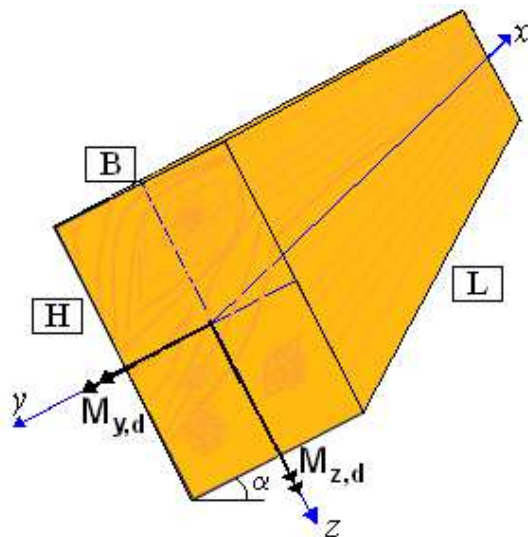


APPUNTI DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI

LA TEORIA SEMIPROBABILISTICA ED IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE
STRUTTURE IN LEGNO

Edizione 2 – Aggiornamento D.M. 17/01/2018



05/05/2018

Ing. Mario Zafonte

INDICE

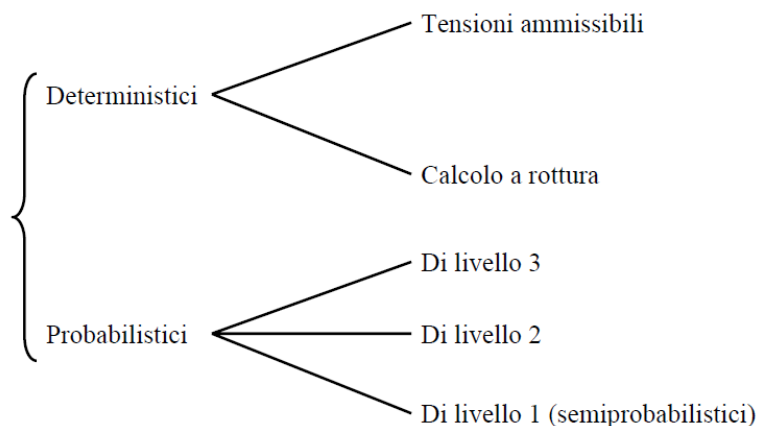
1.	introduzione	4
2.	metodi di misura della sicurezza nelle costruzioni	4
2.1.	metodo delle tensioni ammissibili	4
2.2.	metodo probabilistico.....	5
3.	statistica matematica.....	7
3.1.	valore medio.....	8
3.2.	varianza del campione.....	8
3.3.	deviazione standard	8
3.4.	frequenza cumulativa	9
3.5.	funzione densità di probabilità e ripartizione di probabilità	10
3.6.	variabile aleatoria gaussiana.....	11
4.	teoria probabilistica e meccanica delle strutture.....	13
5.	variabile aleatoria gaussiana standardizzata vags.....	15
6.	frattili – valori caratteristici	17
7.	metodo semiprobabilistico.....	20
7.1.	valore caratteristico delle resistenze	20
7.2.	caratterizzazione delle azioni elementari (§. 2.5.2).....	20
7.2.1.	combinazioni delle azioni (art. 2.5.3).....	21
7.3.	degrado (art. 2.5.4).....	22
7.4.	azioni nelle verifiche agli stati limite (§. 2.6)	22
7.4.1.	coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche slu (art.2.6.1).....	22
7.5.	resistenza di progetto (§. 4.4.6)	24
7.6.	stati limite di esercizio (§. 4.4.7)	25
7.7.	stati limite ultimi (§. 4.4.8).....	27
7.7.1.	verifiche di resistenza (§. 4.4.8.1)	27

7.7.1.1.	trazione parallela alla fibratura (§. 4.4.8.1.1).....	27
7.7.1.2.	trazione perpendicolare alla fibratura (§. 4.4.8.1.2).....	28
7.7.1.3.	compressione parallela alla fibratura (§. 4.4.8.1.3)	28
7.7.1.4.	compressione perpendicolare alla fibratura (§. 4.4.8.1.4).....	28
7.7.1.5.	compressione inclinata rispetto alla fibratura (§. 4.4.8.1.5).....	28
7.7.1.6.	flessione (§. 4.4.8.1.6).....	29
7.7.1.7.	tensoflessione (§. 4.4.8.1.7).....	29
7.7.1.8.	pressoflessione (§. 4.4.8.1.8)	30
7.7.1.9.	taglio (§. 4.4.8.1.9).....	30
7.7.1.10.	torsione (§. 4.4.8.1.10).....	30
7.7.1.11.	taglio e torsione (§. 4.4.8.1.11).....	31
7.7.2.	verifiche di stabilità (§. 4.4.8.2).....	31
7.7.2.1.	elementi inflessi (instabilità di trave) (§. 4.4.8.2.1).....	31
7.7.2.2.	elementi compressi (instabilità di colonna) (§. 4.4.8.2.2).....	32
7.7.3.	collegamenti (§. 4.4.9).....	33
7.7.4.	elementi strutturali (§. 4.4.10).....	33
7.7.5.	sistemi strutturali (§. 4.4.11).....	34
7.7.6.	robustezza (§. 4.4.12)	35
7.7.7.	durabilità (§. 4.4.13).....	35
7.7.8.	resistenza al fuoco (§. 4.4.14).....	35
7.7.8.1.	cnr-dt 206/2007.....	36
7.7.8.1.1.	comportamento al fuoco.....	36
7.7.8.1.2.	resistenza di un elemento ligneo esposto al fuoco	38
7.7.9.	regole per l'esecuzione (§. 4.4.15)	40

1. *Introduzione*

Nel rispetto della normativa vigente **D.M. 17 gennaio 2018** “Norme Tecniche per le Costruzioni”, la sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. In particolare all’art. 4.4 vengono fornite le necessarie indicazioni per il calcolo e la verifica delle costruzioni in legno.

2. *Metodi di misura della sicurezza nelle costruzioni*



2.1. *Metodo delle Tensioni Ammissibili*

Con il metodo delle Tensioni Ammissibili, facendo preliminarmente ricorso ad un criterio di crisi puntuale del materiale, si misura e si controlla la sicurezza attraverso un semplice confronto tra la resistenza del materiale (ridotta mediante un adeguato coefficiente di sicurezza) e le massime tensioni (in valore assoluto) ingenerate nella struttura dalle azioni esterne, ottenute attraverso un’analisi in campo elastico lineare.

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{amm} = \frac{R_k}{\gamma}$$

Tale sicurezza la enunciamo quindi in campo deterministico, infatti tutte le quantità che entrano in gioco sono rappresentate da numeri ben precisi.

Come sappiamo invece, ad esempio, se prendiamo n cubetti di calcestruzzo (confezionati allo stesso modo) e li sottoponiamo a compressione, non si ottiene mai lo stesso valore di rottura, per cui non si può avere la certezza sul massimo valore della tensione sopportabile dal nostro cubetto.

Il metodo deterministico delle Tensioni Ammissibili presenta inoltre altri difetti, tra cui:

- *Arbitrarietà del coefficiente di sicurezza*

Il coefficiente di sicurezza γ , deve essere necessariamente ampio per coprire tutte le incertezze (effetto psicologico);

- *Onerosità del criterio di misura della sicurezza*

Ci si limita a controllare le tensioni nelle fibre di un limitato numero di sezioni (quelle maggiormente sollecitate) restando largamente ed anti economicamente al di sotto dei valori ammissibili convenzionali nella maggior parte della rimanente struttura;

- *Non si valutano le condizioni di esercizio*
Non si conosce la vita della struttura dopo la crisi;
- *Le forze considerate hanno valori ben precisi*
Non si tiene conto del fatto che le forze applicate alla struttura, per un qualsiasi evento, possono anche cambiare durante la vita della struttura stessa. Inoltre, non si conosce il valore massimo che tali forze possono avere affinché la struttura continui a resistere.

