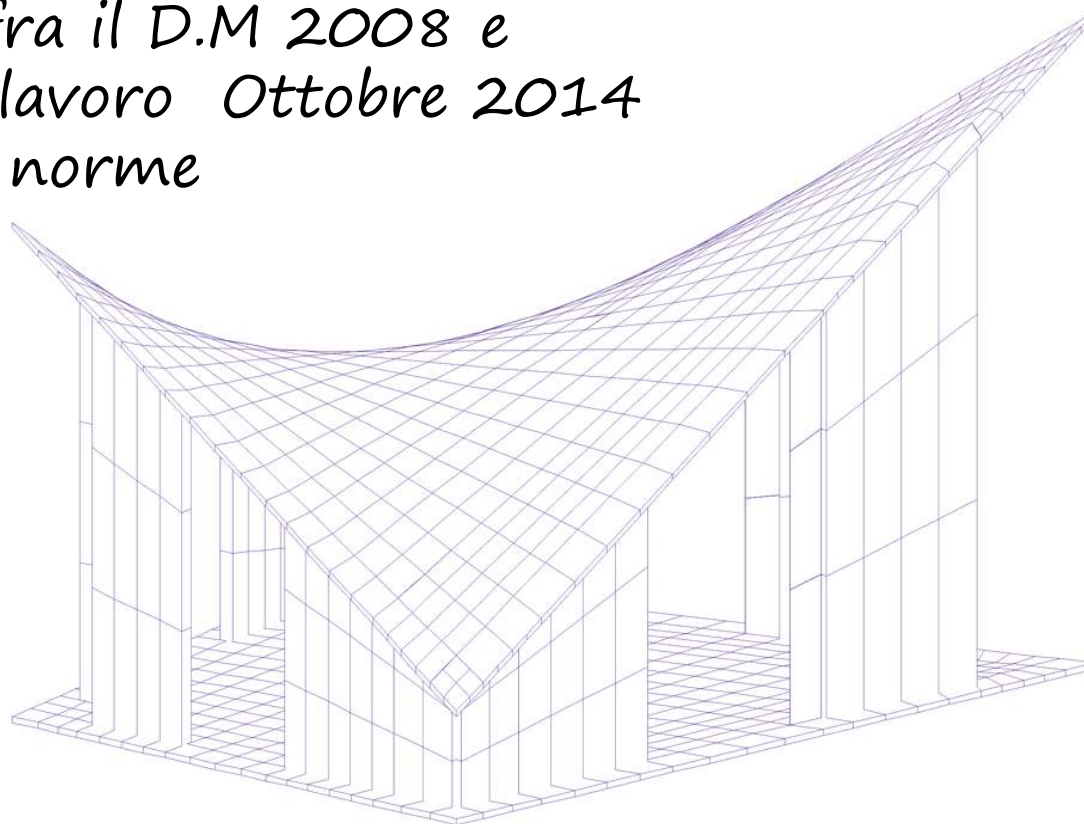




Software Tecnico Scientifico

*Confronto fra il D.M 2008 e
la bozza di lavoro Ottobre 2014
delle nuove norme*



Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: horaesr12345

CAPITOLO 2

Tab. 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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (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

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

CAPITOLO 2

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

CAPITOLO 2

2.7. VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Limitatamente alle costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II (Tab. 2.4.Ia e 2.4.Ib), per le quali, agli SLV, $a_g S \leq 0,07g$, nei riguardi dello Stato Limite di Salvaguardia delle Vita (SLV) definito al §3.2.1, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al DM LLPP 14 febbraio 1992, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al DM LLPP 20 novembre 1987, per le strutture in muratura e al DM LLPP 11 marzo 1988 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S , quale definito al § B.4 del DM LLPP 16 gennaio 1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al DM LLPP citato, nonché alla Circolare LLPP 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: **horiesrl2345**

CAPITOLO 4

DM 2008

Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4.1.10)$$

Bozza 2014

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno ad $1/200$ dell'altezza libera di inflessione del pilastro, $h/30$ e comunque non minore di 20 mm (con h altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad [4.1.19]$$

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horae)

CAPITOLO 4

Bozza 2014

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{25}{\sqrt{\nu}} \quad [4.1.41]$$

dove

$\nu = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}})$ è l'azione assiale adimensionalizzata;

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione, l_0 , ed il raggio d'inerzia, i , della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad [4.1.42]$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horaesrl2345)

CAPITOLO 4

DM 2008

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{\text{lim}} = \underline{15,4} \frac{C}{\sqrt{v}} \quad (4.1.33)$$

dove

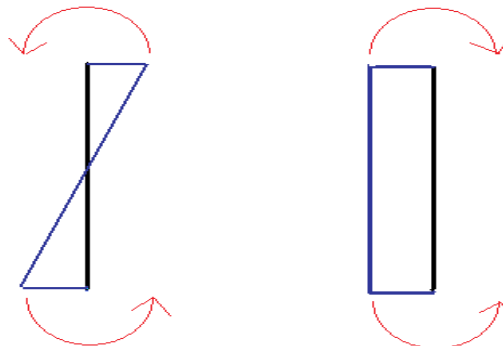
$v = N_{\text{Ed}} / (A_c \cdot f_{\text{cd}})$ è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$ dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0,7 \leq C \leq 2,7$);
 $r_m = M_{01} / M_{02}$ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con $|M_{02}| \geq |M_{01}|$).

