

**Ordine degli Ingegneri della  
Provincia di Pistoia**



*Corso di aggiornamento professionale*

**PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI  
COSTRUZIONI IN ACCIAIO  
SECONDO LE NTC 2008**

*Lezione 1: Edifici multipiano in acciaio*

*Lezione 2: Edifici industriali*

**Pistoia, 30 Giugno 2010**

**Prof. Gianfranco De Matteis**

[demattei@unina.it](mailto:demattei@unina.it), [gianfranco.dematteis@fastwebnet.it](mailto:gianfranco.dematteis@fastwebnet.it)

Università degli Studi “G.d’Annunzio” di Chieti-Pescara



# OBIETTIVI

- ❑ Esporre le operazioni di predimensionamento e verifica di edifici in acciaio caratterizzati da diversi sistemi strutturali sismoresistenti:

## **CASI STUDIO**

- ❑ Evidenziare i vantaggi e gli svantaggi che si possono avere nello scegliere una soluzione strutturale piuttosto che un'altra
- ❑ Applicare alle diverse tipologie strutturali i principi base della gerarchia delle resistenze
- ❑ Mettere in luce il ruolo degli elementi strutturali sollecitati in maniera diversa a seconda della tipologia strutturale scelta

A TAL FINE VERRÀ FATTO RIFERIMENTO AD CASI STUDIO



***CONCETTI GENERALI DI STRUTTURE IN  
ACCIAIO IN ZONA SISMICA***



# LE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

## REGOLE GENERALI PER LE COSTRUZIONI IN ACCIAIO

4.2	COSTRUZIONI DI ACCIAIO .....
4.2.1	Materiali .....
4.2.2	Valutazione della sicurezza.....
4.2.3	Analisi strutturale .....
4.2.4	Verifiche.....
4.2.5	Verifiche per situazioni progettuali transitorie....
4.2.6	Verifiche per situazioni progettuali eccezionali.
4.2.7	Progettazione integrata da prove .....
4.2.8	Unioni .....
4.2.9	Requisiti per la progettazione e l'esecuzione.....
4.2.10	Criteri di durabilità .....
4.2.11	Resistenza al fuoco.....

## PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.5	COSTRUZIONI D'ACCIAIO.....
7.5.1	Caratteristiche dei materiali.....
7.5.2	Tipologie strutturali e fattori di struttura .....
7.5.3	Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi .....
7.5.4	Regole di progetto specifiche per strutture intelaiate.....
7.5.5	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi concentrici
7.5.6	Regole di progetto specifiche per strutture con controventi eccentrici ..

## MATERIALE

11.3	ACCIAIO .....
11.3.1	Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio .....
11.3.2	Acciaio per cemento armato .....
11.3.3	Acciaio per cemento armato precompresso.....
11.3.4	Acciai per strutture metalliche e per strutture composte

## GERARCHIA DELLE RESISTENZE:

- INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE DISSIPATIVE
- INDIVIDUAZIONE DEI MECCANISMI FRAGILI
- ACCIAI DUTTILI
- CONTROLLO DELLA SOVRARESISTENZA ( $f_u/f_y$ )
- FATTORE DI STRUTTURA "q" APPROPRIATO



# STRUTTURE DISSIPATIVE E NON DISSIPATIVE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD"A");
- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale  $\gamma_{Rd}$ , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

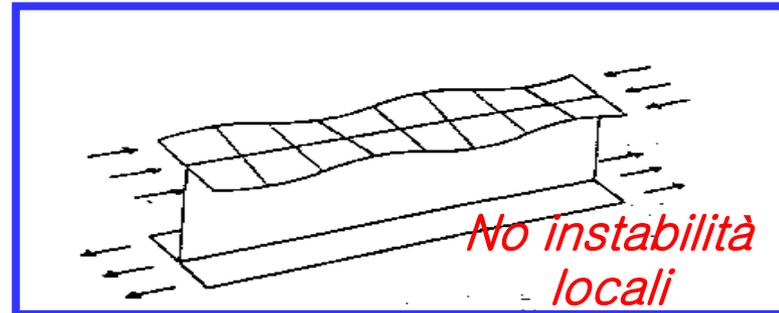
# STRUTTURE DISSIPATIVE E NON DISSIPATIVE