Si deve riconoscere quindi che non può esistere la sicurezza assoluta, misurata per via deterministica, in quanto i parametri che concorrono alla formazione dell'oggetto "struttura" sono tutti affetti da più o meno spiccate aleatorietà.

2.2. *Metodo Probabilistico*

Con il metodo probabilistico, la pronuncia della sicurezza viene fatta verificando che: "la probabilità di collasso cui è soggetta la struttura è minore di un certo numero ϵ (fissato dal legislatore)

$$P_c < \epsilon$$

dove P_c è un funzionale che dipende da un certo numero (discreto e/o elevato) di funzioni che sono *variabili aleatorie*.

In poche parole, la differenza tra il metodo deterministico ed il metodo probabilistico, nasce dal fatto che gli "ingredienti" che concorrono alla formazione del giudizio sulla sicurezza, nel metodo deterministico sono delle grandezze che hanno degli espressi valori numerici, mentre nel metodo probabilistico sono delle funzioni.

Alla data odierna, osserviamo però che il metodo probabilistico, è di difficile applicazione in quanto:

- a) non tutte le funzioni di probabilità delle variabili aleatorie che concorrono alla determinazione della sicurezza strutturale sono note;
- b) ammesso di conoscere tutte le funzioni, l'elaborazione per arrivare alla pronuncia di sicurezza è dispendiosa e complicata.

Solo a scopo di conoscenza, si precisa che alla data attuale, sono noti tre livelli di analisi probabilistica:

- Livello 1 (o livello Europeo) detto anche *semiprobabilistico*;
- Livello 2 (o livello Americano);
- Livello 3 (o livello Completo);

Nel livello 1, detto anche semiprobabilistico, gli aspetti probabilistici vengono messi in conto mediante l'introduzione dei *Valori Caratteristici* delle Azioni e delle resistenze dei materiali.

Nel livello 2, le funzioni che devono descrivere le variabili aleatorie non entrano come tali ma entrano con due numeri:

- a) valor medio della variabile aleatoria;
- b) deviazione standard della variabile aleatoria.

Il livello 3 è quello in cui la sicurezza si enuncia introducendo direttamente le funzioni di probabilità delle variabili aleatorie.

Poiché, come indicato nel § 2.3 “*Valutazione della Sicurezza*” del D.M. 17 gennaio 2018:

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad (2.2.1)$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5 % della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k/\gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad (2.2.2)$$

nel seguito verrà descritto in dettaglio il metodo semiprobabilistico e le verifiche agli stati limite.

Solo a scopo di completezza e per meglio chiarire alcuni concetti che si utilizzano correntemente nel metodo semiprobabilistico, si ritiene preliminarmente utile introdurre delle nozioni di statistica matematica.

3. *Statistica Matematica*

La statistica matematica, fondamentale può essere considerata una scienza che si occupa della lettura e della progettazione di esperimenti fisici.

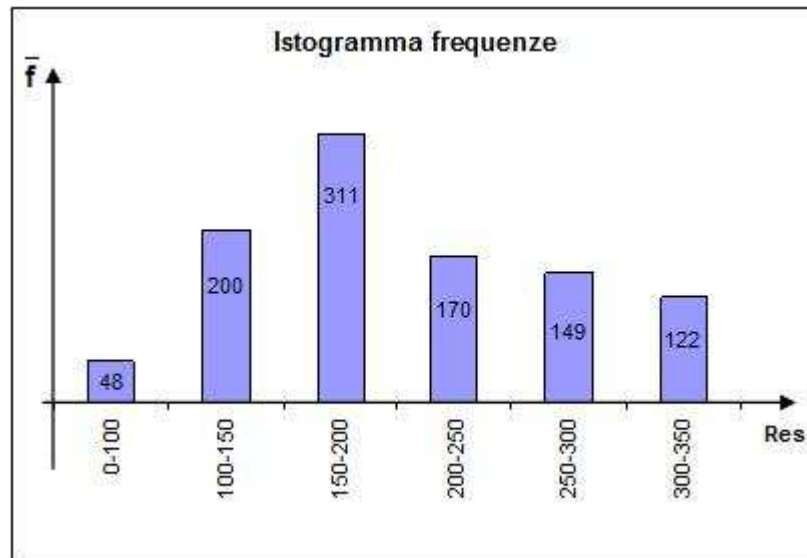
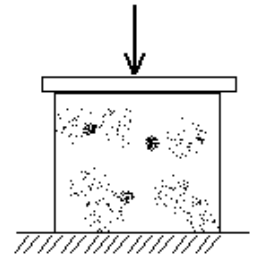
Supponiamo ad es. che l'esperimento fisico sia quello di misurare la Resistenza a Compressione di un cubetto di calcestruzzo.

Osserviamo subito che questo esperimento lo possiamo considerare come un campione estratto dalla popolazione di tutte le prove standard che sono state fatte nel mondo su questo tipo di cubetto.

Supponiamo che l'ampiezza di questo campione sia $N=1000$, l'evento sarà la misura di una certa resistenza su un certo provino.

Naturalmente avrò tanti eventi quanto è grande il campione. Lo spazio campione è cioè tanto grande da contenere il numero degli eventi.

Per organizzare i risultati posso procedere in vari modi, un primo modo può essere quello di elencarli così come li ho misurati, però tale organizzazione sarebbe di poca utilità. Un altro modo di organizzare i risultati è quello di disegnare gli istogrammi delle frequenze assolute per classi di eventi, ossia, ad es.:



Un evento è ad es. $100 \leq R \leq 150$

La frequenza assoluta di questo evento è il numero di volte che la resistenza misurata (tra le 1000 misure) non è più piccola di 100 e non è più grande di 150:

$$\bar{f}(A) = 200 \quad \text{per } 100 \leq R \leq 150$$

Un'altro evento è ad es. $150 \leq R \leq 200$, per il quale si ha: $\bar{f}(A') = 311$

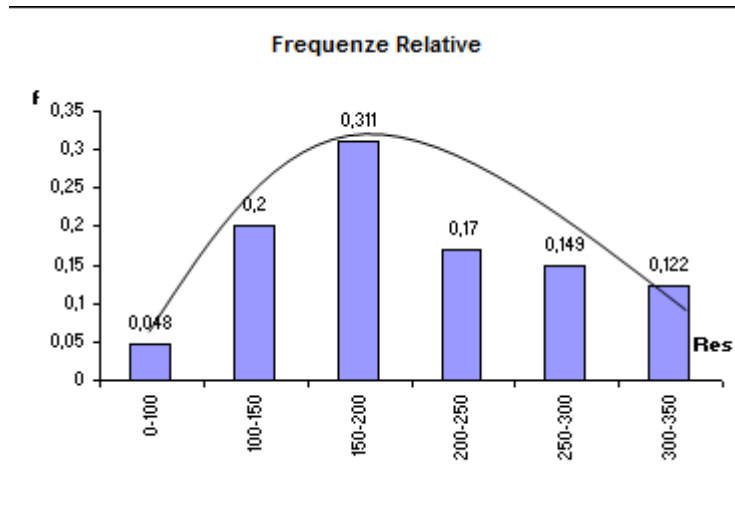
La somma delle frequenze assolute ovviamente sarà pari all'ampiezza del campione $N=1000$.

Oltre a rappresentare i risultati mediante le frequenze assolute, è possibile rappresentare gli stessi mediante le frequenze relative che si ottengono a partire da quelle assolute dividendo per l'ampiezza del campione:

$$f(A) = \frac{\bar{f}(A')}{N}$$

Nel caso in esame, ad es. la frequenza relativa legata all'evento $100 \leq R \leq 150$ è pari a: $f(A)=200/1000$.

Si osservi che l'istogramma delle frequenze relative è simile a quello delle frequenze assolute, anche se rappresentano valori diversi, ed entrambi si adagiano su una curva.



