

Quando si tratti di locali di abitazione, uffici e simili, nei quali non è da presumersi che tutti i locali o parti di essi siano caricati contemporaneamente col massimo sovraccarico, **nel calcolo delle strutture verticali con più di tre piani e delle relative fondazioni**, potranno essere effettuate le seguenti riduzioni:

- ordinati i piani gravanti sull'elemento strutturale oggetto del calcolo, secondo il valore decrescente dei rispettivi sovraccarichi,
- i due piani più sovraccaricati oltre che la copertura si riterranno **a pieno carico**,
- mentre per gli altri si ridurranno i sovraccarichi successivi del **10, 20, 30, 40, 50%**
- restando costante la riduzione del **50%** per tutti i rimanenti piani.

Carico neve



Carico neve



- E' uno dei principali carichi da considerare, in particolare per quanto riguarda le coperture leggere.
- La neve può depositarsi su una copertura in più modi tra loro differenti in funzione:
 - della forma della copertura
 - delle sue proprietà termiche
 - della rugosità della sua superficie
 - della quantità di calore generata sotto la copertura
 - della prossimità degli edifici limitrofi (esposizione all'azione del vento)
 - del terreno circostante
 - del clima meteorologico locale (in particolare della sua ventosità, delle variazioni di temperatura e probabilità di precipitazione di pioggia o di neve)
- Per la stima del carico della neve è usuale considerare prima di tutto la **caratterizzazione del sito**, funzione dell'altitudine e della topografia del sito stesso in cui verrà realizzata la costruzione, e successivamente la **caratterizzazione globale e locale della struttura**, che consentono la valutazione del carico da neve rispettivamente per le **analisi globali** sulla copertura e le **analisi degli effetti locali**.

Carico neve

Lo sviluppo di un modello di carico per la neve viene effettuato generalmente in due fasi:

1. La prima fase è finalizzata a valutare il **carico neve al suolo**, in funzione dell'altezza della neve accumulata e della sua densità
2. La seconda fase è volta a determinare il **carico neve sulla copertura** a partire da quello al suolo

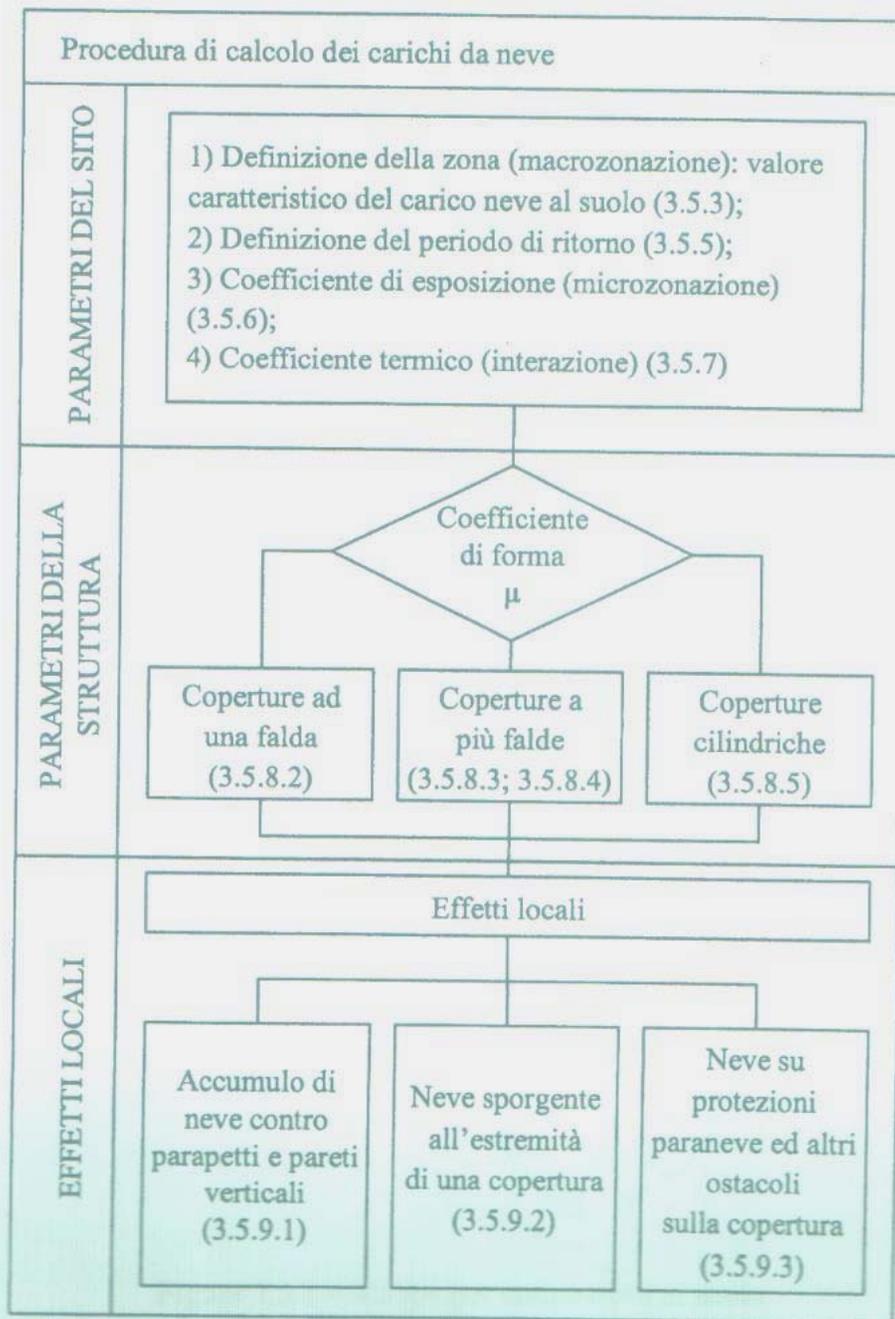
NB: Il carico neve sulla copertura può essere molto diverso dal carico neve al suolo.

carico neve sulla copertura **carico neve al suolo (val. caratteristico)**

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$$

coefficiente di forma della copertura **coefficiente di esposizione** **coefficiente termico**

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



→ q_{sk}, C_e, C_t

→ μ_i

→ verifiche locali

Schema 3.5.1. Valutazione dell'azione da neve

Carico neve al suolo q_{sk}



macrozonazione

Carico neve al suolo q_{sk}

Valori associati a
periodo di ritorno:

$$T_R \cong 50 \text{ anni}$$

A_s = quota del suolo sul
livello del mare nel sito
di realizzazione
dell'edificio.

Tabella 3.5.1 – Valori del carico neve al suolo per Zona I

ZONA I	VALLE D'AOSTA, PIEMONTE, LOMBARDIA, TRENTO ALTO ADIGE, EMILIA ROMAGNA, FRIULI VENEZIA GIULIA, VENETO, ABRUZZI, MOLISE, MARCHE
altitudine	carico neve al suolo [kN/m ²]
$A_s \leq 200 \text{ M}$	$Q_{sk} = 1,50$
$A_s > 200 \text{ M}$	$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right]$

Tabella 3.5.2 – Valori del carico neve al suolo per Zona II

ZONA II	LIGURIA, TOSCANA, UMBRIA, LAZIO, CAMPANIA (PROVINCE DI CASERTA, BENEVENTO, AVELLINO), PUGLIA (PROVINCIA DI FOGGIA)
altitudine	carico neve al suolo [kN/m ²]
$A_s \leq 200 \text{ M}$	$Q_{sk} = 1,00$
$A_s > 200 \text{ M}$	$q_{sk} = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$

Tabella 3.5.3 – Valori del carico neve al suolo per Zona III

ZONA III	CAMPANIA (PROVINCE DI NAPOLI E SALERNO), PUGLIA (ESCLUSO PROVINCIA DI FOGGIA), BASILICATA, CALABRIA, SARDEGNA, SICILIA
altitudine	carico neve al suolo [kN/m ²]
$A_s \leq 200 \text{ M}$	$Q_{sk} = 0,60$
$A_s > 200 \text{ M}$	$q_{sk} = 0,51 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$

Densità della neve

- La densità della neve aumenta in generale con l'età del manto nevoso e dipende:
 - dalla posizione del sito
 - dal clima
 - dall'altitudine
- Di seguito sono forniti valori indicativi della densità media della neve al suolo.

Valori della densità media della neve al suolo

Tipo neve	Densità della neve (kN/m ³)
Neve fresca, appena caduta	1,0
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 – 3,5
Umida	4,0

Periodo di ritorno

In mancanza di specifiche indagini statistiche il valore di riferimento del carico neve al suolo, riferito ad un generico intervallo di ritorno T_R , è dato dall'espressione:

$$q_{ref}(T_R) = \alpha_{Rn} \cdot q_{sk}$$

in cui:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo associato ad un intervallo di ritorno di 50 anni;

α_{Rn} è un coefficiente fornito dalla Figura a cui corrisponde l'espressione:

$$\alpha_{Rn} = \left\{ \frac{1 - V \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \left[\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right) \right] + 0,57722}{1 + 2,5923 \cdot V} \right\}$$

in cui V è il coefficiente di variazione del massimo carico da neve annuale.

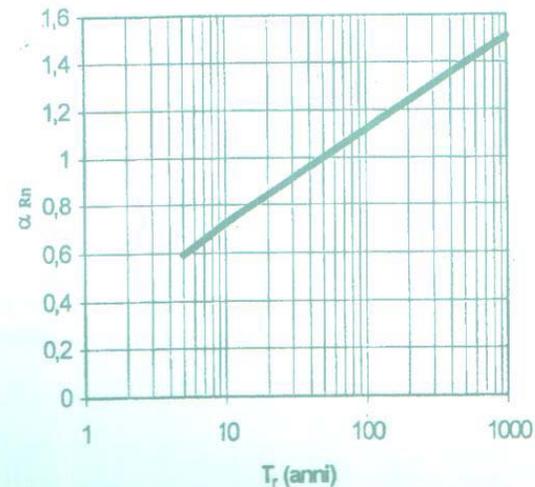


Figura 3.5.2 – Valori del coefficiente α_{Rn} in funzione de periodo di ritorno con $V = 0,7$

Coefficiente di esposizione

- Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per la valutazione del carico neve in copertura.
- In generale $C_e = 1$, tranne se diversamente indicato.
- Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella qui riportata:

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C_e
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,8
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 considerabilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,2

Coefficiente termico

- Il coefficiente termico deve essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve per l'elevata trasmittanza termica in copertura ($> 1 \text{ W/m}^2 \text{ K}$), in particolare per alcune coperture vetrate, a causa della fusione causata dalla perdita di calore.
- Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.
- In generale, per tutte le coperture deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Carico neve sulle coperture

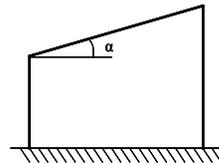
Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

1. Carico da neve non accumulata sul piano
2. Carico da neve accumulata al piano

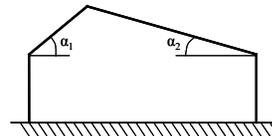
Coefficiente di forma per le coperture

Dipende dalla tipologia di copertura:

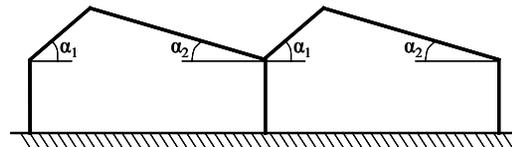
- coperture ad una falda



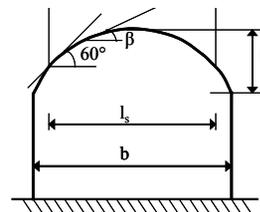
- coperture a due falde



- coperture a più falde

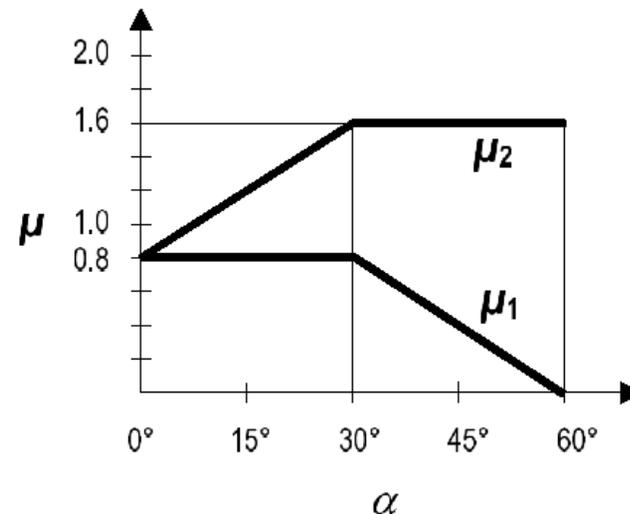
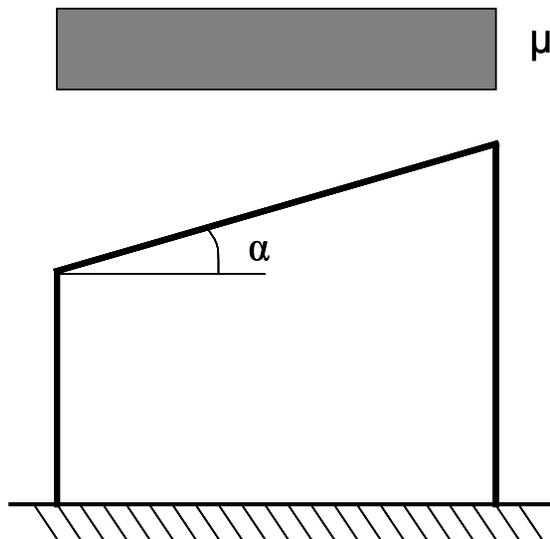


- coperture cilindriche



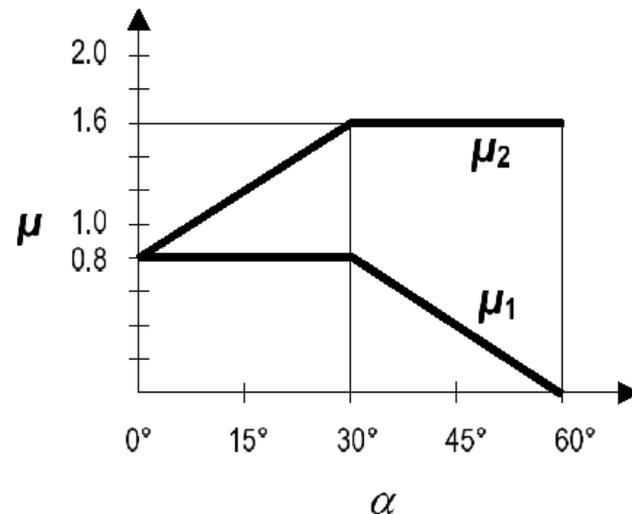
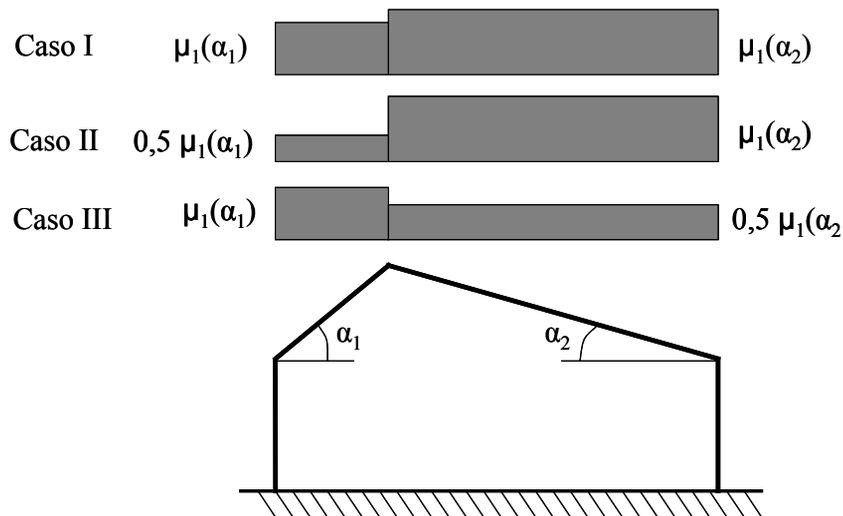
Coperture ad una falda

- 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 neve accumulato e non accumulato.