Il comportamento dissipativo della struttura, che è proprio delle strutture metalliche, dato il materiale utilizzato e la sua capacità deformativa, possono essere massimizzate incrementandone quanto più possibile la duttilità ai seguenti livelli:

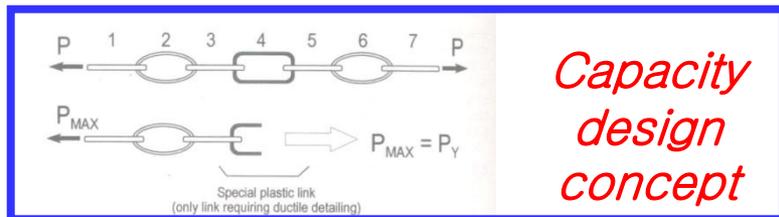
*i) Duttilità puntuale*

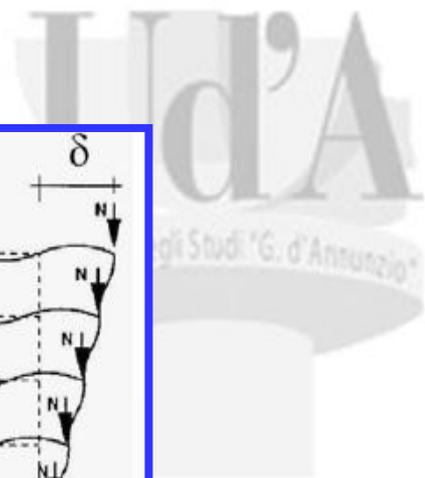
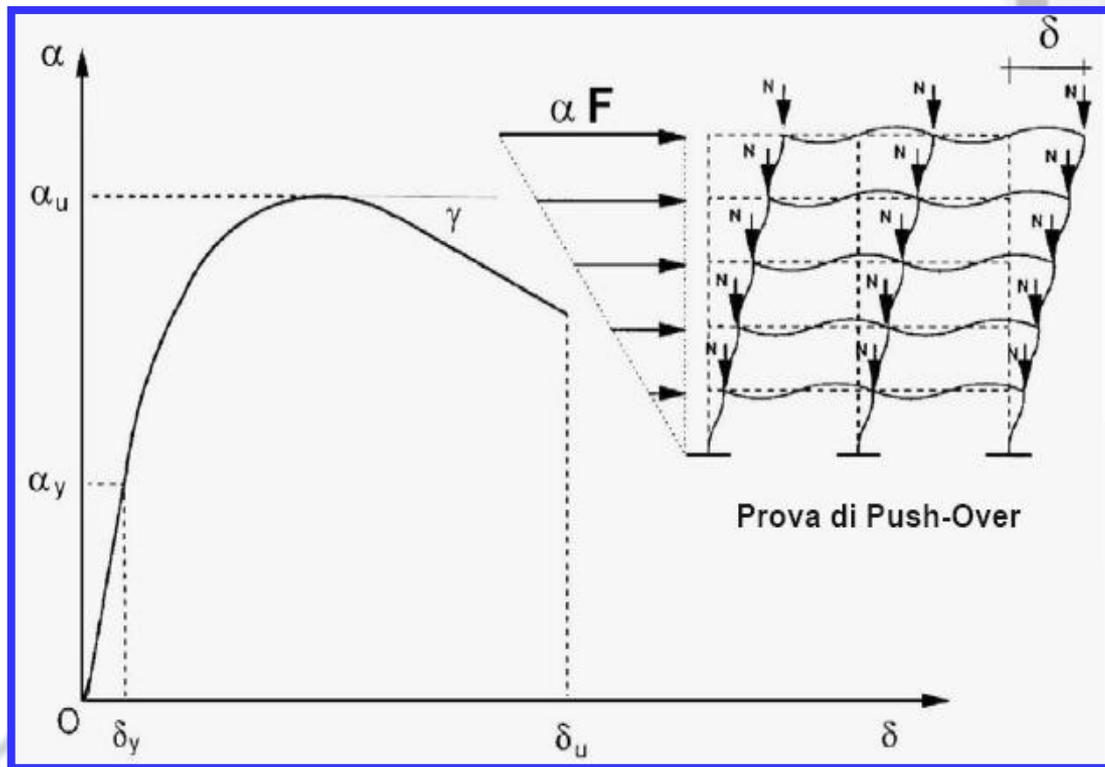