L'area sottesa nel diagramma delle frequenze relative vale 1, vale N nel diagramma delle frequenze assolute.

3.1. Valore Medio

Dato un certo campione, si definisce valore medio del campione il rapporto tra la sommatoria dei risultati degli eventi e l'ampiezza del campione:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N}$$

3.2. Varianza del campione

Si definisce Varianza del campione il rapporto:

$$s^2 = \frac{1}{(N-1)} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

3.3. Deviazione Standard

Si definisce deviazione standard del campione, la radice quadrata positiva della varianza. La deviazione standard viene espressa nella stessa unità di misura del singolo evento (x_i), nel caso in esame ad es. viene espressa in kg/cmq.

$$s = \sqrt{\frac{1}{(N-1)} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

In particolare si osservi che la deviazione standard misura "la dispersione dei risultati rispetto al valor medio" degli stessi. Maggiore è l'ampiezza del campione (e quindi più accurato è l'esperimento) e minore è la deviazione standard.

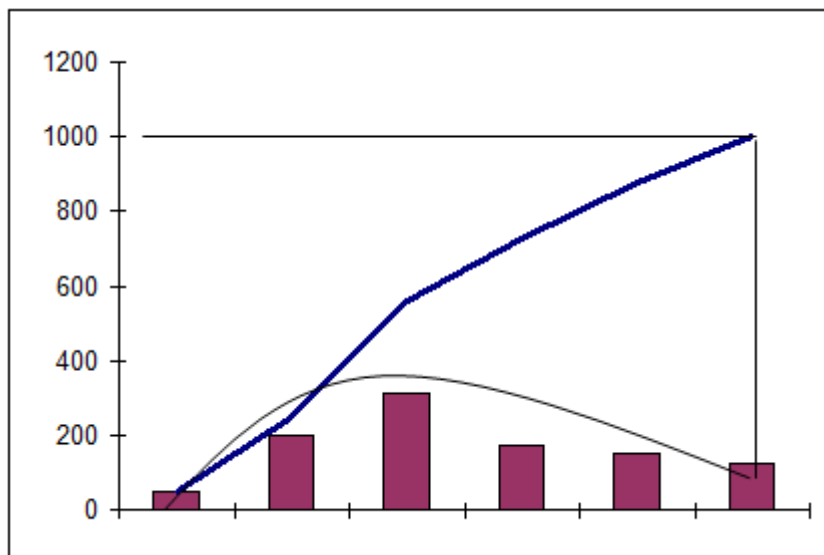
3.4. *Frequenza Cumulativa*

Altra importante funzione utilizzata in statistica è la frequenza cumulativa la quale è definita per ogni classe di evento ed è pari alla somma delle frequenze assolute delle classi di evento precedenti:

$$\overline{F}_j = \sum_{i=1}^j \overline{f}_i$$

Ad es. nel caso dell'esperimento in esame, per la classe di evento j-esima: 0-300, risulta:

$$\overline{F}_{300} = 48 + 200 + 311 + 170 + 149 = 878$$



Il diagramma delle frequenze cumulative assolute è dunque la curva integrale del diagramma di \overline{f} .

In un punto qualsiasi delle ascisse, la corrispondente ordinata rappresenta la somma delle aree precedenti. Nel punto finale l'ordinata vale N oppure 1 a seconda se rappresenta la Frequenza Cumulativa delle frequenze assolute o la Frequenza Cumulativa delle frequenze relative.

3.5. *Funzione Densità di Probabilità e Ripartizione di Probabilità*

Data una certa variabile aleatoria $X(\omega)$, la stessa può considerarsi definita quando si conosce la relativa funzione che:

- ci consente di determinare la probabilità per il singolo avvenimento:

$$P[\omega: X(\omega) = x] = P(X = x)$$

- ci consente di determinare la probabilità che la stessa non sia maggiore di un certo valore x :

$$P[\omega: X(\omega) \leq x] = P(X \leq x)$$

Nota tale funzione, osserviamo che se la V.A. è definita in uno spazio continuo, la probabilità $P(X = x)$ è pari ad $f(x)dx$:

$$P(X = x) = f(x)dx$$

Dove

X è la variabile aleatoria;

x è lo stato variabile (scalare, numero reale)

$f(x)$ è la Funzione densità di probabilità.

Si ha inoltre:

$$P(X \leq x) = F(x)$$

Dove $F(x)$ è detta Funzione di Ripartizione della Probabilità.

La F.D.P. e la F.R.P. sono legate dalla relazione:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx}$$

E quindi:

$$F(x) = \int_0^x f(x)dx$$

3.6. Variabile Aleatoria Gaussiana

A seconda del tipo di fenomeno fisico, varie sono le leggi matematiche che possono definire la relativa variabile aleatoria. Una delle funzioni più semplici è quella proposta da GAUSS, la quale fra l'altro è quella più usata per definire le variabili aleatorie che attengono a problemi ingegneristici.

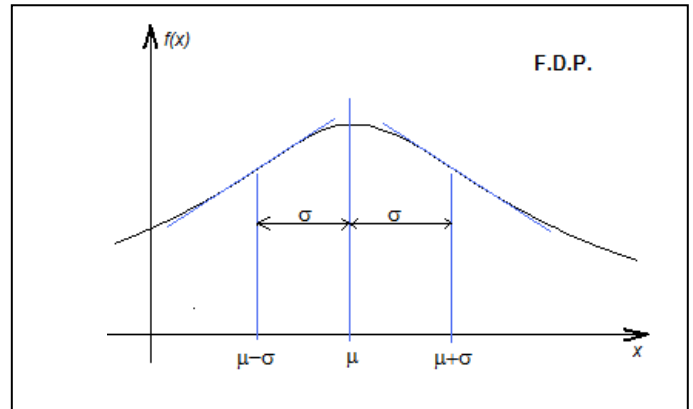
Secondo Gauss la *funzione densità di probabilità* di una variabile aleatoria (che in questo caso prende il nome di Variabile Aleatoria Gaussiana) è data dall'espressione:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]; \quad -\infty \leq x \leq +\infty$$

Dove

μ è il valore medio

σ è la deviazione standard



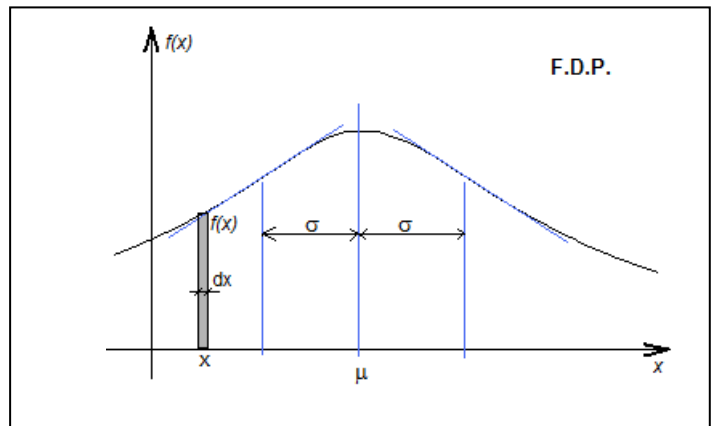
Nota la F.D.P. osserviamo adesso che è possibile definire la Variabile Aleatoria, infatti, assegnato un qualunque numero reale x (che esprime lo stato variabile della nostra variabile aleatoria) in corrispondenza di questo valore ho la funzione $f(x)$ che moltiplicata per dx mi esprime la probabilità che $X=x$:

$$P(X = x) = f(x)dx$$

l'areola marcata in figura rappresenta la probabilità che la mia variabile aleatoria assuma proprio il valore x .

Come si evince dalla rappresentazione grafica della funzione $f(x)$ di una V.A.G. la stessa è

simmetrica rispetto l'asse passante per il valore medio m , inoltre vale 0 per $x = -\infty$ e per $x = +\infty$.