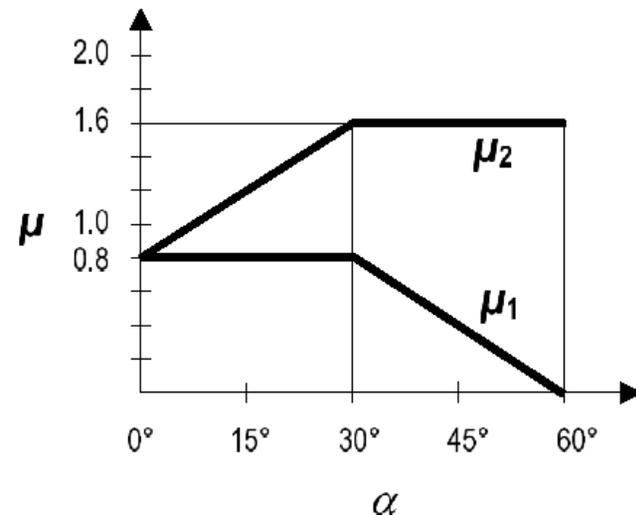
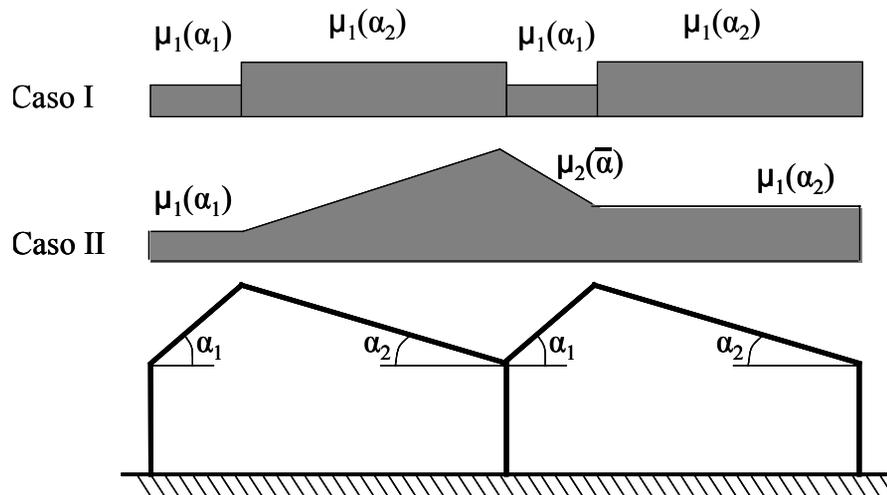
Coperture a due falde

- 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 non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura.
- Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Figura.



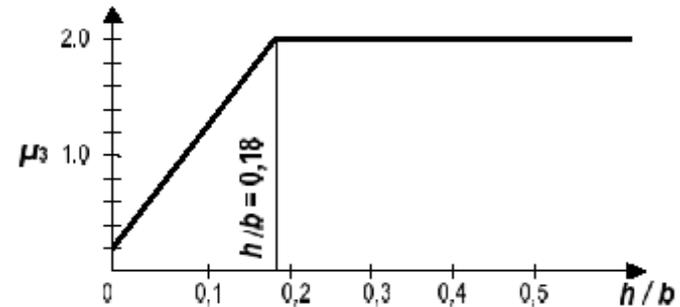
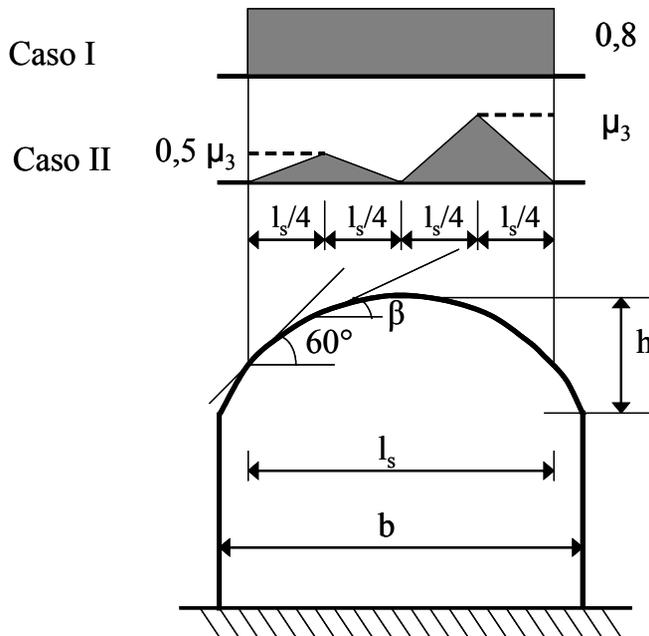
Coperture a più falde

- Per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura.
- Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso II* riportata in Figura.
- E' da assumersi: $\bar{\alpha} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$



Coperture cilindriche

- In assenza di ritegni che impediscano lo scivolamento della neve, per le coperture cilindriche di qualsiasi forma ed a singola curvatura del medesimo segno, per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura.
- Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso II* riportata in Figura.
- I coefficienti di forma sono espressi in funzione dell'angolo β che, ad ogni punto del profilo, rappresenta l'angolo tra l'orizzontale e la tangente alla curva in quel punto.



$$\beta \leq 60^\circ \quad \mu_3 = 0,2 + 10 \cdot \frac{h}{b} \quad [\mu_3 \leq 2,0]$$

$$\beta \geq 60^\circ \quad \mu_3 = 0$$

Coperture in prossimità di costruzioni più alte

Valori dei coefficienti di forma che devono essere utilizzati per coperture in prossimità di costruzioni più alte:

$$\mu_1 = 0,8 \quad (\text{se la copertura è piana})$$

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

in cui:

μ_s è il coefficiente di forma per carico neve che tiene conto dello scivolamento della neve dal piano superiore;

μ_w è il coefficiente di forma per carico neve che tiene conto dell'accumulo di neve prodotto dal vento;

γ è la densità della neve, che per questo calcolo è assunta pari a 2 kN/m^3 .

Il coefficiente di forma dovuto allo scivolamento assume i seguenti valori:

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

per $\alpha > 15^\circ$ μ_s corrisponde ad un carico addizionale pari al 50% del massimo carico neve, sulla copertura adiacente posta a quota superiore

Il coefficiente di forma dovuto al vento assume la seguente forma:

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2h} \leq \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}} \quad \text{con limitazione: } 0,8 \leq \mu_w \leq 2,5$$

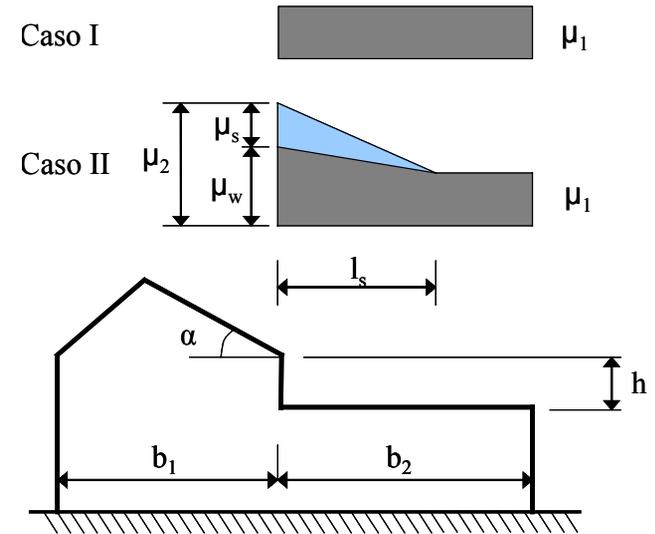
La lunghezza di accumulo è fornita dalla seguente espressione:

$$l_s = 2h \quad \text{con limitazione: } 5m \leq l_s \leq 15m$$

Se $b_2 < l_s$, il coefficiente all'estremità della copertura inferiore è determinato per interpolazione fra μ_1 e μ_2 .

Per il caso di carico da neve non accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura.

Per il caso di carico da neve accumulata sul piano si deve considerare la condizione denominata *Caso II* riportata in Figura.



Effetti locali

Indicazioni per il calcolo di carichi da utilizzare per le verifiche locali, riguardanti:

- Accumulo neve contro parapetti e pareti verticali
- Neve sporgente dall'estremità di una copertura
- Carico neve su protezioni paraneve ed altri ostacoli sulla copertura

Accumulo neve contro parapetti e pareti verticali

In presenza di vento, la neve può accumularsi contro elementi piani verticali, in conseguenza della ridotta velocità dell'aria nella parte sottovento.

I coefficienti di forma e le lunghezze di accumulo saranno prese come segue:

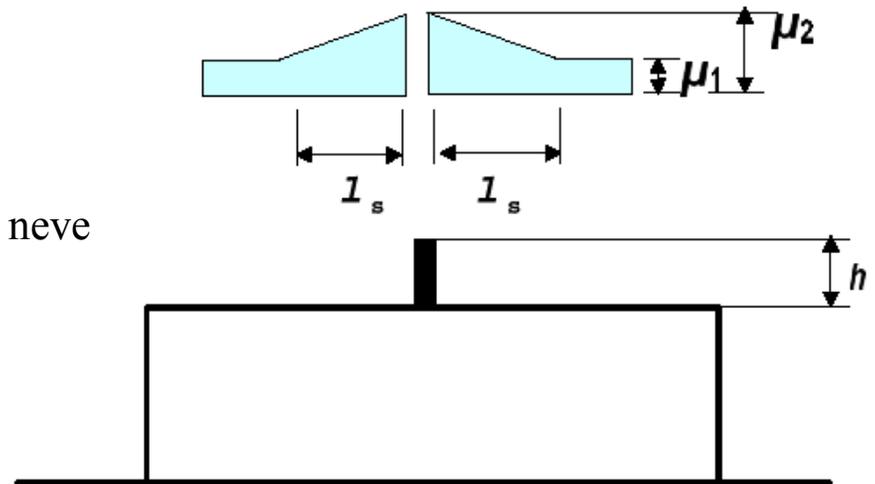
$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}} \quad \text{con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

dove:

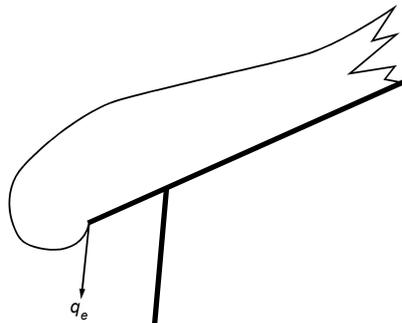
$\gamma = 2.00 \text{ kN/m}^3$ è la densità convenzionale della neve

$$l_s = 2 \cdot h \quad \text{con la limitazione: } 5m \leq l_s \leq 15m$$



Neve sporgente dall'estremità di una copertura

Per le porzioni di copertura aggettanti sulle pareti perimetrali, **in aggiunta** al carico neve previsto sulla falda, si terrà conto dell'effetto della neve sporgente all'estremità, mediante l'applicazione di un carico in punta, calcolato come segue:



$$q_e = \frac{k \cdot \mu_i^2 \cdot q_{sk}^2}{\gamma}$$

dove:

q_e = carico per unità di lunghezza dovuto alla sporgenza della neve [kN/m]

k = tiene conto della forma irregolare della neve, è funzione del clima,
dell'inclinazione delle falde e del materiale costituente il manto di copertura
(in via convenzionale si assumerà $k = 1$)

μ_i = coefficiente di forma appropriato per la copertura

q_{sk} = carico neve al suolo [kN/m^3]

$\gamma = 3.00 \text{ kN}/m^3$ è la densità convenzionale della neve (in questo caso)

Carico neve su protezioni paraneve ed altri ostacoli sulla copertura

La forza esercitata da una massa di neve contro una protezione verrà calcolata **nell'ipotesi che il coefficiente di attrito fra neve e manto di copertura sia nullo.**

Pertanto la forza esercitata da una massa di neve scivolante, nella direzione dello scivolamento, per unità di larghezza è pari a:

$$F_s = q_s \cdot b \cdot \sin \alpha$$

dove:

q_s = è il carico neve sulla copertura [kN/m^3]

b = è la distanza in piano dall' ostacolo al colmo o dall' ostacolo al successivo ostacolo [m]

α = è l' angolo di inclinazione della falda [$^\circ$]

Il carico neve sulla copertura sarà ottenuto con le formule precedenti e corrisponderà alla distribuzione più sfavorevole.

Azione del vento

Azione del vento



Il vento è il movimento di una massa d'aria, provocato da differenze di pressione atmosferica, la cui velocità dipende dalla quota relativa e dalla rugosità del terreno.

In prossimità della superficie terrestre, il flusso, ostacolato dall'attrito con la superficie stessa, è *turbolento*.

Al di sopra di una certa quota relativa, detta *altezza di gradiente*, generalmente compresa tra 200 e 600 m, il flusso diviene indipendente dalla rugosità e viene detto *vento di gradiente*.

La zona compresa tra la superficie terrestre e l'altezza di gradiente prende il nome di *strato limite planetario*.