*ii) Duttilità locale*



*iii) Duttilità globale*



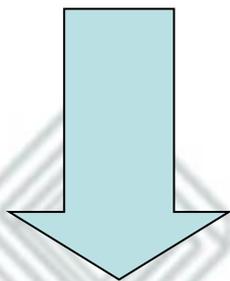


# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

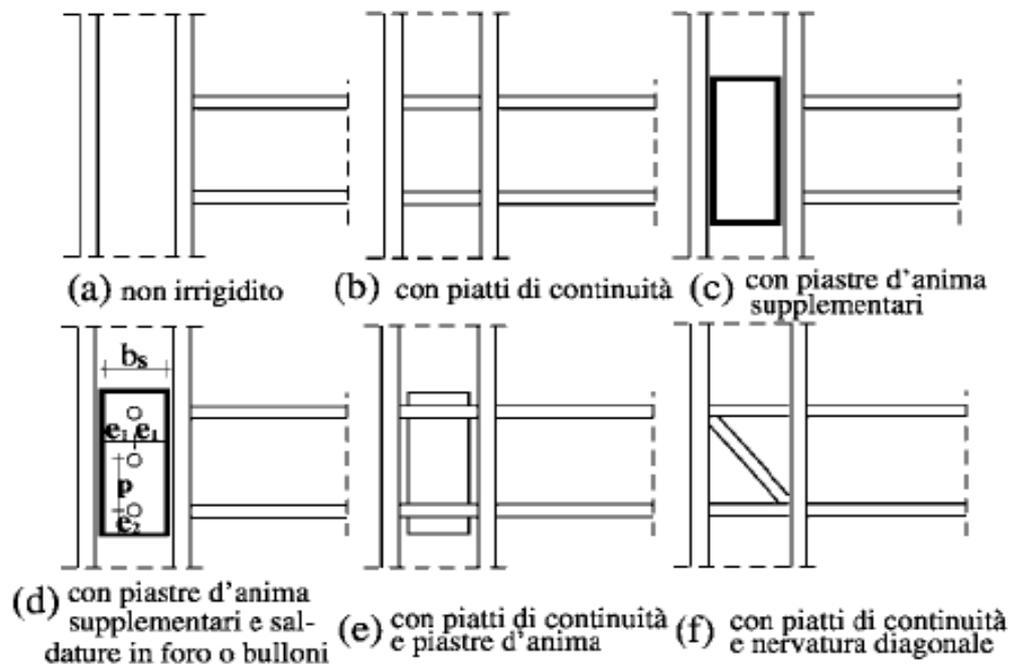
## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un **comportamento duttile**, i telai devono essere progettati in maniera tale che le **cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne**. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano. Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i telai si distinguono in:

- ❑ Telai a bassa duttilità
- ❑ Telai ad alta duttilità



LE REGOLE PROGETTUALI  
DIPENDONO DALLA  
CLASSE DI DUTTILITA'



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

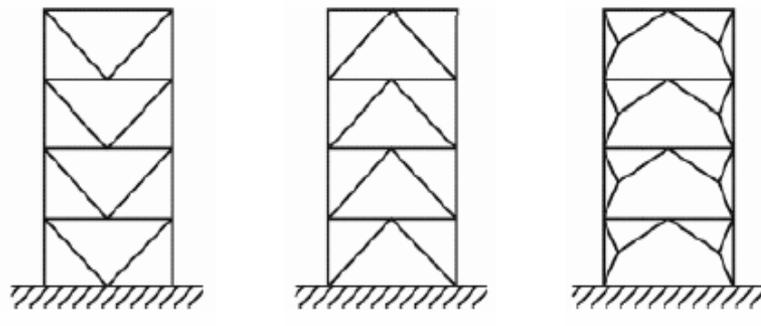
## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE A CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Nel caso dei controventi concentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono influenzati sia dalla tipologia di controvento sia dai criteri di dimensionamento adottati.