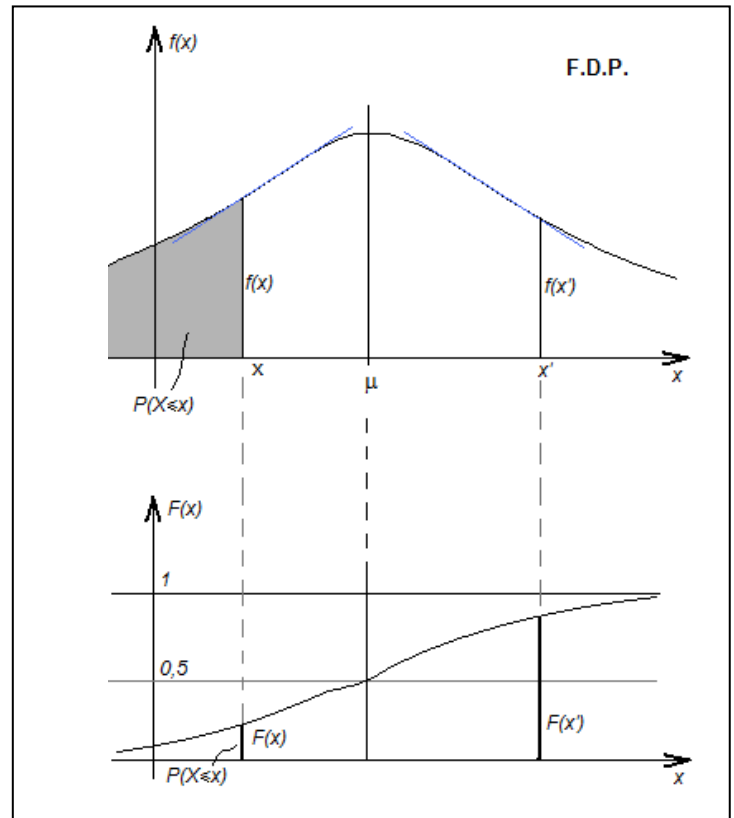


Osserviamo inoltre che, l'integrale tra $-\infty$ e x della funzione densità di probabilità, ossia la Funzione di Ripartizione della Probabilità (area evidenziata in figura),

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(u) du$$

rappresenta la probabilità che X non sia più grande di x :

$$P(X \leq x) = F(x)$$



4. Teoria Probabilistica e Meccanica delle Strutture

Nelle rappresentazioni delle teorie probabilistiche alla meccanica delle strutture, per rappresentare i fenomeni con essa connessi, è importante conoscere una o più funzioni che possano descrivere la variabile aleatoria associata.

Tra queste funzioni quella generalmente adottata è la variabile aleatoria gaussiana VAG la quale ad es. esprime bene il lancio di artiglieria, mentre da dei risultati meno precisi, ma accettati dal legislatore, per la prova di schiacciamento dei cubetti di cls.

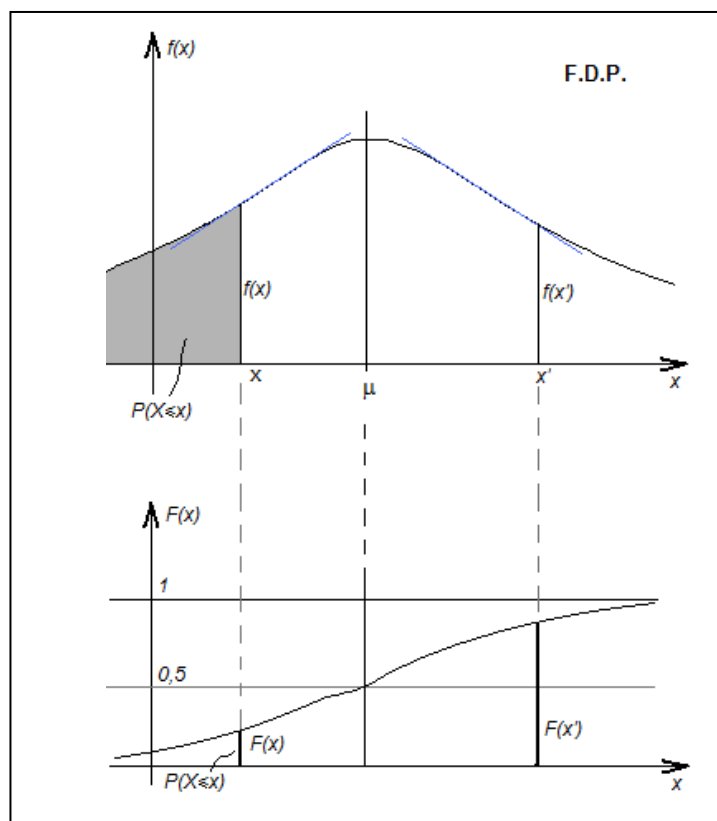
In questo caso la FDP (funzione densità di probabilità) e la FRP (funzione ripartizione di probabilità) assumono la forma:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$$

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dt$$

Le quali rappresentate nel piano cartesiano mostrano l'andamento di cui in figura.

Si osservi che la curva rappresentativa della FDP è simmetrica rispetto all'asse passante per μ , inoltre la distanza del punto di flesso dell'asse mediano vale σ . La VAG è dunque individuabile tramite i due parametri μ e σ .



Assegnato un certo valore x dello stato variabile,

- l'ordinata che si ha in corrispondenza di x nel primo diagramma ci esprime la funzione densità $f(x)$;
- il prodotto $f(x)dx$ esprime la probabilità che la X sia compresa tra x e $x+dx$:

$$f(x)d(x) = P(x \leq X \leq x + dx)$$

- l'area evidenziata nel diagramma di $f(x)$ esprime un numero compreso tra 0 e 1, esprime la funzione ripartizione $F(x)$ e rappresenta la probabilità che $X \leq x$:

$$F(x) = P(X \leq x) = p$$

- l'area rimanente (non evidenziata) esprime ovviamente la probabilità che $X \geq x$, per cui essendo tutta l'area racchiusa da $f(x)$ pari ad 1, si ha:

$$P(X \leq x) + P(X \geq x) = 1$$

Problema

Data una V.A.G. X , determinare il numero a tale che la probabilità che $X < a$ sia pari a p : $P(X < a) = p$

Soluzione

Nota la funzione densità di probabilità $f(x)$,
risulta:

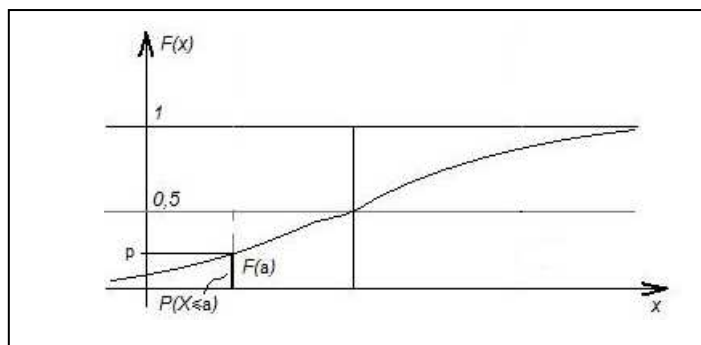
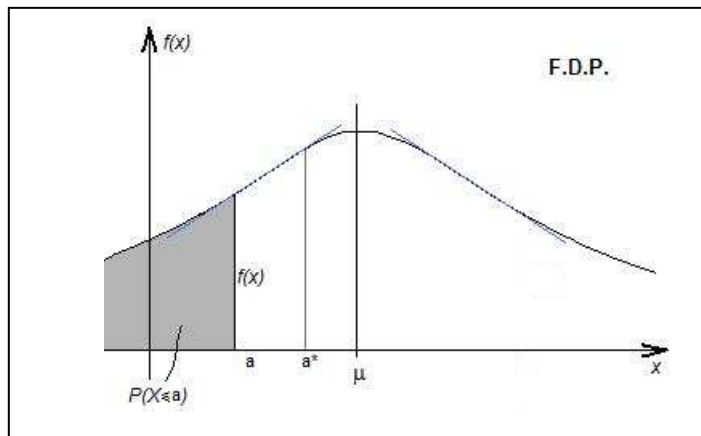
$$p = \int_{-\infty}^a f(x) dx$$

la quale è un'equazione integrale nella sola incognita a , risolta la quale si determina il valore di a tale che $P(X \leq a) = p$.