Azione del vento nella normativa

- **Il vento esercita sulle costruzioni azioni dirette che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici.**

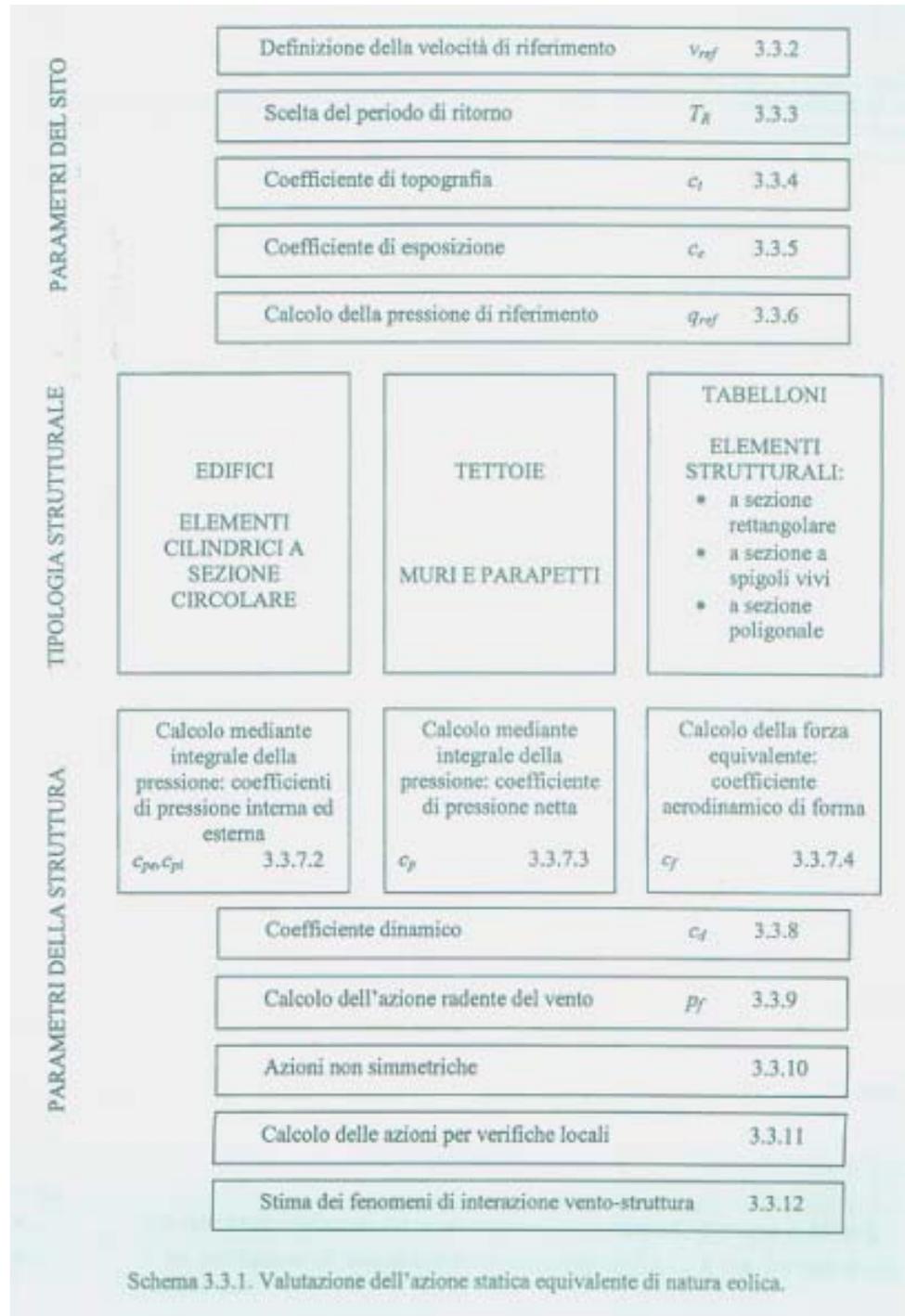
Per particolari configurazioni strutturali, specificatamente strutture flessibili, possono inoltre essere presenti fenomeni di interazione fra la risposta strutturale e le azioni aerodinamiche.

E' responsabilità del progettista accertare la possibilità d'innescio di fenomeni di natura aeroelastica, e prevenirli in modo da salvaguardare l'incolumità delle persone e l'efficienza delle costruzioni.

Azione del vento nella normativa

- **Per configurazioni e tipologie strutturali ordinarie**, ovvero non sensibili all'azione dinamica del vento, sarà possibile descrivere le azioni indotte dal vento *mediante sistemi di forze o di pressioni* i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento turbolento, considerando la direzione del vento, di regola, orizzontale. Vedi diapositiva seguente.
- **Per costruzioni di forma o tipologia non ordinarie, 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 a fenomeni, la cui simulazione in sede di progetto richiede l'applicazione di *specifici procedimenti analitici, numerici o sperimentali adeguatamente comprovati*, che tengano conto della natura dinamica delle azioni e della risposta strutturale, e del loro accoppiamento (effetti di risonanza, effetti trasversali correlati all'asimmetria del flusso separato e alle fluttuazioni turbolente laterali, ...).
- **Per configurazioni strutturali speciali, la cui determinazione e giudizio critico è di pertinenza e responsabilità del progettista**, può essere necessaria l'effettuazione di adeguate *prove sperimentali* in modo da definire con affidabile accuratezza: (a) le caratteristiche del vento, in termini di velocità e direzione; (b) le caratteristiche complessive dell'azione aerodinamica e della risposta aeroelastica, anche mediante prove in galleria del vento.

Procedura per il calcolo dell'azione del vento



Schema 3.3.1. Valutazione dell'azione statica equivalente di natura eolica.

Velocità di riferimento

- La velocità di riferimento v_{ref} è il valore massimo della velocità del vento, mediata su un intervallo di tempo di 10 minuti, misurata a 10 metri dal suolo su un terreno di II categoria (vedi Tabelle seguenti) e **corrispondente ad un periodo di ritorno di 50 anni**, ovvero con un'associata probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.
- In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_{ref} &= v_{ref,0} && \text{per} && a_s \leq a_0 \\ v_{ref} &= v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per} && a_s > a_0 \end{aligned}$$

dove:

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono dati dalla Tabella (diapo seguente) in funzione della zona dove sorge la costruzione in esame,

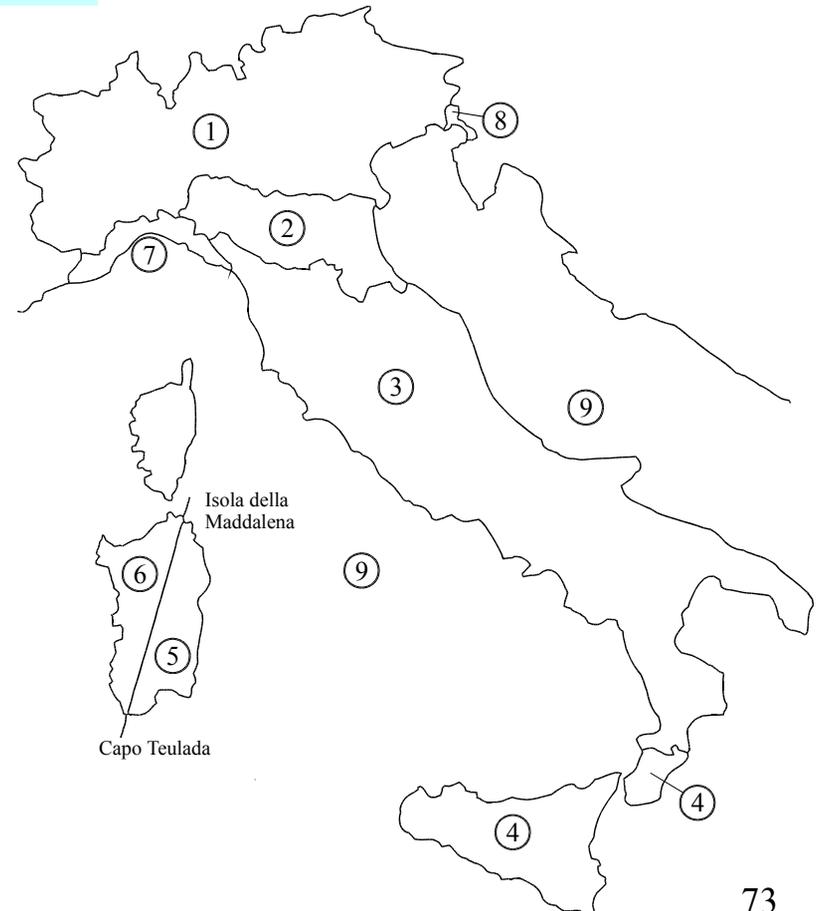
a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione.

Velocità di riferimento

$$v_{ref} = v_{ref,0} \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per} \quad a_s > a_0$$

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (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	0,012
2	Emilia Romagna	25	750	0,024
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Campania, Puglia, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,030
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,030
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	750	0,024
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	500	0,030
7	Liguria	29	1000	0,024
8	Provincia di Trieste	31	1500	0,012
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,030



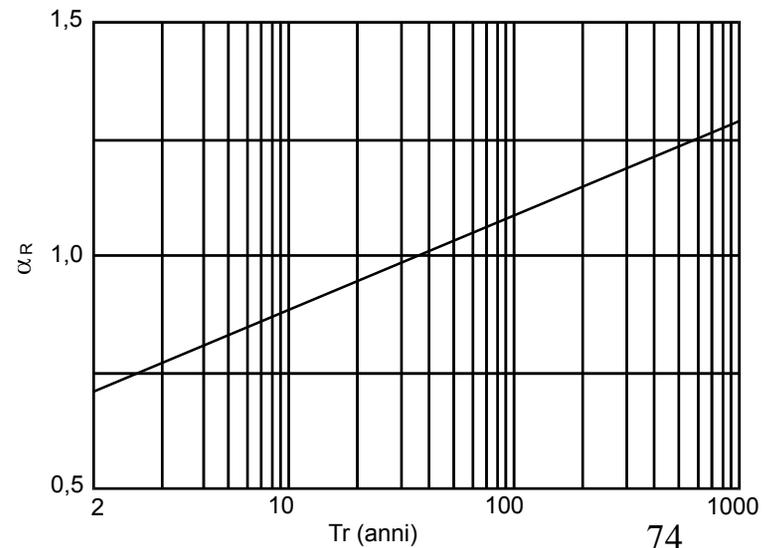
Periodi di ritorno

- Il progettista potrà adottare valori della velocità di riferimento del vento associati a un periodo di ritorno superiore a 50 anni.
- In mancanza di adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento $v_r(T_R)$ riferita ad un generico intervallo di ritorno T_R è data dall'espressione:

$$v_r(T_R) = \alpha_R \cdot v_{ref}$$

con:

$$\alpha_R = 0,65 \left\{ 1 - 0,14 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\}$$



Microzonazione

- Il valore della velocità di riferimento del vento così ottenuto, legato a considerazioni di macrozonazione e periodo di ritorno, va affinato per tenere in conto gli effetti locali del sito dove è posta la costruzione stessa e la sua altezza (microzonazione), attraverso due coefficienti specifici:
- **Coefficiente di topografia c_t**
rappresenta l'influenza delle caratteristiche orografiche locali del sito dove sorge la costruzione;
- **Coefficiente di esposizione c_e**
rappresenta l'influenza dell'altezza z della costruzione sul suolo, della rugosità e della topografia del terreno, dell'esposizione del sito ove sorge la costruzione.

Coefficiente di topografia

- Il coefficiente di topografia c_t è posto **di regola pari a 1** sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane.
- **Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati**, i valori del coefficiente di topografia c_t , riferito alla componente del vento ortogonale al ciglio del pendio o della collina, fatte salve più approfondite analisi, possono essere calcolati con le formule seguenti:

a) Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina

$$c_t = 1 + \beta \gamma$$

b) Costruzioni sul livello superiore di un dislivello

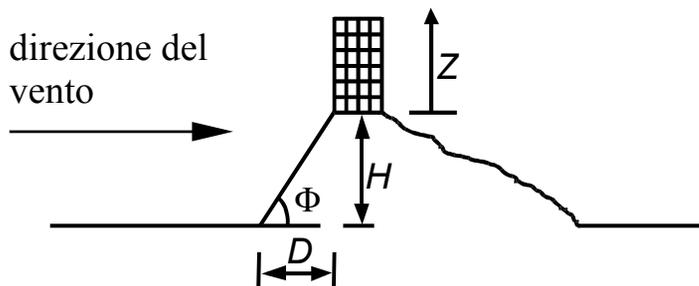
$$c_t = 1 + \beta \gamma (1 - 0,1 \cdot (x/H)) \geq 1$$

c) Costruzioni su di un pendio

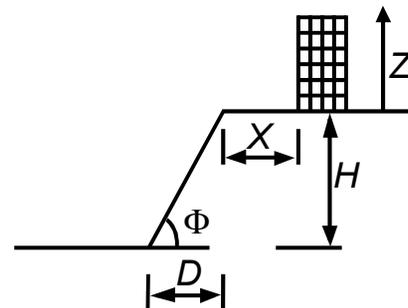
$$c_t = 1 + \beta \gamma \cdot (h/H)$$

$$\beta = \begin{cases} 0,5 & \text{per } \frac{z}{H} \leq 0,75 \\ 0,8 - 0,4 \frac{z}{H} & \text{per } 0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2,00 \\ 0 & \text{per } \frac{z}{H} \geq 2,00 \end{cases}$$

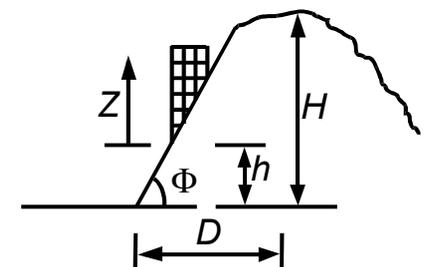
$$\gamma = \begin{cases} 0 & \text{per } \frac{H}{D} \leq 0,10 \\ \frac{1}{0,20} \left(\frac{H}{D} - 0,10 \right) & \text{per } 0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30 \\ 1 & \text{per } \frac{H}{D} > 0,30 \end{cases}$$



(a)



(b)



(c)

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione. È dato dalla formula:

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

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

dove:

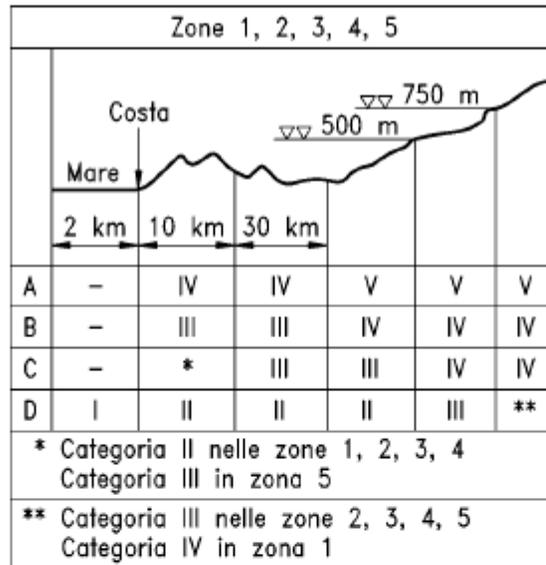
k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati **in funzione della categoria di esposizione** del sito ove sorge la costruzione.