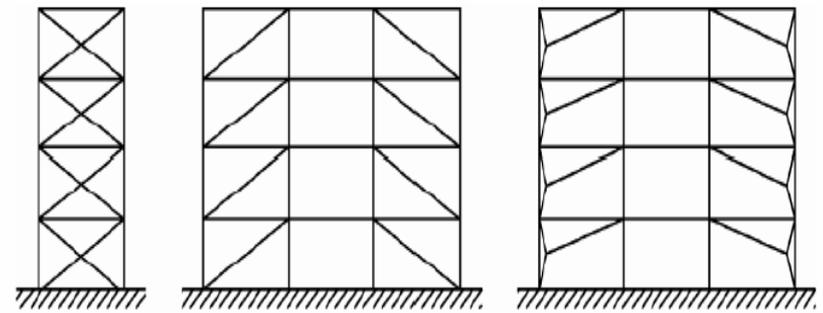
In relazione a tali fattori si distinguono due classi di duttilità:

- controventi concentrici a bassa duttilità
- controventi concentrici ad alta duttilità

*La differenza tra le due classi risiede nel fatto che per i controventi ad alta duttilità si applica il controllo del meccanismo di collasso, nella forma di regole semplificate di gerarchia delle resistenze.*



Controventi concentrici a V



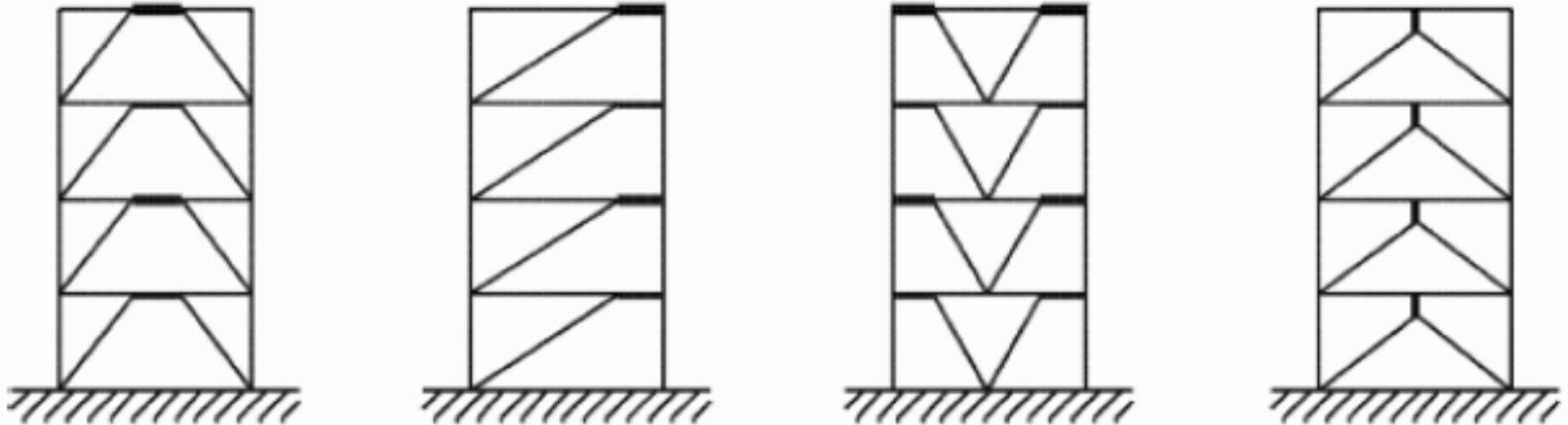
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva

# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Nel caso dei controventi eccentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati.

I controventi eccentrici dividono solitamente le travi dei telai in due o più parti. una di queste parti, detta link, ha il compito di dissipare energia attraverso deformazioni plastiche taglianti o flessionali. Nel primo caso si parla di **link corti**, nel secondo di **link lunghi**. Se i link dissipano energia sia per deformazioni inelastiche taglianti e flessionali, si parla di **link intermedi**.