Nel caso in cui non conosciamo la tecnica di risoluzione dell'equazione integrale, possiamo procedere per tentativi.

Si fissa un certo valore a^* e si calcola l'area compresa tra $-\infty$ ed a^* , se quest'area coincide con p allora si è trovato il valore di $a = a^*$, in caso contrario si procede per tentativi diminuendo e/o aumentando a^* fino a trovare l'area pari a p .

Se invece è nota la funzione ripartizione di probabilità, tramite il suo diagramma si determina subito a , fissando il valore p nelle ordinate.



5. Variabile Aleatoria Gaussiana Standardizzata VAGS

Ai fini computazionali può essere utile operare con la particolare variabile aleatoria gaussiana Z , definita dai parametri:

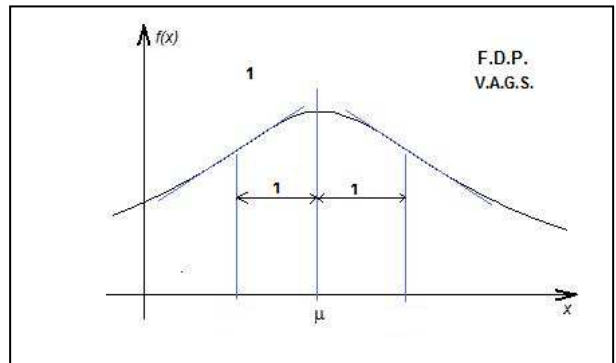
- valor medio nullo
- deviazione standard unitaria

la quale è nota come Variabile Aleatoria Gaussiana Standardizzata: VAGS. In questo caso, la descrizione della V.A. viene effettuata mediante la FDP:

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) = \sigma f(x)$$

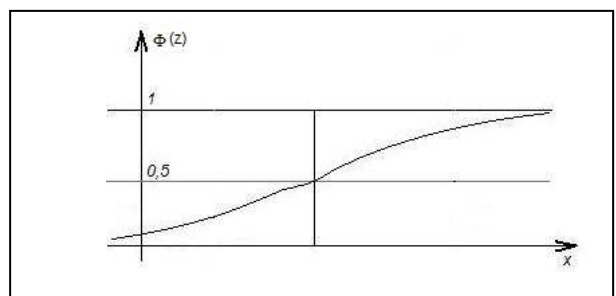
in cui z esprime lo stato variabile della VAGS Z pari a:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$



La relativa FRP è fornita dall'integrale definito:

$$\Phi(z) = \int_{-\infty}^z \phi(t) dt = \sigma F(x)$$



Problema

Data una V.A.G. X , determinare il valore di x tale che X abbia la probabilità q di non maggiorarlo:

$$P(X \leq x) = q$$

Soluzione

Anziché lavorare con la VAG il problema può risolversi utilizzando la corrispondente VAGS operando un cambiamento di variabile.

La funzione $\Phi(z) = \int_{-\infty}^z \phi(t) dt = \sigma F(x)$, può anche esprimersi mediante la seguente espressione ricavata dal

ricercatore americano Abramonis:

$$\Phi(z) = 1 - \phi(z) \sum_{i=1}^5 b_i \cdot t^i$$

Dove :

$$t = \frac{1}{1 + 0,2316419 \cdot z}$$

$$b_1 = 0,319381530$$

$$b_2 = -0,356563782$$

$$b_3 = 1,781477937$$

$$b_4 = -1,821255978$$

$$b_5 = 1,330274429$$

Per determinare x , osserviamo che determinando il valore di z tale che Z abbia la probabilità q di non maggiorarlo: $P(Z \leq z) = q$, dalla relazione $z = \frac{x - \mu}{\sigma}$ si ricava: $x = z\sigma + \mu$

Per ricavare z , si osservi che dalla relazione:

$$q = \int_{-\infty}^z \phi(t) dt = \Phi(z)$$

utilizzando l'espressione di Abramonis per $\Phi(z)$, si ha:

$$q = 1 - \phi(z) \sum_{i=1}^5 b_i \cdot t^i = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) \cdot (b_1 t + b_2 t^2 + b_3 t^3 + b_4 t^4 + b_5 t^5)$$

da cui è possibile ricavare z (per tentativi, vedi esempio par.7).

6. Frattili – Valori Caratteristici

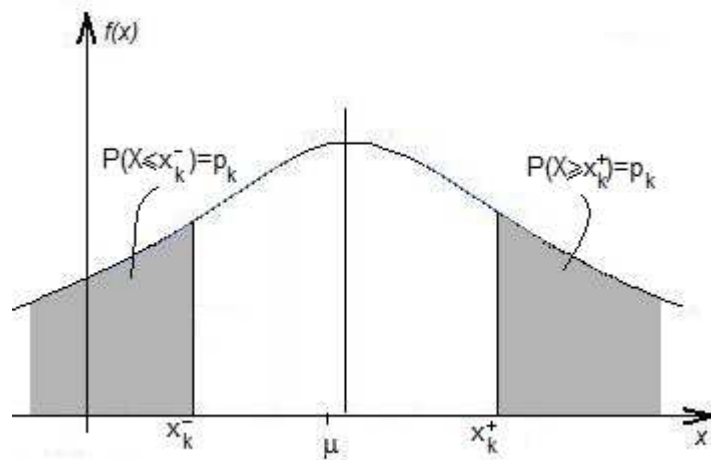
Data una V.A. si definisce frattile o percentile di ordine p quel valore dello stato variabile che ha la probabilità p di non essere maggiorato.

Il frattile di ordine 100% è $+\infty$, il frattile di ordine 0 è $-\infty$, il frattile di ordine 0,5 è μ .

Nota la funzione $f(x)$, individuata dalla coppia di parametri (μ, σ) , si possono definire i “valori caratteristici” della V.A. introducendo il concetto di :

- frattile inferiore x_k^-
- frattile superiore x_k^+

Entrambi di ordine k , da intendere come quei valori che, rispettivamente hanno la probabilità P_k assegnata di essere “minorato” il primo oppure “maggiorato” il secondo.



Il Frattile Inferiore x_k^- di ordine k , cioè quel particolare valore dello stato variabile che ha la probabilità p_k di non essere maggiorato, è pertanto quel particolare valore dello stato variabile che soddisfa la condizione:

$$p_k = P(X \leq x_k^-) = F(x_k^-) = \int_{-\infty}^{x_k^-} f(x) dx$$

Il Frattile Superiore x_k^+ di ordine k , cioè quel particolare valore dello stato variabile che ha la probabilità p_k di essere maggiorato, è pertanto quel particolare valore dello stato variabile che soddisfa la condizione:

$$p_k = P(X \geq x_k^+) = F(x_k^+) = \int_{x_k^+}^{\infty} f(x) dx$$

Per determinare il frattile superiore osserviamo inoltre che essendo:

$$\int_{-\infty}^{x_k^-} f(x) dx + \int_{x_k^+}^{\infty} f(x) dx = 1$$

Risulta:

$$p_k = \int_{x_k^+}^{\infty} f(x) dx = 1 - \int_{-\infty}^{x_k^-} f(x) dx = 1 - F(x_k^-)$$

Dalla precedente relazione si ha inoltre:

$$1 - p_k = \int_{-\infty}^{x_k^-} f(x) dx = P(X \leq x_k^+)$$

La quale ci indica che il frattile superiore di una V.A. può essere preso come il frattile inferiore della probabilità complementare $(1-p_k)$ assegnata.