In mancanza di analisi che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, **la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.**

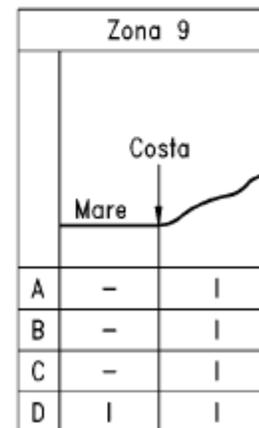
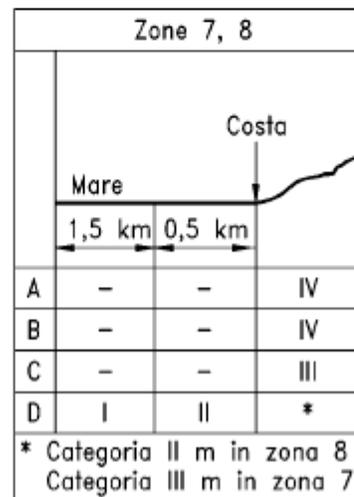
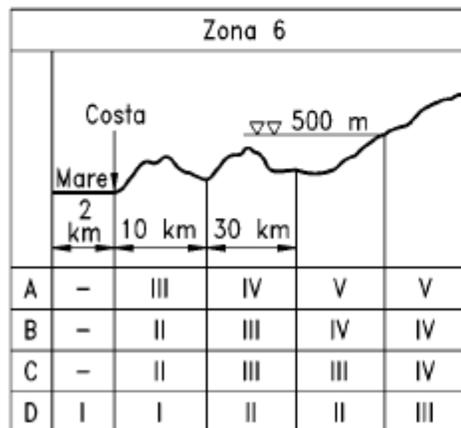
Classi di rugosità del terreno

Classi 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 15 m
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 o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi, ...)
<p>L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.</p> <p>Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe di rugosità 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.</p> <p>Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi rigorose, verrà assegnata la classe più sfavorevole.</p>	

Categorie di esposizione del sito



Categorie di esposizione del sito	k_T	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

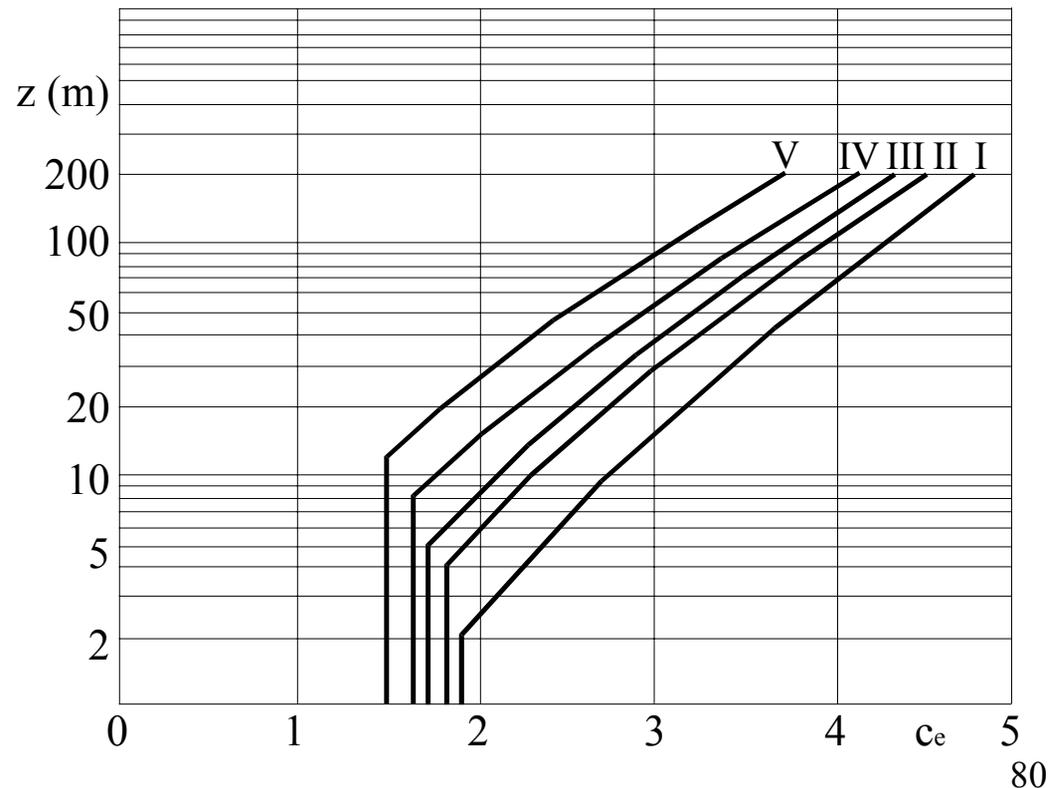


Coefficiente di esposizione

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

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

leggi di variazione di c_e
per le diverse categorie di
esposizione, nel caso di
coefficiente di topografia
 $c_t = 1$.



Pressione di riferimento

Pressione cinetica di riferimento q_{ref} in $[\text{N}/\text{m}^2]$:

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho \left[c_t \cdot c_e \cdot v_r (T_R) \right]^2$$

$V_r(T_R)$ è la velocità di riferimento corrispondente al periodo di ritorno T_R
 ρ è la densità dell'aria, che può essere assunta pari a $1,25 \text{ kg}/\text{m}^3$

Azioni statiche equivalenti

- L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando **di regola, come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione**. In casi particolari, come ad esempio per le torri, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante in direzione diagonale.
- **In funzione della tipologia strutturale**, si adotta una delle seguenti metodologie per il calcolo delle azioni:
 - **metodo dei coefficienti di pressione interna ed esterna** (edifici; cilindri circolari)
 - **metodo dei coefficienti di pressione netta** (tettoie; muri e parapetti)
 - **metodo dei coefficienti di forma** (tabelloni; elementi a sezione rettangolare, poligonale, a spigoli vivi; elementi a sezione circolare; elementi sferici)
- Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

Coefficienti di pressione interna ed esterna

Le azioni statiche del vento si traducono in **pressioni e depressioni** agenti **normalmente** alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

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

Le pressioni esterne ed interne sono definite rispettivamente come

$$w_e = c_{pe} \cdot c_d \cdot q_{ref}$$

$$w_i = c_{pi} \cdot c_d \cdot q_{ref}$$

in cui:

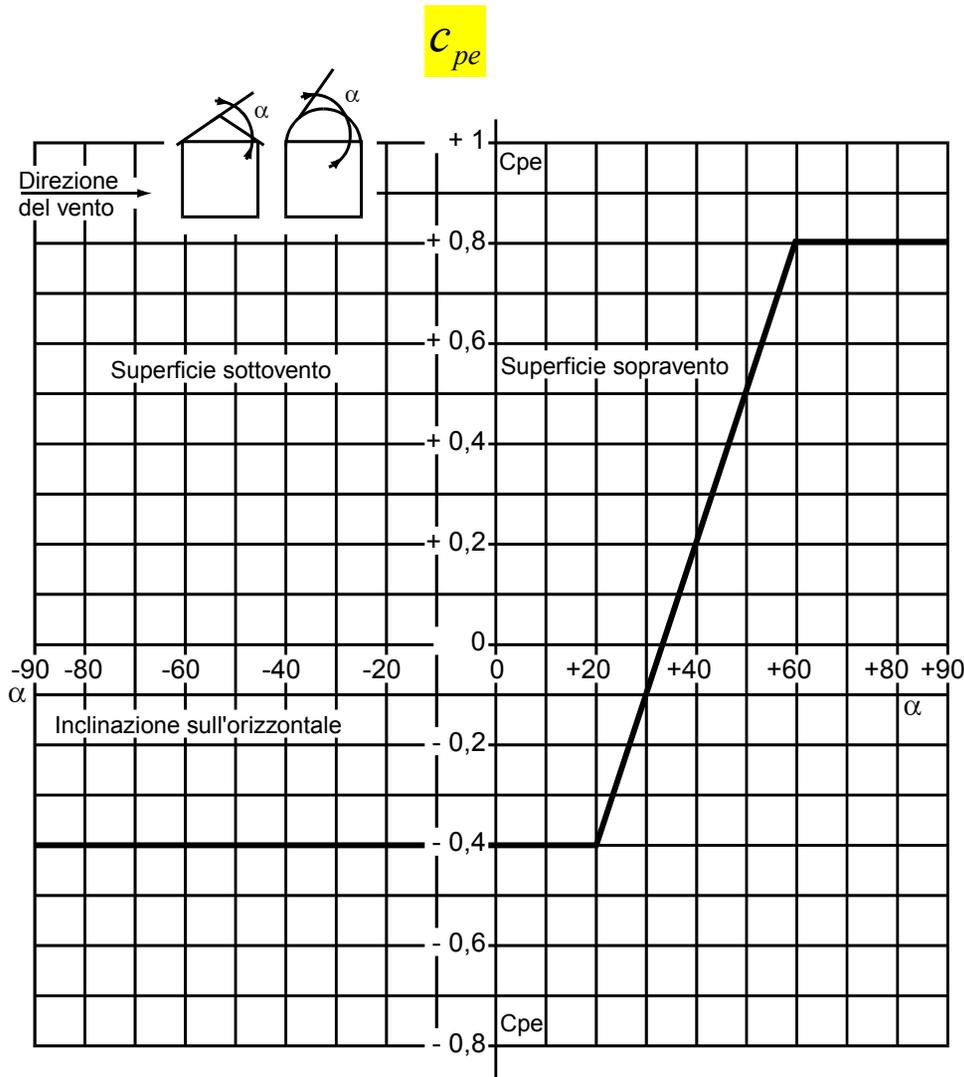
- q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento
- c_d è il coefficiente dinamico
- c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna
- c_{pi} è il coefficiente di pressione interna

I coefficienti di pressione esterna ed interna possono essere valutati mediante comprovati metodi sperimentali o numerici. Per talune geometrie semplici di edificio si possono adottare i valori riportati nel seguito.

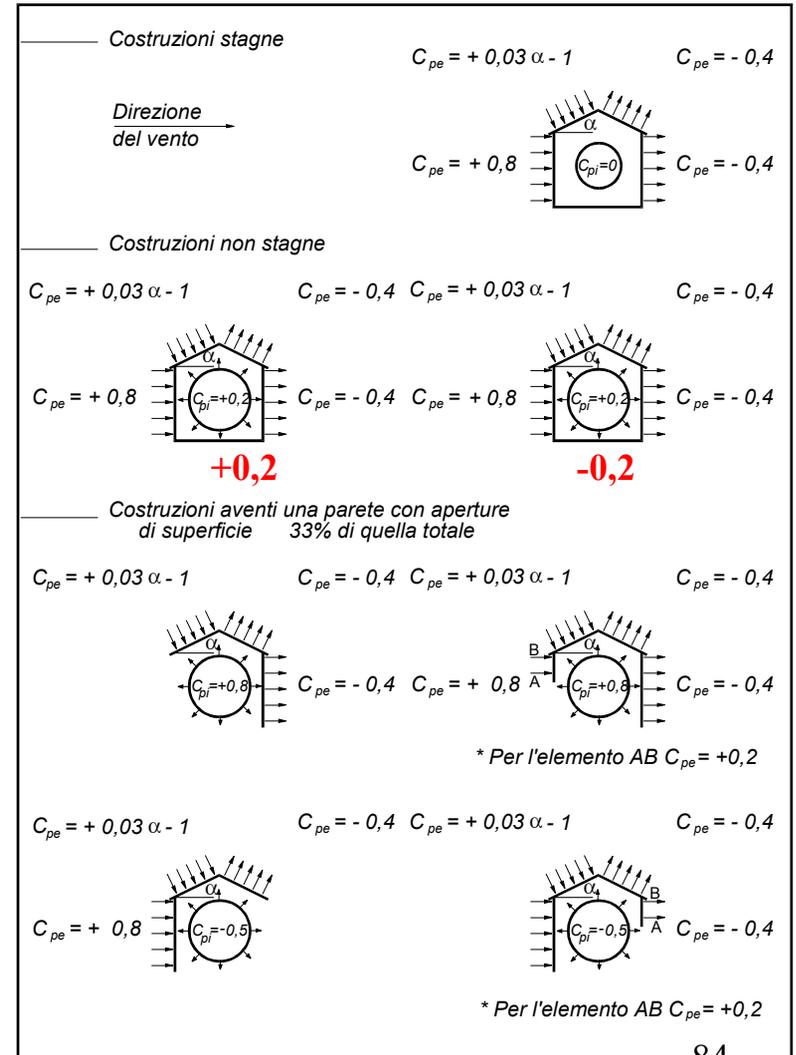
L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Coefficienti di pressione interna ed esterna:

(1) Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve



C_{pi}



Coefficienti di pressione interna ed esterna:

(2) Coperture multiple

copertura multipla = un insieme di elementi identici e contigui (ad esempio coperture a shed, a conoidi, ecc.).

Per la determinazione delle azioni dovute al **vento diretto normalmente alle linee di colmo** si procede alle valutazioni seguenti.

Azioni esterne sui singoli elementi:

- per la prima copertura colpita dal vento valgono i coefficienti al punto precedente (1)
- per la seconda copertura il coefficiente relativo allo spiovente sopravvento viene ridotto del 25%
- per tutte le coperture successive i coefficienti relativi ad ambedue gli spioventi vengono ridotti del 25%

Azioni d'insieme:

- si applicano al primo e all'ultimo spiovente le pressioni valutate secondo i coefficienti indicati nel punto (1)
- contemporaneamente si considera applicata alla superficie proiettata in piano di tutte le parti del tetto, una azione superficiale orizzontale di tipo tangenziale il cui valore unitario è assunto convenzionalmente pari a $0,10 q_{ref}$

Per la determinazione delle azioni dovute al **vento diretto parallelamente alle linee di colmo** (e ai piani di falda) si considererà in ogni caso **un'azione tangente** come definita nel seguito.

Coefficienti di pressione netta

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni nette agenti normalmente alla superficie degli elementi che compongono la costruzione.

La pressione netta sulla superficie è definita come:

$$w = c_p \cdot c_d \cdot q_{ref}$$

in cui

- q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento
- c_d è il coefficiente dinamico
- c_p è il coefficiente di pressione netta

Il coefficiente di pressione netta può essere valutato mediante comprovati metodi sperimentali o numerici. Per semplici elementi strutturali si possono utilizzare i valori nel seguito riportati.