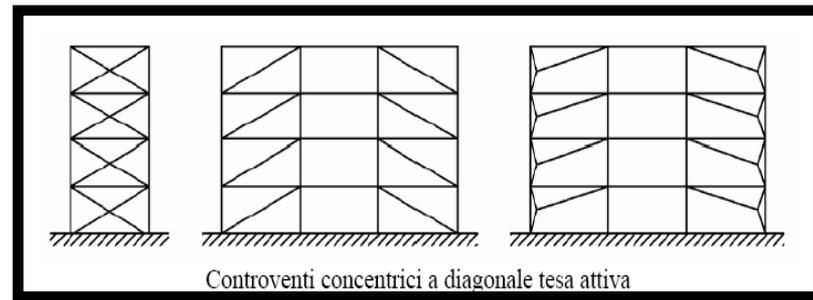
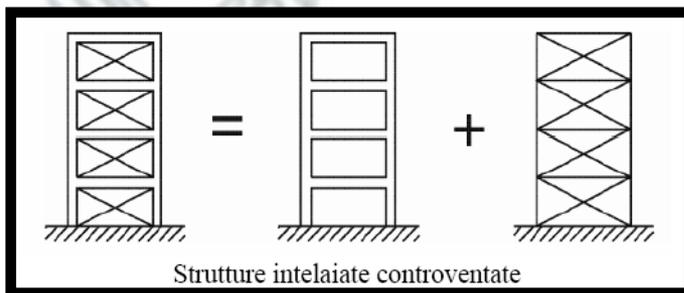
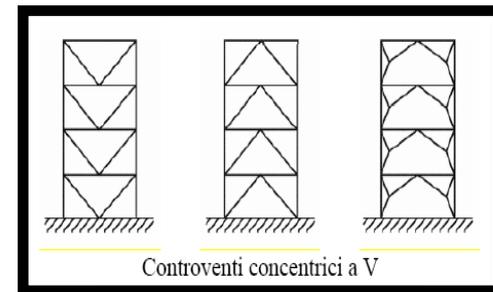
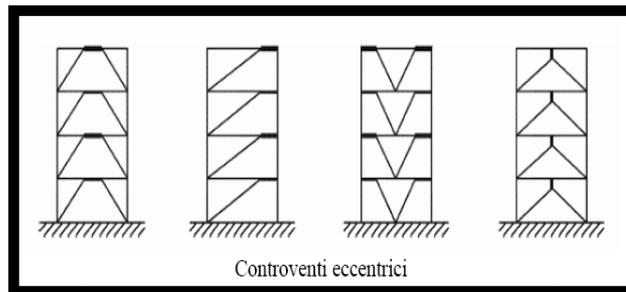
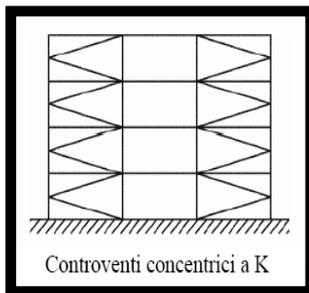
Controventi eccentrici

# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

In base alla classe di duttilità è possibile assegnare alla struttura un determinato FATTORE DI STRUTTURA

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate		
c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

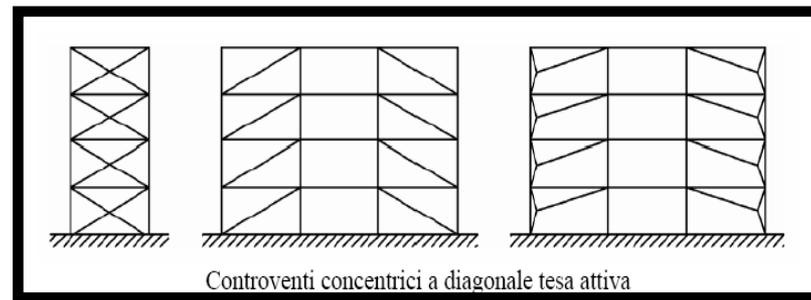
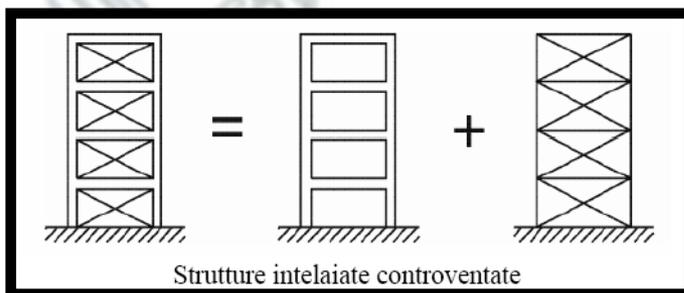
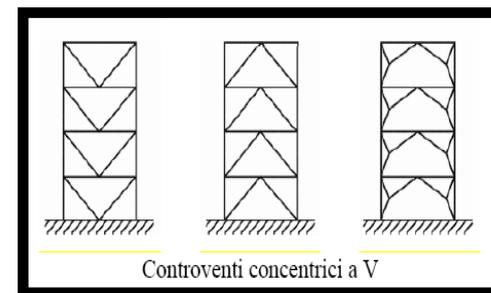
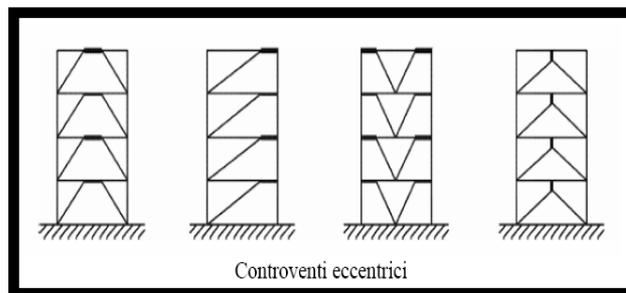
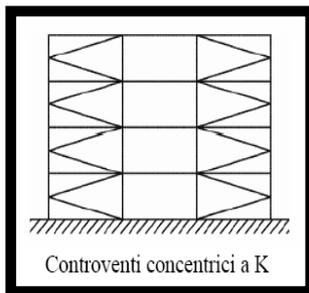