ESEMPIO

Calcolo del frattile di ordine q di una V.A. descritta da una legge gaussiana caratterizzata dai parametri assegnati (μ, σ) .

Per risolvere il problema dobbiamo determinare quel valore x_q tale che:

$$P(X \leq x_q) = q$$

e ciò può farsi risolvendo l'equazione integrale:

$$q = \int_{-\infty}^{x_q} f(x) dx$$

essendo:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$$

Anziché risolvere l'equazione integrale, osserviamo però che sfruttando la legge della VAGS possiamo risolvere il problema risolvendo un'equazione algebrica.

A tale scopo, osserviamo che effettuato il cambiamento di variabile:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

essendo:

$$dz = \frac{1}{\sigma} dx \quad \text{e quindi} \quad dx = \sigma dz$$

$$f(x) = \frac{1}{\sigma} \phi(z)$$

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) = \sigma f(x)$$

Si ha:

$$q = \int_{-\infty}^{x_q} f(x) dx = \int_{-\infty}^{x_q} \frac{1}{\sigma} \phi(z) \sigma dz = \int_{-\infty}^{z_q} \phi(z) dz = \Phi(z_q)$$

Da cui, posto

$$\Psi(z_q) = \phi(z_q) \sum_{i=1}^5 b_i \cdot t^i$$

ed essendo:

$$\Phi(z_q) = 1 - \phi(z_q) \sum_{i=1}^5 b_i \cdot t^i$$

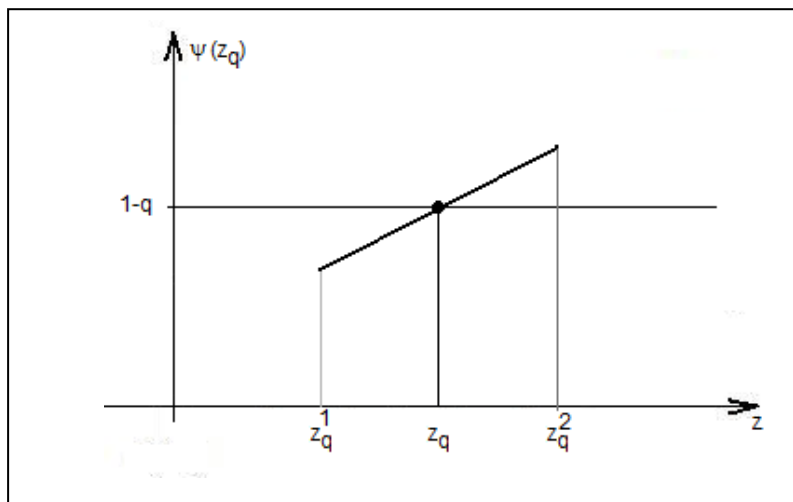
Risulta:

$$q = 1 - \Psi(z_q)$$

La quale è un'equazione algebrica non lineare, semplice da risolvere in quanto $\Psi(z_q)$ è una funzione a un sol valore.

Se riportiamo in un diagramma nelle ascisse il valore di z e nelle ordinate il valore di $\Psi(z_q)$, si può procedere nel seguente modo:

- si fissa l'ordinata $1 - q = \Psi(z_q)$
- si fissa un valore di tentativo z_q^1 si calcola il valore di $\Psi(z_q^1)$
- se il valore di $\Psi(z_q^1)$ è minore di $1 - q$, si fissa un'altro valore di tentativo z_q^2 e si calcola il valore di $\Psi(z_q^2)$
- se si trova che il valore di $\Psi(z_q^2)$ è maggiore di $1 - q$, è sufficiente unire i due valori trovati e si ottiene il valore di z_q .



Noto z_q , dalla $z = (x - \mu) / \sigma$ si ricava anche x_q , che si può mettere nella formula standard:

$$x_q = \mu + z_q \sigma$$

E' immediato riconoscere che la funzione $\Phi(z)$ gode delle proprietà:

$$\Phi(-z) = 1 - \Phi(z) \quad \Phi(0) = \frac{1}{2}$$

per cui i frattili inferiore e superiore di una VAG possono mettersi nella forma:

$$\begin{cases} x_k^- = \mu + z_k \sigma \\ x_k^+ = \mu - z_k \sigma \end{cases}$$

In particolare osserviamo che per $q = k = 5\%$, risulta $z_k = -1,645$ per cui, il frattile inferiore e superiore di ordine 5% sono:

$$\begin{cases} x_k^- = \mu - 1,645 \sigma \\ x_k^+ = \mu + 1,645 \sigma \end{cases}$$

7. Metodo Semiprobabilistico

Nel metodo semiprobabilistico o metodo probabilistico di 1° livello, data l'aleatorietà delle azioni e delle resistenze, le stesse vengono rappresentate come delle VAG.

Nell'eseguire le verifiche strutturali, però le stesse non entrano in gioco con le relative Funzioni (FDP o FRP) e neanche con i parametri rappresentativi delle stesse μ e σ , ma entrano in gioco con i rispettivi valori caratteristici.

7.1. Valore Caratteristico delle Resistenze

Il Valore Caratteristico delle resistenze è il frattile inferiore di ordine 5% della competente distribuzione.

Per determinare tale valore, si procede nel seguente modo:

Si eseguono un numero sufficiente di prove (ad es. per il cls. $N > 30$) e si determinano i valori:

- Valor Medio
$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{N}$$

- Deviazione Standard
$$s = \sqrt{\frac{1}{(N-1)} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

dopo di che, assunti questi valori come stima di m e s si determina la FDP di tipo gaussiano ed infine si determina il valore caratteristico risolvendo il problema:

$$P(X \leq x_k^-) = 0,05$$

il quale come sappiamo è dato da:

$$x_k^- = \mu - k\sigma$$

dove $k=1,645$.

In particolare, indichiamo con:

- f_{ck} la resistenza caratteristica (k) nel conglomerato misurata su un provino cilindrico;
- R_{ck} la resistenza caratteristica (k) nel conglomerato misurata su un provino cubico;
- f_{yk} la resistenza caratteristica dell'acciaio al limite di snervamento;

7.2. Caratterizzazione delle Azioni Elementari (§. 2.5.2)

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono

forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \times Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j} \times Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \times Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

7.2.1. *Combinazioni delle Azioni (art. 2.5.3)*

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (4)$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per stati limite ultimi connessi a azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (6)$$

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

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

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

7.3. *Degrado (art. 2.5.4)*

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

7.4. *Azioni nelle verifiche agli Stati Limite (§. 2.6)*

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

7.4.1. *Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU (art.2.6.1)*

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

7.5. Resistenza di Progetto (§. 4.4.6)

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

I valori di progetto per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico X_k può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili, come riportato nel paragrafo 11.7;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata.

Il coefficiente γ_M è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

Tabella 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

7.6. Stati Limite di Esercizio (§. 4.4.7)

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Tabella 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio Legno lamellare incollato (*) LVL	UNI EN 14081-1 UNI EN 14080 UNI EN 14374, UNI EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
			2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità, dell'umidità del materiale e delle sue variazioni. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab.

4.4.V. La freccia (valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento) netta di un elemento inflesso è data dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale contrefreccia (qualora presente).

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia istantanea dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione di carico rara, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/300$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Nei casi in cui sia opportuno limitare la freccia finale, in mancanza di più precise indicazioni, si raccomanda che essa sia inferiore a $L/200$, essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

Per il calcolo della freccia finale si potrà fare utile riferimento ai documenti di comprovata validità cui al capitolo 12.

I limiti indicati per la freccia costituiscono solo requisiti minimi indicativi. Limitazioni più severe possono rivelarsi necessarie in casi particolari, ad esempio in relazione ad elementi portati non facenti parte della struttura. In generale, nel caso di impalcati, si raccomanda la verifica della compatibilità della deformazione con la destinazione d'uso.