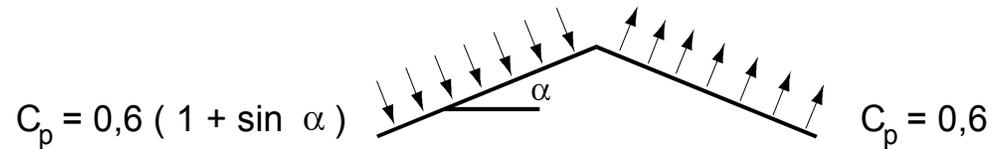
Coefficienti di pressione netta:

(1) Tettoie e pensiline isolate

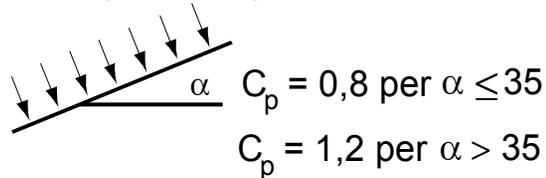
Per tettoie o pensiline isolate ad uno o due spioventi per le quali il rapporto tra l'altezza totale sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumeranno i seguenti valori del coefficiente c_p :



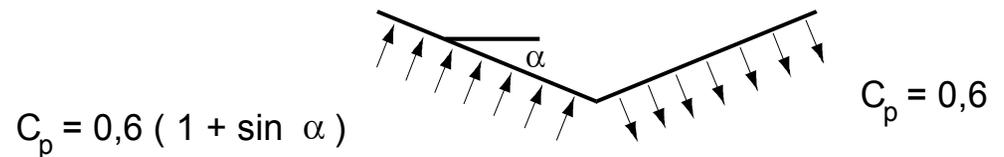
Due spioventi piani con displuvio



Uno spiovente piano



Due spioventi piani con impluvio



Coefficienti di pressione netta: (2) Travi ad anima piena e reticolari

◆ Indicate con:

S = la superficie delimitata dal contorno della trave

S_p = la superficie della parte piena della trave

e definito il **grado di riempimento** come $\varphi = S_p / S$

la pressione totale va considerata agente solo su S_p e va valutata utilizzando i seguenti valori per il coefficiente c_p :

$$c_p = 2 - 4/3 \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

◆ Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2 \varphi \quad \text{per } \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > 2/3$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

Coefficienti di forma

Le azioni statiche del vento si traducono **in forze globali**, la cui direzione, salvo più accurate valutazioni, si assume parallela a quella convenzionalmente adottata per il vento di progetto.

Per strutture cilindriche si definisce una forza per unità di lunghezza pari a

$$f = c_f \cdot c_d \cdot q_{ref} \cdot B$$

Per corpi non cilindrici si può definire una forza globale pari a

$$F = c_f \cdot c_d \cdot q_{ref} \cdot B^2$$

in cui

- q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento
- c_d è il coefficiente dinamico
- c_f è il coefficiente di forma
- B è una lunghezza di riferimento

Il coefficiente di forma può essere valutato mediante comprovati metodi sperimentali o numerici. Per alcuni semplici elementi strutturali si possono utilizzare i valori nel seguito riportati.

Coefficienti di forma:

(1) Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata

- ◆ Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata, per vento spirante normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i coefficienti di forma sono da valutare nel modo seguente

$$c_f = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi di forma di sezione diversa dalla circolare} \end{cases}$$

La lunghezza di riferimento B è assunta pari alla dimensione in pianta della parete direttamente investita dal vento.

Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

- ◆ Salvo documentazione specifica, gli stessi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.

Coefficienti di forma: (2) Corpi cilindrici

- ◆ Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e lunghezza h i coefficienti di forma sono i seguenti:

$$c_f = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d \cdot \sqrt{q_{ref}} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263 \cdot d \cdot \sqrt{q_{ref}}) & \text{per } 2,2 < d \cdot \sqrt{q_{ref}} \leq 4,2 \\ 0,7 & \text{per } d \cdot \sqrt{q_{ref}} \geq 4,2 \end{cases}$$

essendo d espresso in metri e q_{ref} in N/m^2 .

La lunghezza di riferimento B è assunta pari al diametro del cilindro: $B = d$.

- ◆ Le espressioni sopra indicate valgono anche per i corpi prismatici a sezione di poligono regolare di otto o più lati, essendo d il diametro del cerchio circoscritto.

Coefficienti di forma: (3) Corpi sferici

Per una sfera di raggio R si può adottare il coefficiente:

$$c_f = \mathbf{0,35}$$

avendo scelto quale lunghezza di riferimento B il raggio della sfera:

$$B = R$$

Coefficiente dinamico

- Di solito si assume $c_d = 1,0$.
- Per mezzo del coefficiente dinamico si tiene conto degli **effetti riduttivi, dovuti ad una non contemporaneità delle massime pressioni locali**, e degli **effetti amplificativi, dovuti alle vibrazioni indotte da componenti di turbolenza in risonanza con la struttura**.
- In mancanza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione, una serie di figure sulla normativa fornisce il **coefficiente dinamico degli edifici e delle ciminiere di altezza minore di 200 m**.
- Valori più accurati del coefficiente dinamico possono essere ottenuti applicando procedimenti più dettagliati di comprovata affidabilità.
- Ogni qualvolta il coefficiente dinamico fornito dalle figure è maggiore di 1,9, questo parametro sarà valutato secondo procedimenti di comprovata affidabilità. Il ricorso a tali procedimenti è inoltre raccomandato quando il coefficiente dinamico risulti compreso fra 1,0 e 1,2.

Azione tangente del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = c_f \cdot q_{ref}$$

dove

q_{ref} è la pressione di riferimento;

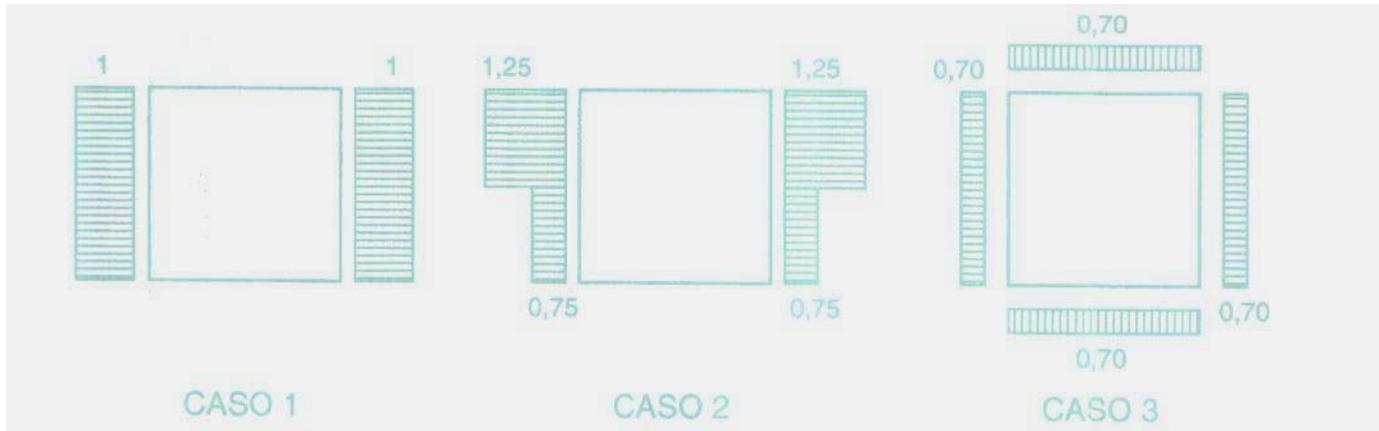
c_f è il coefficiente d'attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i seguenti valori:

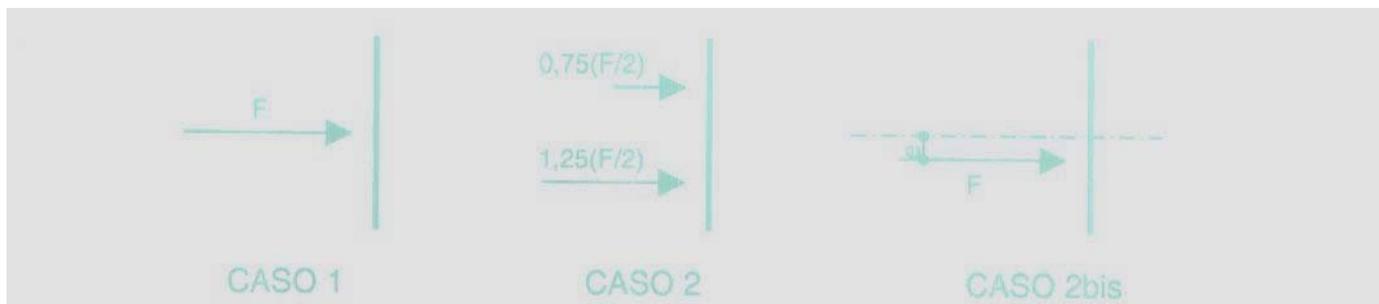
Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia, ...)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame, ...)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata, ...)	0,04

Azioni non simmetriche

Per costruzioni con altezza maggiore di 18 metri si considereranno i casi di carico riportati in Figura al fine di tenere conto di possibili azioni torsionali sull'opera.



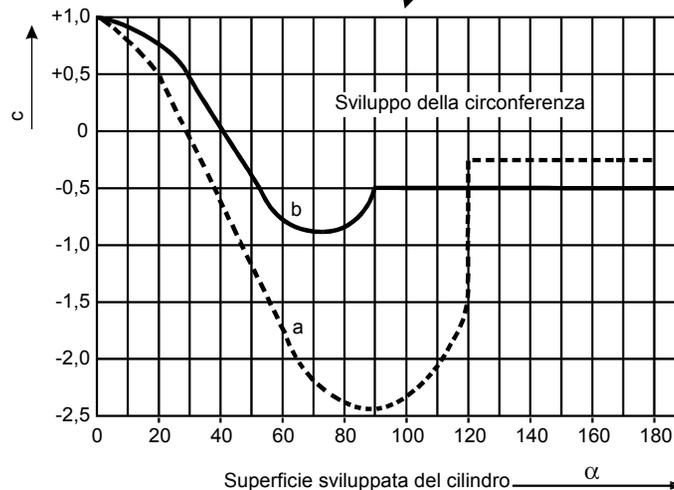
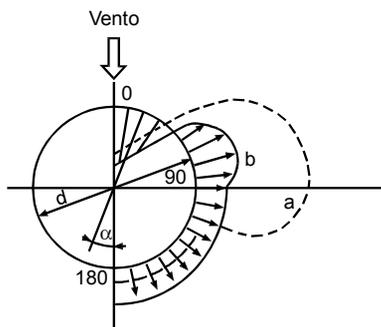
Nel caso di costruzioni a geometria complessa, operando direttamente sulle forze equivalenti all'azione del vento, l'azione torsionale può essere presa in conto applicando la forza orizzontale equivalente lungo uno dei diametri della figura, nella posizione più sfavorevole, con eccentricità e pari al 6% del diametro stesso.



Verifiche locali

- I coefficienti di pressione indicati per il calcolo dell'azione globale del vento sulla struttura devono essere **opportunamente incrementati** per la **verifica locale di elementi della costruzione**.
- Nei casi in cui si adottano i coeff. di pressione esterna ed interna, nelle zone di discontinuità della forma esterna della costruzione, il valore assoluto del coefficiente di pressione può subire sensibili **incrementi**. Convenzionalmente, il valore massimo locale della pressione si otterrà applicando un **coefficiente moltiplicatore 1,6** ai valori indicati nei paragrafi precedenti.
- Nei casi relativi a **corpi cilindrici e sferici**, le pressioni massime locali vanno determinate utilizzando il coefficiente di forma c dato in Tabella, la cui distribuzione è rappresentata in Figura.

Distribuzione della pressione esterna sulle superfici cilindriche e sferiche



α	Per le curve		α	Per le curve	
	a	b		a	b
0°	+1,00	+1,00	70°	-2,15	-0,80
10°	+0,90	+0,95	80°	-2,37	-0,73
20°	+0,55	+0,60	90°	-2,45	-0,50
30°	+0,05	+0,50	100°	-2,38	-0,50
40°	-0,50	0	110°	-2,10	-0,50
50°	-1,10	-0,45	115°	-1,24	-0,50
60°	-1,70	-0,72	120°-180°	-0,25	-0,50

Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette all'azione del vento

Strutture flessibili quali antenne, ciminiere, ponti o strutture sorrette da cavi devono essere verificate anche rispetto ai **fenomeni di interazione vento-struttura**, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, o degrado delle caratteristiche di rigidità della struttura. Le verifiche di non superamento di stati limite ultimi e di esercizio saranno condotte mediante procedimenti analitici, sperimentali o numerici che tengano conto delle conoscenze attuali in materia.

L'azione del vento può assumere, inoltre, particolari caratteristiche per la presenza in uno stesso sito di più corpi strutturali. Nel progetto di strutture non usuali per forma, tipologia, dimensione e collocazione urbanistica si dovrà procedere ad una valutazione accurata della risposta al vento, mediante comprovati metodi sperimentali o numerici.

Distacco di vortici

Per strutture o **elementi strutturali snelli di forma cilindrica** quali **ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed in qualche caso edifici alti**, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al “distacco dei vortici”. Questo fenomeno consiste nel **distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo, ortogonalmente rispetto alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico**. La frequenza di tale eccitazione è data dalla formula di Strouhal:

$$f_s = S_t \cdot V / b$$

dove:

b è la dimensione della sezione trasversale perpendicolare alla direzione del vento;

V è la velocità media del vento;

S_t è il numero di Strouhal, pari a $0,2$ nel caso di sezioni circolari, e pari a valori compresi tra $0,06$ e $0,5$ nel caso di sezioni rettangolari. Valori del coefficiente di Strouhal per altre sezioni sono ricavati da prove sperimentali e da letteratura.

Quando la frequenza di Strouhal uguaglia una frequenza propria della struttura si possono avere condizioni di risonanza con ampiezze tanto più grandi quanto più piccolo è lo smorzamento e la massa della struttura.