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad (4.1.34)$$

Momenti uguali e concordi
 $C = 1,7 + 1 = 2,7$



Momenti uguali e discordi
 $C = 1,7 - 1 = 0,7$

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horae)

EC 2

5.8.3.1

Criterio della snellezza per elementi isolati

- (1) Come alternativa al punto 5.8.2 (6), gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se la snellezza λ (come definita nel punto 5.8.3.2) è al di sotto di un certo valore λ_{lim} .

Nota Il valore di λ_{lim} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato si calcola con l'espressione:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

dove:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (se φ_{ef} non è noto, si può adottare $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (se ω non è noto, si può adottare $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (se r_m non è noto, si può adottare $C = 0,7$);

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità; vedere punto 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; rapporto meccanico di armatura;

$$20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 = 15,4$$

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

DM 2008

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad (4.2.43)$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.44)$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$, dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.2.45)$$

dove $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad (4.2.46)$$

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Bozza 2014

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad [4.2.42]$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \text{ per le sezioni di classe 4} \quad [4.2.43]$$

I coefficienti χ dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad [4.2.44]$$

dove $\Phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$, α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.2.VIII, e la snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$ è pari a

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I

Tabella 4.4.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi -10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Paragrafo 4.4.4

DM 2008

- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengono alla classe di durata istantanea.

Bozza 2014

- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito di breve durata per altitudini di riferimento a_s inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a_s superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

4.4.6. RESISTENZA DI PROGETTO

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:

$$X_d = \frac{k_{\text{mod}} X_k}{\gamma_M} \quad [4.4.1]$$

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.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Paragrafo 4.4.6

DM 2008

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

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

Bozza 2014

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 (X-Lam)	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

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Paragrafo 4.4.6

DM 2008

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	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Bozza 2014

Tab. 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

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

CAPITOLO 7

COMPORAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) *comportamento strutturale non dissipativo*,

oppure

b) *comportamento strutturale dissipativo*.

Per *comportamento strutturale non dissipativo*, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per *comportamento strutturale dissipativo*, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il *fattore di comportamento q* (v. § 7.3) si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD "A"), a elevata capacità dissipativa, oppure;
- Classe di *Duttività Media* (CD "B"), a media capacità dissipativa.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo *SLV*.

La capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

***Horae* Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale**

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: **horiesrl2345**

7.2.5. REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3.

Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”;

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

DM 2008

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Bozza 2014

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA FONDAZIONI

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_g) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo SLC su sito di riferimento rigido.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horae)

7.3.3.2 Analisi lineare statica

DM 2008

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

Bozza 2014

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6c]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype:

CAPITOLO 7

DM 2008

7.3.4.1 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Bozza 2014

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forza d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere

monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrini). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

CAPITOLO 7

DM 2008

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Bozza 2014

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

CAPITOLO 7

DM 2008

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Bozza 2014

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Bozza 2014

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

DM 2008

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Bozza 2014

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG					
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horae)

Bozza 2014

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile².

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU* I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r \leq 0,0050 \cdot h \text{ per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$d_r \leq 0,0075 \cdot h \text{ per tamponature duttili} \quad \text{Nuovo} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$d_r < 0,0020 \cdot h \quad \text{Era 0.003} \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$d_r < 0,0030 \cdot h \quad \text{Era 0.004} \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$d_r < 0,0025 \cdot h \quad \text{Nuovo} \quad [7.3.15]$$

Bozza 2014

d_T è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamento o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b), le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponature, alle tramezzature interne ed agli impianti.

VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo *SLV*.

La capacità in resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole contenute nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico, come definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La resistenza dei materiali può essere ridotta per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, giustificandolo sulla base di apposite prove sperimentali. In tal caso, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Bozza 2014

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spicco dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV , nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC , nel caso si utilizzino modelli non lineari.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horaesrl2345)

7.4.3.1 Tipologie strutturali

DM 2008

- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0.8$, nella quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

Bozza 2014

- **strutture deformabili torsionalmente**, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/l_s^2 \geq 1$, nella quale:

r^2 = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari³,

l_s^2 = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$, essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horaesrl2345)

7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

DM 2008

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD”A”.

Bozza 2014

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti.

In ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi interni} \quad [7.4.6]$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{S1} \cdot f_{yd} - V_C \quad \text{per nodi esterni} \quad [7.4.7]$$

in cui per il valore di γ_{Rd} si veda la **Tab. 7.2.I**, A_{S1} ed A_{S2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horae)

DM 2008 = Bozza 2014

La compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad [7.4.8]$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad [7.4.9]$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad [7.4.10]$$

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/partners/horae)

DM 2008

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD"A" che in CD"B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (7.4.29)$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

Bozza 2014

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Oltre a quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone adiacenti al nodo del pilastro inferiore e superiore; nel caso di nodi interamente confinati il passo risultante dell'armatura di confinamento orizzontale nel nodo può essere raddoppiato, ma non può essere maggiore di 15 cm.

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

DM 2008

7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale, γ_{Rd} , è definito come il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella Tab. 7.5.I:

Tabella 7.5.I - Fattori di sovraresistenza γ_{Rd}

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

New γ_{ov}
1,25
1,25
1,25
1,15
1,15

Se la tensione di snervamento f_{yk} dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla $f_{y,max}$ dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere $\gamma_{Rd}=1,00$.

Bozza 2014

~~condizioni a), b) o c): a) la tensione di snervamento massima reale $f_{y,max}$ dell'acciaio nelle zone dissipative soddisfa l'espressione $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_{yk}$ dove: γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza utilizzato nella progettazione e f_{yk} è la tensione di snervamento caratteristica da utilizzarsi nel calcolo di cui al § 11.3.4.1. In assenza di dati statistici più accurati, il fattore di sovraresistenza del materiale, γ_{ov} è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.~~

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

DM 2008

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore b/t secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel § 4.2.2.1. delle presenti norme.

In funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura q_0 usato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi in acciaio che dissipano energia, sono quelle indicate in Tab. 7.5.III.

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

Bozza 2014

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento q_0 utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate in Tab. 7.5.I nonché le prescrizioni specifiche di cui ai successivi paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.5.3]$$

dove N_{Ed} è il valore della domanda a sforzo normale e $N_{pl,Rd}$ è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

Tab. 7.5.I - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di base q_0 del fattore di comportamento	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza;

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i-esima trave in condizioni sismiche e $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.

Verifiche di resistenza (RES)

La capacità delle colonne deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole della domanda a flessione ed a sforzo normale.

La domanda deve essere determinata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.7]$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad [7.5.8]$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad [7.5.9]$$

in cui

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni sismiche di progetto;

γ_{ov} è il fattore di sovraresistenza relativo al materiale di cui al § 7.5.1;

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = (M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}) / M_{Ed,E,i}$ valutati per tutte le travi in cui si attende la formazione di zone dissipative, essendo $M_{Ed,E,i}$ la domanda a flessione dovuta alle azioni sismiche di progetto, $M_{Ed,G,i}$ la domanda a flessione dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto e $M_{pl,Rd,i}$ il valore dalla capacità a flessione della i-esima trave.

7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna

DM 2008

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è necessario rispettare la seguente gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna dove, oltre ad aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.11)$$

dove $\gamma_{RD}=1.3$ per strutture in classe CD" A" e 1.1 per CD" B", $M_{C,pl,Rd}$ è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed $M_{b,pl,Rd}$ è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

Il rapporto tra la domanda e la capacità a taglio deve rispettare la seguente limitazione:

Bozza 2014

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.10]$$

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente disequaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

dove γ_{Rd} è dato in Tab. 7.2.1, $M_{C,pl,Rd}$ è la capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni ed $M_{b,pl,Rd}$ è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

Nella [7.5.11] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nelle colonne sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nella colonna al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.5.11] va posta la maggiore tra le capacità a flessione delle colonne, mentre la minore va sommata alle capacità a flessione delle travi.

Acciaio	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30

Bozza 2014

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD''A''	CD''B''
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastrì incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovraresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,30	1,10
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	

Era 1.00

Era 1.10

Non attiva

Era 1.10

Horae

Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)

Bozza 2014 Isolatori

7.10.2. REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento e, eventualmente, di dissipazione, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidezza, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Detta “interfaccia d'isolamento” la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

- “sottostruttura”, la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- “sovrastuttura”, la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata.

La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere in campo sostanzialmente elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi richiesti per le costruzioni caratterizzate, allo SLV, da $a_g S \leq 0,075g$, con deroga per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6 e al § 7.9.6.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento, per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

7.4.6

DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LE STRUTTURE A COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)



Software Tecnico Scientifico

Grazie per l'attenzione
per maggiori informazioni consultate

www.horae.it



Horae Software per la Progettazione Architettonica e Strutturale

Rivenditore autorizzato STS, via Romana 21 – Perugia - tel 075/5003198 – mob. 329/9434130 - mail: horae@horae.it – skype: [horaesrl2345](https://www.skype.com/name/horaesrl2345)