Tabella 4.4.V -Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015		0,80	-
			0,80	1,00
			0,80	1,00
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2,25	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

Per materiale posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione delle fibre, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di k_{def} dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

* I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

7.7. Stati Limite Ultimi (§. 4.4.8)

7.7.1. Verifiche di resistenza (§. 4.4.8.1)

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali X_d sono quelle definite al § 4.4.6

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Fig. 4.4.1).

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

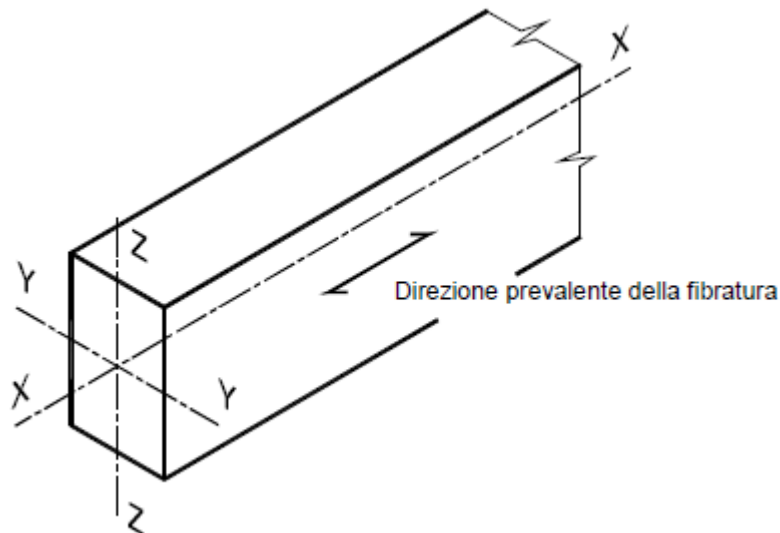


Figura 1 - Assi dell'elemento

7.7.1.1. Trazione parallela alla fibratura (§. 4.4.8.1.1)

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$ è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta;

$f_{t,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al § 11.7.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

7.7.1.2. *Trazione perpendicolare alla fibratura (§. 4.4.8.1.2)*

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo

7.7.1.3. *Compressione parallela alla fibratura (§. 4.4.8.1.3)*

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

dove:

$\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al §4.4.8.2.2.

7.7.1.4. *Compressione perpendicolare alla fibratura (§. 4.4.8.1.4)*

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

dove:

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di $\sigma_{c,90,d}$ è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. È possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

7.7.1.5. *Compressione inclinata rispetto alla fibratura (§. 4.4.8.1.5)*

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, con riferimento a normative di comprovata validità.

7.7.1.6. *Flessione (§. 4.4.8.1.6)*

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione ;
 $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h , come definito al §.11.7.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della redistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.

7.7.1.7. *Tensoflessione (§. 4.4.8.1.7)*

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al § 4.4.8.1.6.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.

7.7.1.8. *Pressoflessione (§. 4.4.8.1.8)*

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

I valori di k_m da utilizzare sono quelli riportati al precedente § 4.4.8.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità, come definite al § 4.4.8.2.2.

7.7.1.9. *Taglio (§. 4.4.8.1.9)*

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove:

τ_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale τ_d , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza h della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta h_{eff} nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

7.7.1.10. *Torsione (§. 4.4.8.1.10)*

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}$$

dove:

$\tau_{tor,d}$ è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;

k_{sh} è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale

$f_{v,d}$ è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente k_{sh} si possono assumere i valori:

$k_{sh} = 1,2$ per sezioni circolari piene;

$k_{sh} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$ per sezioni rettangolari piene, di lati b e h , $b \leq h$;

$k_{sh} = 1$ per altri tipi di sezione.

7.7.1.11. Taglio e Torsione (§. 4.4.8.1.11)

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

7.7.2. Verifiche di stabilità (§. 4.4.8.2)

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flesso-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

7.7.2.1. Elementi inflessi (instabilità di trave) (§. 4.4.8.2.1)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte y della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica $k_{crit,m}$

$$k_{crit,m} \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{1/2}$ snellezza relativa di trave;

$f_{m,k}$ resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,crit}$ tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%) $E_{0,05}$.

7.7.2.2. Elementi compressi (instabilità di colonna) (§. 4.4.8.2.2)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,0,d}$ tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,0,d}$ resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $\lambda_{rel,c}$, che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$f_{c,0,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

con

$$k = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al § 4.4.15, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$;
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$.

7.7.3. Collegamenti (§. 4.4.9)

I collegamenti tra gli elementi strutturali devono essere progettati in numero, posizione, resistenza, rigidità tali da garantire la trasmissione delle sollecitazioni di progetto allo stato limite considerato in coerenza ai criteri adottati nello svolgimento dell'analisi strutturale.

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove meccaniche, per il cui svolgimento può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 1075:2002, UNI EN 1380:2001, UNI EN 1381:2001, UNI EN 26891: 1991, UNI EN 28970: 1991, e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno, acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

È ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

7.7.4. Elementi strutturali (§. 4.4.10)

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione, definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale.

In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai §§ 4.1, 4.2 pertinenti per ciascun singolo materiale.

7.7.5. Sistemi Strutturali (§. 4.4.11)

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto anche della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, oltre che delle effettive condizioni dei vincoli.

La instabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

7.7.6. Robustezza (§. 4.4.12)

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai §§ 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.

7.7.7. Durabilità (§. 4.4.13)

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e di controllo da effettuarsi durante l'esercizio della struttura.

7.7.8. Resistenza al Fuoco (§. 4.4.14)

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1995-1-2, utilizzando i coefficienti γ_M (v. § 4.4.6, Tab. 4.4.III) relativi alle combinazioni eccezionali.

Circolare 2 febbraio 2009 N.617 C.S.LL.PP.

C4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO

A completamento di quanto previsto nel §3.6.1 delle NTC, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra lo strato carbonizzato e la sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidezza.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione lignea residua non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale deve essere effettuato con riferimento a una sezione trasversale efficace, geometricamente definita ad un determinato istante in funzione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione.

Generalmente il calcolo può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali di cui al §3.6 delle NTC.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione, nonché per i valori di resistenza e di modulo elastico di progetto della sezione efficace, si potrà fare riferimento a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi potere valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti.

Le cosiddette unioni “non protette” (cioè unioni realizzate con elementi metallici esposti, in tutto o in parte), progettate correttamente per le combinazioni a temperatura ambiente e purché a comportamento statico globalmente simmetrico, possono essere generalmente considerate soddisfacenti alla classe di resistenza R15 o R20, secondo quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

Oltre tali valori sono necessari requisiti aggiuntivi da considerare attentamente in sede di progetto, in particolare sullo spessore dell’ elemento ligneo collegato e sulla distanza del generico mezzo di connessione dai bordi e dalle estremità del medesimo elemento.

Una più elevata resistenza al fuoco per un collegamento può essere ottenuta, in genere, con una adeguata progettazione del medesimo o mediante protezioni da applicare in opera: anche in questo caso si potrà fare riferimento ad idonea sperimentazione o a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

7.7.8.1. CNR-DT 206/2007

7.7.8.1.1. Comportamento al fuoco

Di seguito sono riportate alcune istruzioni riguardanti il calcolo della “resistenza al fuoco” della struttura lignea. È utile porre in evidenza, sin dall’inizio, la distinzione esistente tra i concetti di “resistenza al fuoco” e di “reazione al fuoco”. Per reazione al fuoco si intende la capacità di un materiale di contribuire a un incendio e di propagarlo, mentre la resistenza al fuoco indica la capacità di un manufatto di svolgere la propria funzione dal momento in cui viene investito da un incendio. Mentre la reazione al fuoco di un materiale (o manufatto) sarà quindi espressa da un codice corrispondente ad una classificazione (UNI-EN 13501/1), la resistenza sarà espressa in termini di tempo (usualmente minuti).