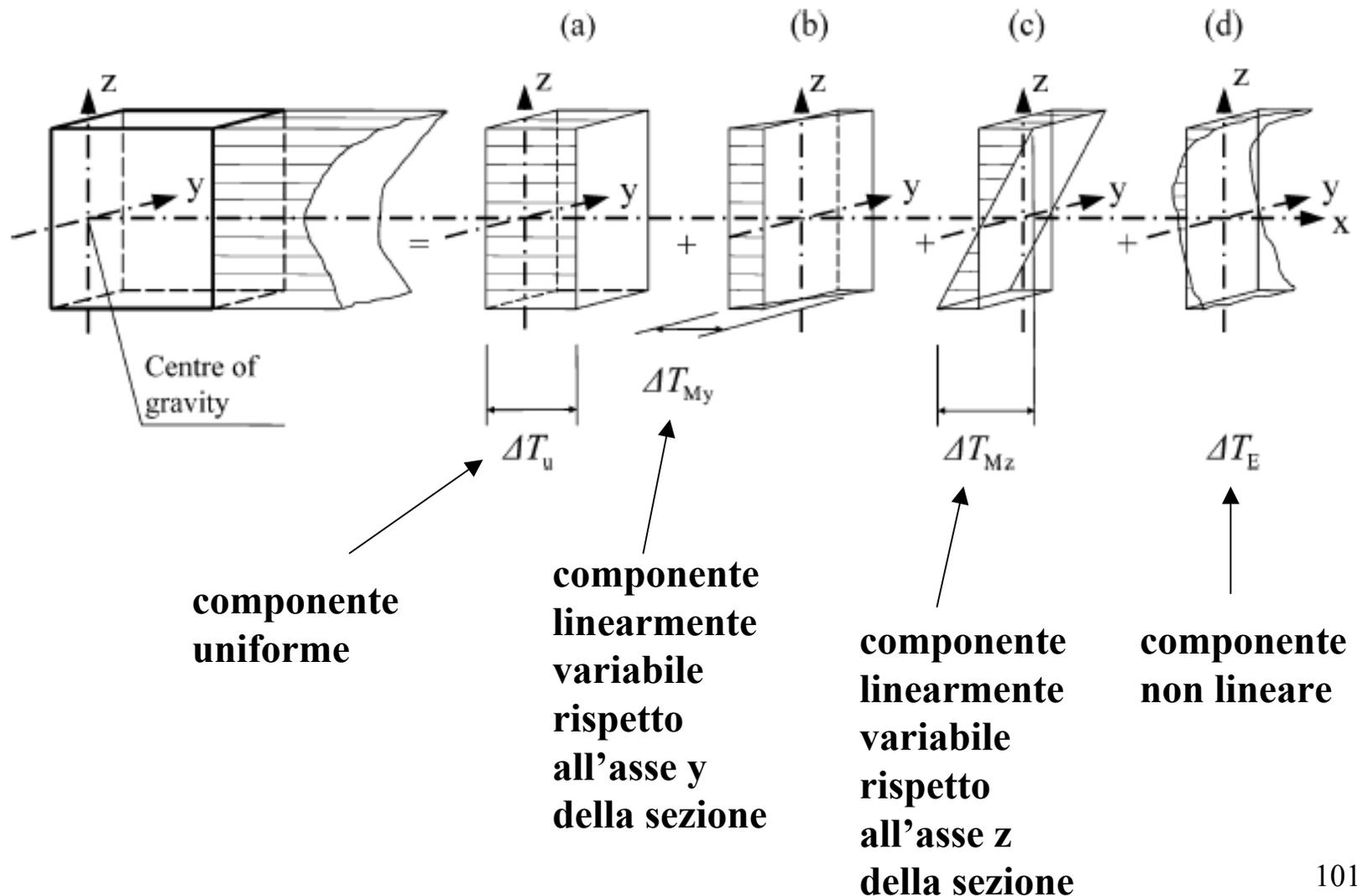
Particolari attenzioni andranno prese e opportune verifiche basate su prove sperimentali e metodi analitici comprovati andranno effettuati allorquando siano da temersi importanti **effetti di fatica** (azioni ripetute “logorano” il materiale) causati dalla continuità dell'azione del distacco dei vortici.

Azioni della temperatura

Azioni della temperatura

- **Variazioni giornaliere e stagionali nella temperatura esterna, irraggiamento solare, irraggiamento riflesso**, comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.
- L'entità dell'azione termica è in generale influenzata:
 - dalle condizioni climatiche del sito,
 - dall'orientamento della struttura,
 - dalla sua massa complessiva,
 - dalle disposizioni di elementi non strutturali (finiture, isolamento, impianti).

Distribuzione di temperatura nell'elemento strutturale monodimensionale



Coefficienti di espansione termica dei materiali



MATERIALE	$\alpha_T (10^{-6} / ^\circ C)$
Alluminio	24
Acciaio	16
Acciaio strutturale	12
Calcestruzzo	10
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6-10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30-70

NOTA: Il progettista può adottare valori differenti, purché suffragati da studi e indagini sperimentali. I valori per la muratura e il legno variano considerevolmente a seconda dei particolari materiali utilizzati. Per strutture miste acciaio-calcestruzzo è possibile assumere per l'acciaio un α_T omogeneo a quello del calcestruzzo.

Azioni termiche negli edifici

Le azioni termiche per strutture di edifici devono essere specificate assegnando le seguenti grandezze:

1. una **componente di temperatura uniforme** ΔT_u data dalla differenza tra temperatura media T di un elemento e la sua temperatura iniziale T_0 : $\Delta T_u = T - T_0$
 - La temperatura T_0 corrisponde alla temperatura alla data della messa in esercizio (entrata in funzione dei vincoli) della struttura. In assenza di esigenze progettuali specifiche, essa può essere posta pari a 10°C .
 - La temperatura T deve essere determinata secondo la teoria della trasmissione del calore. Per una serie di elementi strutturali omogenei, la temperatura T può essere tuttavia valutata come media tra la temperatura esterna ed interna.

$$\Delta T_u = T - T_0 = \frac{T_{\text{in}} + T_{\text{est}}}{2} - 10^\circ$$

2. una **componente linearmente variabile** data dalla differenza ΔT_M tra le temperature sulle superfici di intradosso ed estradosso di un elemento strutturale
3. una **differenza di temperatura** ΔT_p **fra differenti elementi strutturali**, data dalla differenza tra le temperature medie di tali elementi.

Temperatura interna degli edifici

STAGIONE	TEMPERATURA T_{in}
Estate	T_1
Inverno	T_2

NOTA: I valori T_1, T_2 devono essere scelti dal progettista in funzione della tipologia dell'edificio e della sua destinazione d'uso. In mancanza di ulteriori indicazioni si può assumere

$T_1 = 25 \text{ }^\circ\text{C}$
 $T_2 = 20 \text{ }^\circ\text{C}$

Temperatura esterna degli edifici

STAGIONE		TEMPERATURA T_{est}
Estate	Fattore di assorbimento funzione del colore della superficie	0,5 Superficie riflettente
		0,7 Superficie chiara
		0,9 Superficie scura
Inverno		T_{min}
<p>NOTA: T_{max} e T_{min} sono definiti rispettivamente come massima e minima temperatura dell'aria nel sito della costruzione, con periodo di ritorno di 50 anni. T_3, T_4, T_5 descrivono gli effetti dell'irraggiamento solare. In mancanza di dati relativi al sito in esame, si assumono i seguenti valori: $T_{max} = 45^{\circ}C, T_{min} = -15^{\circ}C$ $T_3 = 0^{\circ}C, T_4 = 2^{\circ}C, T_5 = 4^{\circ}C$ per superfici esposte a Nord-Est $T_3 = 18^{\circ}C, T_4 = 30^{\circ}C, T_5 = 42^{\circ}C$ per superfici esposte a Sud-Ovest</p>		

Temperatura esterna per edifici fuori terra

STAGIONE	PROFONDITÀ SOTTO IL PIANO CAMPAGNA	TEMPERATURA T_{est}
Estate	Meno di 1 metro	T_6
	Oltre 1 metro	T_7
Inverno	Meno di 1 metro	T_8
	Oltre 1 metro	T_9
<p>NOTA: in mancanza di dati relativi al sito in esame, si possono assumere i seguenti valori $T_6 = 8^{\circ}C$ $T_8 = -5^{\circ}C$ $T_7 = 5^{\circ}C$ $T_9 = -3^{\circ}C$</p>		

Temperatura esterna per edifici interrati

Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse (**ciminiere industriali, reti idrauliche, sili, serbatoi e torri di raffreddamento**) devono essere progettate considerando, oltre le azioni termiche comuni agli edifici civili, **possibili distribuzioni di temperatura dovute a funzionamento normale ed anomalo.**

In assenza di studi specifici, i valori della massima e minima componente uniforme di temperatura cui la struttura è soggetta coincideranno con il massimo ed il minimo della temperatura esterna, per il sito in questione.

Per strutture in calcestruzzo armato e precompresso assume particolare rilievo l'azione indotta da **variazioni lineari di temperatura sullo spessore dell'elemento strutturale.** Gli effetti della variazione uniforme, della variazione lineare e di eventuali variazioni non lineari di temperatura devono essere **considerati simultaneamente.**

Azioni accidentali

Azioni accidentali (eccezionali)

- Le azioni accidentali **non partecipano** alla combinazione dei carichi necessari per la verifica di sicurezza e delle prestazioni attese delle opere.
- Le azioni accidentali devono essere prese in conto e il loro effetto verificato **per determinare la robustezza del comportamento strutturale**.
- Sostanzialmente la verifica di robustezza strutturale è un **processo di controllo ulteriore** dell'architettura di sistema.
- Per ognuna delle azioni accidentali che il progettista vorrà esaminare, egli svilupperà un'analisi strutturale, anche di tipo non lineare, per lo scenario che vede una delle condizioni descritte nel seguito **concomitante con la combinazione quasi-permanente delle azioni di altra natura**.
- Azioni accidentali:
 - Incendio
 - Esplosioni
 - Urti

Incendio

Incendio

- Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire.
 - la **stabilità degli elementi portanti** per un tempo utile ad assicurare il soccorso agli occupanti
 - la **limitata propagazione del fuoco e dei fumi**, anche riguardo alle opere vicine
 - la possibilità che **gli occupanti lascino l'opera indenni** o che gli stessi siano soccorsi in altro modo
 - la **possibilità per le squadre di soccorso di operare in condizioni di sicurezza**.
- Gli obiettivi di protezione delle costruzioni dagli incendi sono raggiunti attraverso **l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva**. Tutti i sistemi di protezione, attiva o passiva, adottati nel progetto ed inseriti nella costruzione dovranno essere **adeguatamente mantenuti** secondo quanto prescritto dalle specifiche normative o dalle indicazioni del produttore

Incendio: definizioni (1)

- Per **incendio**, si intende una combustione dei materiali, autoalimentata, che si sviluppa senza controllo nel tempo e nello spazio.

Esso ha origine quando l'energia radiante della fiamma del centro originario di ignizione ed il calore dei prodotti di combustione inducono l'aumento di temperatura nell'ambiente e la formazione di altri centri di ignizione.

Quando si verifica la simultanea ignizione di tutti i materiali combustibili nel compartimento (*punto di flash-over*) si ha un rapido incremento delle temperature e della quantità dei prodotti della combustione, tutti i materiali combustibili partecipano alla combustione (*incendio generalizzato*), con serio coinvolgimento degli elementi costruttivi delle opere.

- Ai fini della presente norma si fa riferimento ad un ***incendio convenzionale di progetto*** definito attraverso una **curva di incendio** che **rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura media dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali**. Le curve possono essere:
 - ***nominali***: curve convenzionali, adottate per la classificazione delle costruzioni o per la verifica della resistenza al fuoco;
 - ***naturali***: curve determinate in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

Incendio: definizioni (2)

- La **Resistenza al Fuoco** è una delle fondamentali strategie di **protezione passiva** da perseguire per raggiungere l'obiettivo della *sicurezza in caso di incendio* in condizioni di incendio generalizzato.
- Essa comprende:
 - la **capacità portante** in caso di incendio, per una struttura, per una parte della struttura o per un elemento costruttivo,
 - nonché la **capacità di compartimentazione** rispetto all'incendio per gli elementi di separazione sia strutturali, come muri e solai, sia non strutturali, come porte e tramezzi.
- La **capacità portante** in caso di incendio è l'attitudine della struttura, di una parte della struttura o di un elemento a conservare una sufficiente *resistenza meccanica* sotto l'azione del fuoco con riferimento agli stati limite ultimi presi in considerazione.
- La **capacità di compartimentazione** in caso d'incendio è l'attitudine di un elemento costruttivo a conservare, sotto l'azione del fuoco, (oltre alla propria stabilità strutturale) un sufficiente *isolamento termico* ed una sufficiente *tenuta* ai fumi e ai gas.
- Per **compartimento antincendio** si intende una parte dell'edificio delimitata da elementi costruttivi di resistenza al fuoco predeterminata.

Incendio: definizioni (3)

- **carico d'incendio specifico** = potenziale termico netto della totalità dei materiali combustibili contenuti in uno spazio, riferito all'unità di superficie.
- I valori del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) sono determinati secondo la seguente relazione:

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

- dove:

m $0,8 \div 1,0$

è il fattore di combustione

δ_{q1} $\geq 1,00$

è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione in relazione alla dimensione del compartimento

δ_{q2} $\geq 0,80$

è il fattore che tiene conto del rischio di attivazione in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento

δ_n $\geq 0,20$

è il fattore che tiene conto delle differenti misure di spegnimento dell'incendio

$q_{f,k}$

è il valore nominale della densità di carico d'incendio per unità di area in pianta [MJ/m²]

Incendio: definizioni (4)

$$q_{f,d} = q_{f,k} \cdot m \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n$$

- Lo **spazio di riferimento** generalmente coincide con il compartimento antincendio considerato e il carico di incendio specifico è quindi riferito alla superficie in pianta del compartimento stesso, nell'ipotesi di una distribuzione uniforme del carico d'incendio.
- Qualora nel compartimento siano presenti **elevate dissimetrie** nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale $q_{f,k}$ della densità del carico d'incendio è calcolato con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato.
- Per **incendio localizzato** deve intendersi un focolaio di incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

Incendio: criteri di progettazione

- La progettazione delle strutture in condizioni di incendio deve evidenziare la capacità del sistema strutturale di consentire il **raggiungimento dei seguenti obiettivi di sicurezza**:
 - garantire la **sicurezza degli occupanti** durante tutta la loro permanenza prevista nell'edificio;
 - garantire la **sicurezza delle squadre di soccorso e delle squadre antincendio**;
 - **evitare crolli dell'edificio**;
 - permettere ai **componenti e ai sistemi antincendio di mantenere la loro funzionalità**;
 - consentire l'eventuale **riutilizzazione della struttura**, ove richiesto.
- La capacità del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della capacità portante propria degli elementi strutturali singoli, di porzioni della struttura o dell'intero sistema costruttivo, comprese le condizioni di carico e di vincolo, tenendo conto della eventuale presenza di materiali protettivi.

Procedure generali per il progetto delle strutture all'incendio

Il progetto delle strutture soggette all'azione dell'incendio deve essere così articolato:

1. scelta degli **scenari d'incendio** significativi per il caso in esame
2. determinazione dei **relativi incendi convenzionali di progetto**
3. calcolo dell'**evoluzione della temperatura** all'interno degli elementi strutturali
4. calcolo del **comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco**.

Il comportamento meccanico di una struttura esposta all'incendio dipende dalle azioni meccaniche e termiche indotte dal fuoco, e dai loro effetti sulle proprietà dei materiali, combinate con gli effetti indotti sulla struttura dalle azioni meccaniche permanenti e variabili.

Scenari e incendi convenzionali di progetto

Per definire le azioni del fuoco, devono essere determinati i principali scenari d'incendio e i relativi incendi convenzionali di progetto, sulla base di una valutazione del rischio d'incendio.

In linea generale, gli incendi convenzionali di progetto devono essere applicati **ad un compartimento dell'edificio alla volta**, salvo che non sia diversamente indicato nello scenario d'incendio.