# FATTORE DI STRUTTURA

In base alla classe di duttilità è possibile assegnare alla struttura un determinato FATTORE DI STRUTTURA

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici		
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2



# CRITERI DI CALCOLO

## ASSENZA DI SISMA:

- $F_d < R_d$ : membrature e collegamenti sono progettati con le sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi

- **Azioni Orizzontali**: sono dovute alle imperfezioni ed al vento. Non producono escursioni plastiche

- **Collegamenti**: progettati per azioni statiche monotone (dettagli esecutivi poco impegnativi)

## PRESENZA DI SISMA:

- **Gerarchia delle resistenze**: non è sufficiente verificare  $F_d < R_d$ ; adottando un fattore di struttura  $q > 1$  occorre evitare che si formino meccanismi fragili (ES.: colonne sovra-resistenti rispetto alle travi)

- **Azioni Orizzontali**: le azioni sismiche producono escursioni plastiche e quindi danni strutturali senza collasso della struttura (è necessario usare sezioni di classe 1 o 2)

- **Collegamenti**: progettati per azioni cicliche dinamiche (dettagli esecutivi molto impegnativi e sovraresistenza rispetto alle sezioni degli elementi collegati)



**LEZIONE 1**  
***EDIFICI MULTIPIANO IN ACCIAIO***



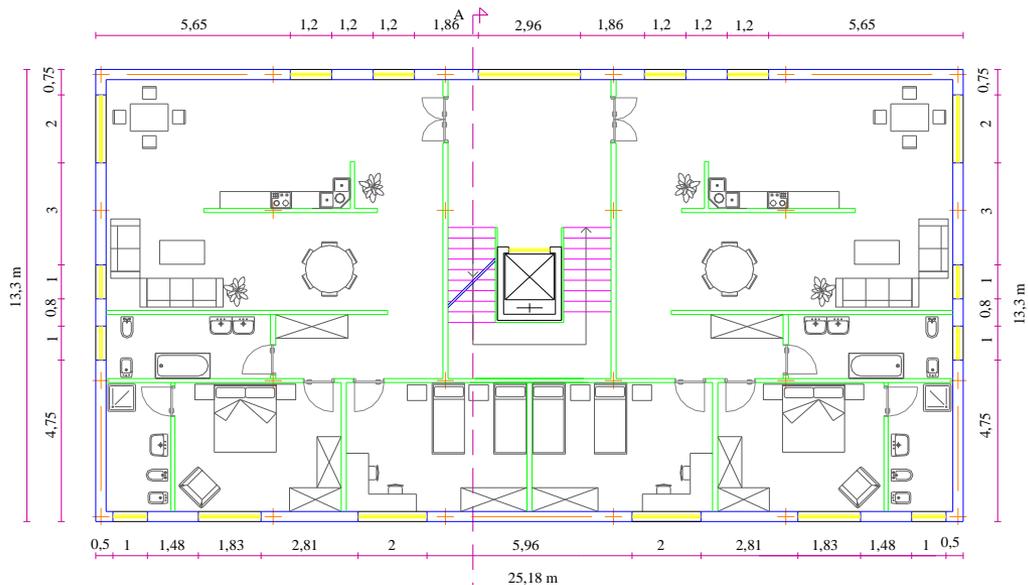
# FASI PROCESSO PROGETTUALE

- ❑ ANALISI PROGETTO ARCHITETTONICO E CONSEGUENTE DISPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
- ❑ ANALISI DEI CARICHI VERTICALI ED ORIZZONTALI
- ❑ VERIFICA SOLAIO PER CARICHI ORIZZONTALI
- ❑ PRED.-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE
- ❑ CALCOLO AZIONE SISMICA
- ❑ CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMO RESISTENTI