La resistenza al fuoco non è una caratteristica intrinseca dei materiali ma esprime una prestazione dell’elemento strutturale, o dell’elemento non strutturale, o della struttura nei confronti dell’azione di incendio, dipendendo quindi, oltre che dalle proprietà fisiche e meccaniche del materiale, dai criteri costruttivi e realizzativi della struttura e quindi anche dalle scelte progettuali effettuate.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Si assume che le proprietà meccaniche della sezione lignea residua, ad una certa distanza dallo strato carbonizzato, non risultino ridotte rispetto alle condizioni standard.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la regola di combinazione valida per le cosiddette **combinazioni eccezionali**, effettuando quindi una **verifica allo stato limite ultimo** utilizzando valori pertinenti dei coefficienti di sicurezza e dei coefficienti di combinazione.

I metodi di valutazione della sicurezza prevedono differenti livelli di semplificazione, potendosi in genere attuare:

- l'analisi strutturale globale, quindi verificando la disequazione:

$$A_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t) \quad (12.1)$$

nella quale:

- $A_{d,fi}$ è l'effetto (valore di progetto) delle azioni nella situazione di incendio; se gli effetti non aumentano durante l'incendio (come usualmente avviene), è accettabile ipotizzare che:

$$A_{d,fi} = 0.7 \cdot A_d;$$

- $R_{d,fi}$ è la corrispondente resistenza di progetto nella medesima condizione,
- t è la durata di esposizione al fuoco;
- l'analisi di parti della struttura, considerando in modo approssimato l'interazione tra le diverse parti della struttura;
- l'analisi di singoli elementi, considerando come condizioni iniziali al contorno quelle corrispondenti alle normali condizioni di servizio.

Si definiscono i seguenti termini che nel seguito saranno utilizzati, con riferimento alla sezione trasversale di un generico elemento di legno (Figura 9):

- *linea di carbonizzazione*: confine tra strato carbonizzato e sezione trasversale residua;
- *sezione trasversale residua*: sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- *sezione trasversale efficace*: sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato e di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidezza.

Il metodo di calcolo che può essere adottato per il singolo elemento di legno prevede quindi la preventiva valutazione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione, la determinazione di una sezione efficace ridotta rispetto a quella originaria in corrispondenza della resistenza (tempo) richiesta, il calcolo della capacità portante (per rottura o per instabilità) allo stato limite ultimo di collasso, calcolo che può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto nel seguito non esplicitamente trattato, si potrà comunque fare riferimento a quanto riportato nella normativa EN 1995-1-2.

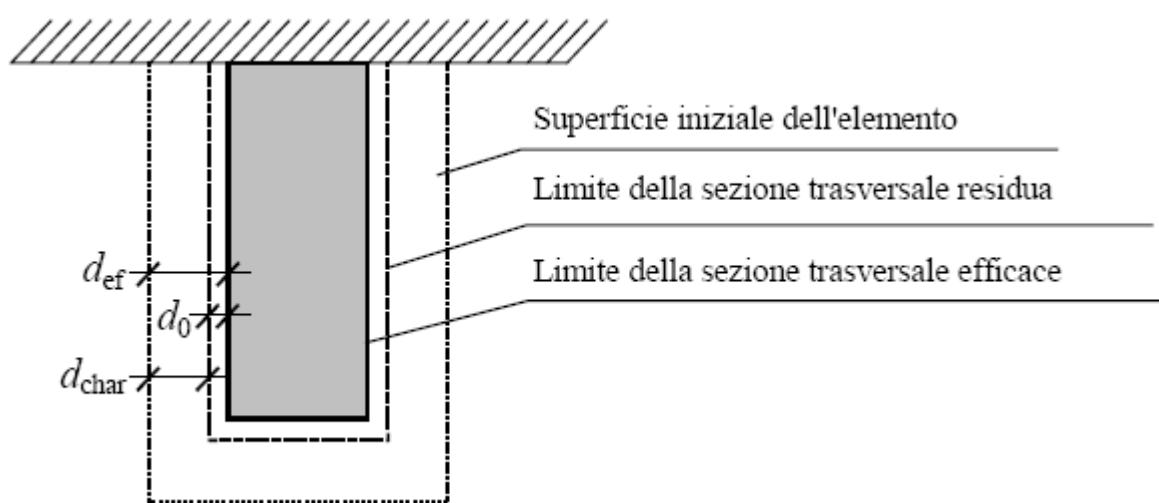


Figura 2 – Sezione trasversale di un elemento ligneo parzialmente carbonizzato

7.7.8.1.2.

Resistenza di un elemento ligneo esposto al fuoco

Per il singolo elemento ligneo esposto al fuoco, in assenza di valutazioni più rigorose, si può fare riferimento al calcolo della cosiddetta “sezione efficace” in corrispondenza del tempo t richiesto di resistenza al fuoco. Tale sezione si ottiene riducendo la sezione iniziale di una profondità di carbonizzazione "effettiva" calcolata come di seguito esposto:

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0$$



dove:

- d_{ef} è la profondità di carbonizzazione;
- $d_{char} = \beta_0 t$;
- β_0 è la velocità di carbonizzazione ideale, convenientemente superiore a quella effettiva, per includere gli effetti (negativi) di fessurazioni e arrotondamento degli spigoli della sezione;
- k_0 è il coefficiente dipendente dal tempo t , variabile linearmente tra 0 (in corrispondenza del tempo $t = 0$) e 1 (in corrispondenza del tempo $t = 20$ minuti), ed assunto costante e pari ad 1 per $t > 20$ minuti;
- $d_0 = 7 \text{ mm}$.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione β_0 , in mancanza di valutazioni sperimentali dirette effettuate in accordo alle pertinenti normative CEN, si può fare riferimento a quanto riportato nella Tabella 12.1.

Tabella 12.1–Velocità di carbonizzazione β_0

Materiale	β_0 [mm/minuto]
a) Conifere e faggio	
Legno massiccio con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.8
Legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
b) Latifoglie	
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 290 kg/m ³	0.7
Legno massiccio o legno lamellare incollato con massa volumica caratteristica non inferiore a 450 kg/m ³	0.55
c) LVL	
con massa volumica caratteristica non inferiore a 480 kg/m ³	0.7

Per la resistenza e per i moduli elastici di progetto della sezione efficace, nella verifica della capacità portante, si adottano i seguenti valori:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{f_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (12.3)$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} k_{fi} \frac{S_{0.5}}{\gamma_{M,fi}} \quad (12.4)$$

dove:

- $f_k, S_{0.5}$ sono i valori di una generica proprietà di resistenza del materiale o di modulo di elasticità a temperatura normale (si vedano le tabelle riportate in Appendice 4);
- $f_{d,fi}, S_{d,fi}$ sono i valori di progetto di una proprietà di resistenza o di modulo di elasticità del materiale;
- k_{fi} è il coefficiente da assumere pari a 1.25 per il legno massiccio e a 1.15 per il legno lamellare incollato e pannelli derivati dal legno;
- $\gamma_{M,fi}=1.0$ è il coefficiente parziale di sicurezza in situazione di incendio;
- $k_{mod,fi}=1.0$ sostituisce il parametro k_{mod} a temperatura ambiente.

7.7.9. Regole per l'esecuzione (§. 4.4.15)

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, le tolleranze di lavorazione così come quelle di esecuzione devono essere definite in fase progettuale.

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, al fine di limitare la variazione dell'umidità del materiale e dei suoi effetti sul comportamento strutturale, le condizioni di stoccaggio, montaggio e le fasi di carico parziali, devono essere definite in fase progettuale.

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica non dovrà superare 1/500 della distanza tra due vincoli successivi, nel caso di elementi lamellari incollati, e 1/300 della medesima distanza, nel caso di elementi di legno massiccio.

Quanto sopra deve essere comunque verificato, anche indipendentemente dalle regole di classificazione del legname.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita e che comunque producano effetti che ne compromettano l'efficienza strutturale.

Prima della costruzione o comunque prima della messa in carico, il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale senza che ne venga compromessa l'efficienza strutturale.