In particolare, in un edificio multipiano, sarà possibile considerare separatamente il carico di incendio dei singoli piani qualora le strutture orizzontali posseggano una capacità di compartimentazione adeguata.

Analisi del campo delle temperature

Le azioni termiche sono date dal flusso netto di calore h_{net} [W/m²] che incide sulla superficie dell'elemento esposta all'incendio. Il flusso netto di calore può essere calcolato tenendo conto della trasmissione del calore per convezione e irraggiamento dal focolare.

Nell'analizzare l'andamento delle temperature all'interno di un elemento si deve tener conto della sua posizione relativa nei riguardi del focolare dell'incendio di progetto.

Per gli elementi strutturali posti all'esterno della costruzione, si dovrà tener conto dell'esposizione agli incendi attraverso le aperture nelle facciate e nelle coperture.

A seconda dell'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature negli elementi sarà valutato in riferimento:

- a una **curva nominale tempo – temperatura** di quelle indicate ai punti seguenti, per l'intervallo di tempo di esposizione (ovvero durata dell'incendio) specificato in funzione della desiderata *classe di resistenza al fuoco*, senza alcuna fase di raffreddamento;
- a una **curva d'incendio naturale**, tenendo conto dell'intera durata del fuoco, compresa la fase di raffreddamento fino al ritorno alla temperatura ambiente.

Analisi delle sollecitazioni

L'analisi delle sollecitazioni dovrà essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi delle temperature.

Le deformazioni ed espansioni imposte o impedita dovute ai cambiamenti di temperatura per effetto dell'esposizione al fuoco producono sollecitazioni indirette, forze e momenti, che dovranno essere tenuti in considerazione, ad eccezione dei casi seguenti:

- è riconoscibile a priori che esse siano trascurabili o favorevoli;
- è implicitamente tenuto conto in modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale, di condizioni di vincolo o nei requisiti di prestazione richiesti.

Le sollecitazioni indirette, dovute agli elementi strutturali adiacenti a quello preso in esame, possono essere trascurate quando i requisiti di sicurezza all'incendio sono valutati in riferimento alla curva d'incendio standard.

Nel progetto e nelle verifiche di sicurezza all'incendio si dovrà tener conto anche della presenza delle azioni "a temperatura ordinaria" permanenti e di quelle azioni variabili che sia verosimile agiscano contemporaneamente all'incendio.

Esse dovranno essere prese in conto con i propri coefficienti parziali relativi allo stato limite in esame che, di norma, è lo stato limite di esercizio con combinazione quasi-permanente.

Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con le altre azioni accidentali.

Verifiche di resistenza al fuoco

La verifica della resistenza al fuoco potrà essere effettuata:

✘ **nel dominio del tempo:**

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,richiesto}$$

(resistenza al fuoco di progetto \geq tempo di resistenza all'incendio richiesto)

✘ **o nel dominio delle resistenze:**

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}$$

(resistenza di progetto dell'elemento in esame, nella situazione di incendio, al tempo $t \geq$ valore di progetto delle sollecitazioni, nella situazione d'incendio, al tempo t)

✘ **o nel dominio delle temperature:**

$$\Theta_d \leq \Theta_{cr,d}$$

(valore di progetto della temperatura dell'elemento \leq valore di progetto della temperatura critica del materiale)

Classi di resistenza al fuoco

- Le classi di resistenza al fuoco nei confronti della capacità portante sono espresse dai simboli $R15$; $R20$; $R30$; $R45$; $R60$; $R90$; $R120$; $R180$; $R240$, dove la lettera R rappresenta il requisito di capacità portante (sicurezza nei riguardi dello stato limite ultimo per azioni eccezionali) ed il numero esprime il tempo, espresso in minuti primi, per il quale il requisito stesso viene garantito.
- Le classi di resistenza al fuoco standard sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle **curve di incendio nominali**.
- **Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosica**, la curva di incendio nominale di riferimento è la curva nominale standard (ISO 834) seguente:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1)$$

- **Nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico**, la curva di incendio nominale standard può essere sostituita dalla curva nominale degli idrocarburi seguente:

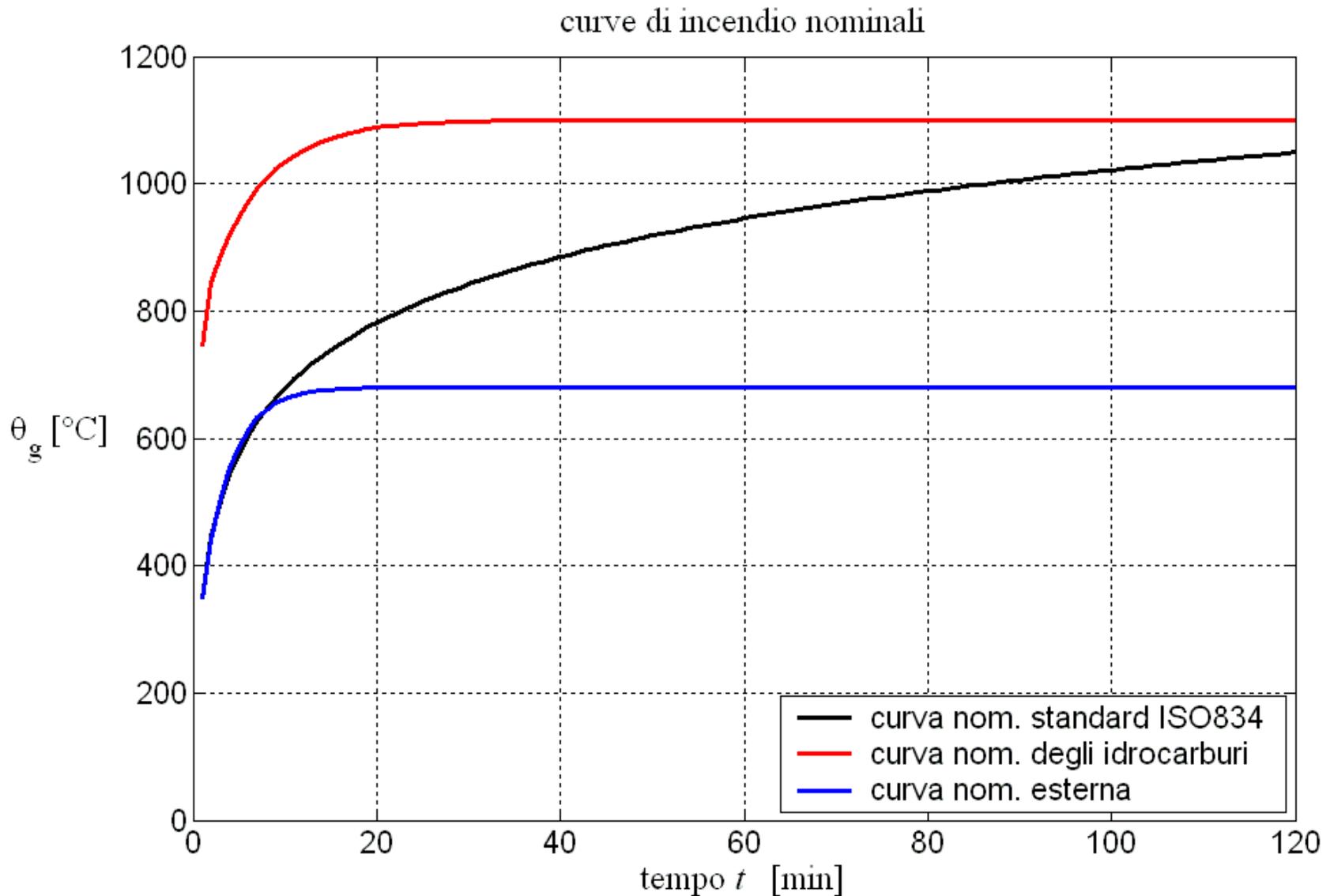
$$\theta_g = 1080 \left(1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t} \right) + 20$$

- **Nel caso di incendi sviluppatisi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno**, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita dalla curva nominale esterna seguente:

$$\theta_g = 660 \left(1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t} \right) + 20$$

- Agli elementi strutturali e alle strutture nel loro complesso viene attribuita la classe corrispondente o immediatamente inferiore al tempo, espresso in minuti primi, per il quale la struttura stessa garantisce una sufficiente capacità portante sotto l'azione termica della curva standard e sotto le altre azioni di progetto.

Curve di incendio nominali



Richieste di prestazione (1)

Livello I.	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del crollo delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro;
Livello III.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture tali da evitare, per tutta la durata dell'incendio, il collasso delle strutture stesse;
Livello IV.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
Livello V.	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

Richieste di prestazione (2)

I livelli di prestazione comportano classi di capacità portante stabilite per i diversi tipi di costruzioni in base al rischio e alle strategie antincendio stabilite dal committente e dal progettista.

Qualunque sia il livello di prestazione da richiedere e il metodo adottato per la scelta delle curve d'incendio di progetto (nominali o naturali), il progetto e le relative verifiche possono essere condotti **analizzando**:

- **singolarmente ciascun elemento costruttivo**, nelle sue condizioni di vincolo e di carico;
- **parti significative** della struttura;
- **l'intera struttura**, tenendo conto dell'evoluzione nel tempo e con la temperatura delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali e delle proprietà reologiche dei materiali..

Livello I

Il livello I di prestazione è da ritenersi adeguato per le costruzioni ove si verificano tutte le seguenti condizioni:

- a) Gli eventuali **crolli** totali o parziali della costruzione **non arrecano danni ad altre costruzioni**;
- b) Gli eventuali **crolli** totali o parziali della costruzione **non compromettono l'efficacia di elementi di compartimentazione e sistemi antincendio che proteggono altre costruzioni**;
- c) La costruzione **non è adibita**, interamente o in parte, ad attività che comportino **presenza di persone**, esclusa quella **occasionale e di breve durata di personale addetto**;
- d) La costruzione **non è adibita ad attività che comportino un carico di incendio specifico**, riferito ai compartimenti antincendio e a tutti gli ambienti che li compongono, **superiore a 100 MJ/m²**;
- e) La costruzione **non è adibita ad attività che comportino impiego o deposito di sostanze infiammabili, esplosive o tossiche**;
- f) La costruzione **non è adibita ad attività che comportino impiego di fiamme libere, di resistenze elettriche in vista e di corpi incandescenti non protetti**.

Per le costruzioni per cui sia richiesto il livello I di prestazione **non è richiesta la verifica della classe di resistenza al fuoco delle strutture**.

Livello II

Il livello II di prestazione è da ritenersi adeguato per le costruzioni ove si verificano tutte le seguenti condizioni:

- a) Gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non arrecano danni ad altre costruzioni;
- b) Gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non compromettono l'efficacia di elementi di compartimentazione e sistemi antincendio che proteggono altre costruzioni;
- c) Il massimo affollamento complessivo della costruzione non supera le 100 persone e la densità di affollamento media dei compartimenti è non superiore a 0,2 pers/m²;
- d) La costruzione non deve essere adibita ad attività che prevedono posti letto;
- e) La costruzione non deve essere adibita ad attività specificamente destinate a malati, anziani, bambini o a persone con ridotte o impedito capacità motorie, sensoriali o cognitive.

Il livello II di prestazione è altresì consentito per i soli elementi strutturali secondari contenuti in costruzioni che devono garantire il livello III, purché siano verificate tutte le seguenti condizioni:

- f) L'eventuale crollo degli elementi strutturali secondari non compromette la capacità portante di altre parti della struttura;
- g) L'eventuale crollo degli elementi strutturali secondari non compromette l'efficacia di elementi costruttivi di compartimentazione e di sistemi antincendio;
- h) L'eventuale crollo degli elementi strutturali secondari non deve interessare le vie di esodo e i locali che non rispettano le condizioni indicate ai precedenti punti c), d) ed e).

Le classi di capacità portante (classi di resistenza al fuoco standard) necessarie per garantire il livello II di prestazione sono le seguenti:

R15	per costruzioni ad un piano fuori terra senza interrati
R30	per costruzioni fino a 2 piani fuori terra e un interrato
R45	per le altre costruzioni

Livello III

- Il livello III di prestazione è da ritenersi adeguato per tutte le costruzioni fatte salve quelle per le quali sono richiesti i livelli IV o V.
- I valori di riferimento della capacità portante (*classi di resistenza al fuoco standard*) sufficienti a garantire il livello III sono dati nella terza colonna della tabella seguente (classe di riferimento), in funzione del *carico d'incendio specifico di progetto* ($q_{f,d}$).

CARICHI D'INCENDIO SPECIFICI DI PROGETTO ($q_{f,d}$)	CAPACITA' PORTANTE	
	Classe minima	Classe di riferimento
Non superiore a 150 MJ/m ²	R15	R15
Non superiore a 200 MJ/m ²	R15	R20
Non superiore a 300 MJ/m ²	R15	R30
Non superiore a 450 MJ/m ²	R30	R45
Non superiore a 600 MJ/m ²	R30	R60
Non superiore a 900 MJ/m ²	R45	R90
Non superiore a 1200 MJ/m ²	R60	R120
Non superiore a 1800 MJ/m ²	R90	R180
Superiore a 1800 MJ/m ²	R120	R240

Livelli IV e V

I livelli IV o V possono essere oggetto di **specifiche richieste del committente** o essere previsti dai capitolati tecnici di progetto.

I livelli IV o V di prestazione possono altresì essere **richiesti dalla autorità competente per costruzioni destinate ad attività di particolare importanza.**

Per garantire il **livello IV** le costruzioni devono essere oggetto delle seguenti verifiche:

- a) Capacità portante mantenuta per tutta la durata dell'incendio;
- b) Regime deformativo contenuto;
- c) **Capacità portante residua che consenta interventi di ripristino.**

Per garantire il **livello V** le costruzioni devono essere oggetto delle seguenti verifiche:

- a) Capacità portante mantenuta per tutta la durata dell'incendio;
- b) Regime deformativo trascurabile;
- c) **Capacità portante residua adeguata alla funzionalità immediata della costruzione.**

Esplosioni

Esplosioni

- L'esplosione è una azione di tipo accidentale di natura eccezionale.
- Il progettista, nell'analisi, deve rispettare i seguenti principi generali:
 - adottare la procedura dell'analisi di rischio per identificare gli eventi estremi, le cause e le conseguenze di eventi indesiderati;
 - le precauzioni di sicurezza e le misure protettive, richieste per ridurre la probabilità o le conseguenze di situazioni eccezionali, devono essere chiaramente descritte nel progetto e se ne deve tenere conto nel piano di manutenzione delle opere.
- Generalmente nel progetto non devono essere prese in esame le azioni derivanti da esplosioni esterne, azioni belliche e sabotaggio, salvo che ciò non risulti indispensabile per particolari costruzioni e scenari di progetto richiesti dal committente o individuati dal progettista.
- Non sono presi in considerazione eventi incidentali non suscettibili di causare un danno strutturale.

Esplosioni: definizioni

- **esplosione:** rapida reazione chimica esotermica di polveri o gas in aria. Essa provoca alte temperature e sovrapressioni.

Le pressioni di esplosione si propagano come onde di pressione.

La pressione generata da un'esplosione interna dipende principalmente dal tipo di polvere o gas, dalla percentuale di polvere o gas nell'aria e dall'uniformità del gas o di miscela di aria e polvere, dalla dimensione e dalla forma dell'ambiente chiuso ove l'esplosione avviene e dalla quantità di sfogo o di rilascio di pressione che può essere disponibile.

- **deflagrazione:** esplosione nella quale il fronte di fiamma viaggia attraverso la miscela a velocità subsonica, dell'ordine di 100 m/s. Le onde di pressione viaggiano alla velocità locale di propagazione del suono. I picchi di pressione possono avere valori da 10 kN/m² a 1.500 kN/m².
- **detonazione:** esplosione nella quale l'onda d'urto di pressione si propaga a velocità supersonica, generalmente maggiore di 1000 m/s. Un valore tipico di pressione è 2000 kN/m² ma la durata del picco è molto breve (10 ms).
- **elemento chiave:** un elemento della struttura, essenziale per la stabilità globale della struttura, il cui danneggiamento causerebbe il collasso della struttura e/o danni non proporzionati alla causa scatenante.

Esplosioni:

progetto per situazioni eccezionali

- **Non è richiesto che una struttura possa resistere a tutte le azioni che possono derivare da una causa estrema, ma deve esistere una ragionevole probabilità che essa non venga danneggiata in maniera sproporzionata alle cause di origine.**
- Sono considerati **accettabili i danneggiamenti localizzati**, anche gravi, dovuti ad esplosioni accidentali, a condizione che ciò non esponga al pericolo l'intera struttura o che la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza, come per esempio l'evacuazione dell'edificio e del suo circondario.
- Nei confronti delle esplosioni accidentali, possono essere adottate diverse strategie e misure di controllo del rischio:
 - attutire le sovrappressioni attraverso l'adozione di superfici di facile cedimento con pressioni di sfogo definite e separando porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
 - difendere la struttura dagli effetti dell'azione con specifici elementi costruttivi protettivi;
 - progettare la struttura in modo tale che non si verifichino crolli significativi se ha luogo un cedimento locale (di un elemento esposto alle azioni eccezionali);
 - progettare con particolare attenzione gli elementi chiave;
 - curare in modo opportuno i particolari costruttivi degli elementi strutturali esposti alle azioni eccezionali;
 - applicare il principio della gerarchia delle resistenze, accettando il cedimento (opportunamente calibrato) di elementi secondari per evitare danni al sistema strutturale principale o per ridurre gli effetti delle esplosioni (superfici di facile cedimento).

Esplosioni:

classificazione delle azioni

- Le azioni accidentali di progetto con riguardo alle esplosioni possono essere classificate come segue:
 - Categoria 1 se sono attese *conseguenze negative* limitate
 - Categoria 2 se sono attese *conseguenze negative* di entità media
 - Categoria 3 se sono attese *conseguenze negative* di entità grave
- **Verifiche richieste:**
 - Categoria 1: **non occorrono specifiche verifiche** per le situazioni eccezionali
 - Categoria 2: in dipendenza delle caratteristiche specifiche della costruzione, si può adottare **un'analisi semplificata** per mezzo di modelli di **azioni statiche equivalenti** o applicare idonee regole di progetto e per i dettagli costruttivi
 - Categoria 3: devono essere effettuati **studi approfonditi** sia per le azioni che per il modello strutturale, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari ed interazione carico-struttura, se considerati necessari.

Esplosioni in scenari di categoria 2

- Nella **Categoria 2**, ove negli ambienti a rischio di esplosione siano presenti idonei pannelli di sfogo, è consentito limitare l'analisi e le verifiche **ai soli elementi chiave della costruzione**, utilizzando modelli di **carico statico equivalente** che deve essere valutato usando procedure e metodi di calcolo di riconosciuta affidabilità.
- Gli elementi chiave di una costruzione devono essere progettati per sopportare gli effetti di un'esplosione interna di gas naturale usando una **pressione statica equivalente nominale** data dal maggiore fra :

$$p_d = 3 + p_v$$

o

$$p_d = 3 + p_v / 2 + 0,04 / (A_v / V)^2$$

dove:

p_v è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le componenti di sfogo cedono in (kN/m^2);

A_v è l'area delle componenti di sfogo, in m^2 ;

V è il volume dell'ambiente in m^3 .

- Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione:

$$0,05 \text{ (m}^{-1}\text{)} \leq A_v / V \leq 0,15 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

Le espressioni sono valide in ambienti o zone di edifici fino ad un volume totale di 1.000 m^3 .

La pressione di esplosione agisce simultaneamente su tutte le pareti dell'ambiente o del gruppo di ambienti.

- Comunque, **tutti gli elementi chiave e le loro connessioni** devono essere progettati per sopportare una **pressione statica equivalente eccezionale con valore di progetto $p_d = 20 \text{ kN/m}^2$** , applicata da ogni direzione, insieme con la reazione che ci si attende venga trasmessa direttamente alle membrature dell'elemento chiave da ogni elemento costruttivo, ad esso collegato, altresì soggetto alla stessa pressione.

Esplosioni in scenari di categoria 3

- Nella **Categoria 3** devono essere effettuati **studi approfonditi sia per le azioni che per il modello strutturale**, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari ed interazione carico-struttura, se considerati necessari.
- Nei casi ordinari, l'analisi può essere estesa ai soli elementi chiave della costruzione. Ove riconosciuto necessario dall'analisi dello scenario o dalle prescrizioni del committente, l'analisi dovrà essere estesa a tutta la struttura o ad una parte significativa di essa.
- In ogni caso, si dovranno usare procedure e metodi di calcolo di riconosciuta affidabilità.
- Il progetto avanzato per le esplosioni può includere uno o più dei seguenti aspetti:
 - calcoli delle pressioni di esplosione, includenti gli effetti di confinamento e di rottura dei pannelli;
 - calcoli strutturali dinamici non lineari;
 - aspetti probabilistici e analisi delle conseguenze;
 - ottimizzazione economica delle misure di mitigazione del rischio.
- Nella valutazione delle pressioni di esplosione si deve tenere conto della natura e proprietà dei gas e polveri combustibili che possono essere presenti nell'ambiente. Nei casi ordinari, il calcolo deve essere riferito al gas propano, a meno che la probabilità della presenza di tale gas nell'ambiente non sia ragionevolmente trascurabile.
- Le gallerie stradali e ferroviarie ricadono generalmente in Categoria 3. La verifica deve garantire che la massima azione ragionevolmente prevedibile non provochi conseguenze inaccettabili alla infrastruttura o alle strutture presenti al disopra di essa.

Urti

Urti

- L'urto è un fenomeno di interazione fra l'oggetto e la struttura.
- Le azioni dovute agli urti sono determinate dalla distribuzione delle masse, dal comportamento a deformazione, dalle caratteristiche di smorzamento e dalle velocità iniziali del corpo collidente e della struttura su cui avviene l'impatto.
- Per determinare le **forze all'interfaccia** si devono considerare l'oggetto e la struttura come un sistema integrato.
- Le azioni eccezionali dovute a **fenomeni naturali**, come la **caduta di rocce, le frane o le valanghe**, dovranno essere prese in esame **per particolari scenari di progetto richiesti dal committente o individuati dal progettista**.
- Si fa riferimento a **3 categorie**:
 - CATEGORIA 1: se sono attese *conseguenze negative* limitate;
 - CATEGORIA 2: se sono attese *conseguenze negative* di entità media;
 - CATEGORIA 3: se sono attese *conseguenze negative* di entità grave.

Urti: campo d'applicazione

- Le azioni dovute agli urti accidentali devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le conseguenze del cedimento appartengono alle **categorie 2 e 3**.
- Nel seguito vengono definite le azioni dovute a:
 - **collisioni da veicoli;**
 - **collisioni da treni;**
 - **collisioni da imbarcazioni;**
 - **collisioni da aeromobili.**
- Le tipiche costruzioni da considerare sono le **autorimesse, gli edifici nei quali possono circolare veicoli, i magazzini nei quali vengono condotti carrelli elevatori, i manufatti posizionati in prossimità di traffico sia automobilistico sia ferroviario.**
- Per i ponti, le azioni d'urto da considerare dipendono dal tipo di traffico sopra e sotto il ponte.
- **Per le costruzioni ordinarie** non si tiene conto del possibile urto di aeromobili contro i prospetti o le coperture. Tale verifica può essere richiesta dal capitolato per particolari costruzioni (grattacieli, impianti nucleari, ...) in base ad un'analisi di rischio condotta tenendo conto dei verosimili scenari incidentali.
- Per quelle costruzioni ove sia prevista una piattaforma di atterraggio in copertura, devono essere considerate **le azioni dovute all'impatto di un elicottero in emergenza.**

Urti: rappresentazione delle azioni

- Nel progetto strutturale, per le situazioni di **categoria 2**, le azioni da urto possono essere rappresentate **come un carico statico equivalente che dà effetti equivalenti sulla struttura**. Questo modello può essere usato sia per la verifica dell'equilibrio statico degli elementi strutturali sia per le verifiche di resistenza. Per strutture progettate per assorbire l'energia dell'urto con deformazioni elasto-plastiche delle membrature, il carico statico equivalente deve essere determinato considerando sia la resistenza plastica sia la capacità di deformazione di tali membrature.
- Nel progetto strutturale, per situazioni di **categoria 3**, le azioni da urto e la risposta strutturale dovranno essere **oggetto di analisi più avanzate, eventualmente usando analisi dinamiche, modelli non lineari e di interazione carico-struttura, se considerati necessari**.
- **Nei casi ordinari**, l'analisi può essere estesa **ai soli elementi chiave della costruzione**. Ove riconosciuto necessario dall'analisi dello scenario o dalle prescrizioni del committente, l'analisi dovrà essere estesa a tutta la struttura o ad una parte significativa di essa.
- In ogni caso, si dovranno usare procedure e metodi di calcolo di riconosciuta affidabilità.

Urti da traffico veicolare (1)

- In caso di urto violento, i valori di progetto per le forze orizzontali da urto sugli elementi strutturali verticali (per esempio colonne, pareti) dovranno essere valutate tenendo conto del tipo di strada (autostrada, strada extraurbana, strada urbana, piazzali di parcheggio), della velocità di progetto e del tipo di veicolo (generalmente autocarri).

Nelle autorimesse si prenderanno in esame i veicoli di maggior massa che possono essere presenti.

- Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Per semplicità, nelle verifiche potranno essere considerate, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($A_{d,x}$) e ortogonale ($A_{d,y}$) alla direzione di marcia normale.

Può essere assunto generalmente: $A_{d,y}$ pari al 50% di $A_{d,x}$

- In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti possono essere del tipo mostrato in tabella:

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza A_d [kN]
Autostrada	Autocarri	1000
Area urbana	Autocarri	500
Cortili	Auto passeggeri	50
	Autocarri	150
Autorimesse	Auto passeggeri	40

Urti da traffico veicolare (2)

- **Per urti di automobili su membrature verticali**, la forza risultante di collisione A deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m (larghezza) e la larghezza della membratura.
- **Per urti di autocarri sulle membrature verticali**, la forza risultante di collisione A deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m (larghezza) e la larghezza della membratura.
- Nel caso di urti di autocarri su elementi strutturali orizzontali al di sopra delle linee di traffico, **la forza risultante di collisione** A da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:
 - per gli urti sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale), i carichi di progetto A sono uguali a $A_{d,x}$ moltiplicato per il fattore r (pari a 0,5 per altezze del sottovia fino a 5 m e decrescente linearmente da 0,5 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m);
 - sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto F di cui sopra con un'inclinazione verso l'alto di 10° .

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 m (altezza) per 0,25 m (larghezza).

- Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità **veicoli con forcelle di carico (“muletti”)**, si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica equivalente, applicata ad un'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a

$$F = 5 W$$

essendo W il peso del muletto caricato.

Urti da traffico ferroviario

- All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il **rischio di collisione tra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia.**
- Pertanto gli elementi verticali di sostegno dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle seguenti forze statiche:
 - **2000 kN in direzione parallela** alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
 - **750 kN in direzione perpendicolare** alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- Queste forze dovranno essere applicate a 1.80 m dal piano del ferro e **non** dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Urti di imbarcazioni

- Le caratteristiche da considerare per gli urti di imbarcazioni contro costruzioni o elementi strutturali dipendono dal **tipo di via d'acqua**, dal **tipo di imbarcazione** e dal **suo comportamento all'impatto**, dal **tipo di struttura** e dalle **sue caratteristiche di dissipazione dell'energia**.
- In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti possono essere del tipo mostrato in tabella:

Classe imbarcazione	Lunghezza [m]	Massa [t]	Forza A_d [kN]
Piccola	50	3000	15000
Media	100	10000	25000
Grande	200	40000	40000
Molto grande	300	100000	80000

I carichi forniti corrispondono ad una velocità pari a circa 2,0 m/s

- In funzione dello scenario di progetto adottato, dovranno essere considerati i possibili impatti di prua, di fiancata e di poppa. Se una parete strutturale è colpita ad un angolo α , si devono considerare le seguenti forze:
 - perpendicolari alla parete $A_{d,y} = A_d \sin \alpha$
 - nella direzione della parete $A_{d,x} = f A_d \sin \alpha$ A_d è la forza di collisione per $\alpha = 90^\circ$
 f è il coefficiente di attrito, che generalmente può essere assunto pari a 0,4.
- Il punto di impatto dipende dalla geometria della struttura e dalle dimensioni dell'imbarcazione.
- Come linea guida, il punto di impatto più sfavorevole può essere preso fra 0,05 L sotto e 0,05 L sopra il livello di progetto dell'acqua. L'area di impatto è di 0,05 L in altezza per 0,1 L in estensione, a meno che l'elemento strutturale non sia più piccolo (L è la lunghezza della imbarcazione).
- In alcune condizioni, potrebbe essere necessario considerare la possibilità che l'imbarcazione sia sollevata da un piedritto o da un blocco di fondazione e collida con colonne alla sommità delle stesse.

Urti di elicotteri

- Se in progetto è previsto il possibile atterraggio di elicotteri sulla copertura della costruzione, si deve considerare una azione accidentale per gli atterraggi di emergenza.

- La forza statica equivalente di progetto è uguale a

$$A_d = A \sqrt{m}$$

dove:

$$A = 100 \text{ kN ton}^{-0,5};$$

m è la massa, in tonnellate, dell'aeromobile.

- Si deve considerare che le azioni dell'urto possono agire su ogni parte dell'area di atterraggio come anche sulla struttura del tetto ad almeno una distanza di 7 m dai limiti dell'area di atterraggio.
- L'area di impatto può essere presa pari a $2 \times 2 \text{ m}^2$.