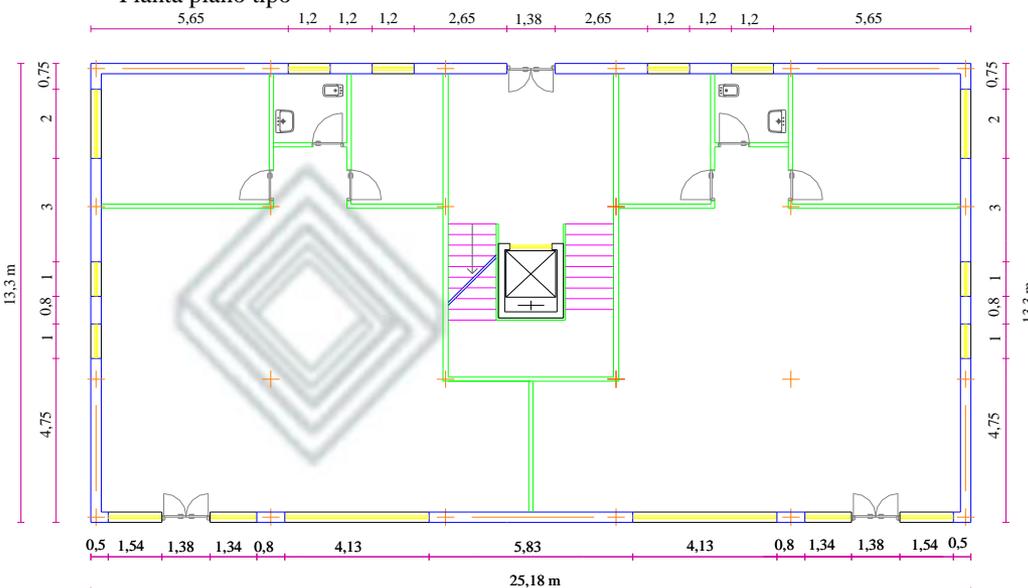
# IL CASO STUDIO

## PROGETTO ARCHITETTONICO

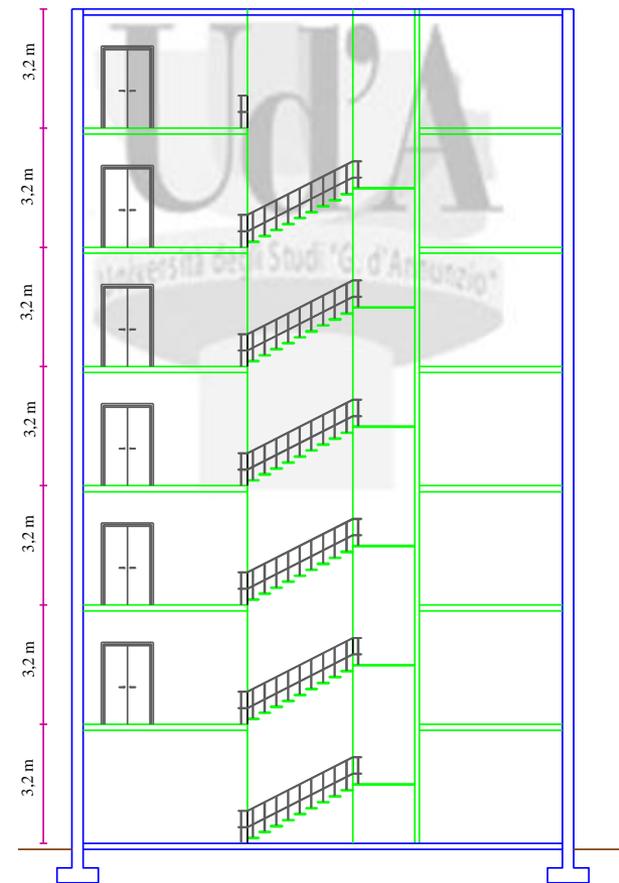
SEZIONE A-A



Pianta piano tipo



Pianta piano terra



*Dim. pianta* 13.5X25.18

*Area piano* 339.93 m<sup>2</sup>

*n. Piani* 7

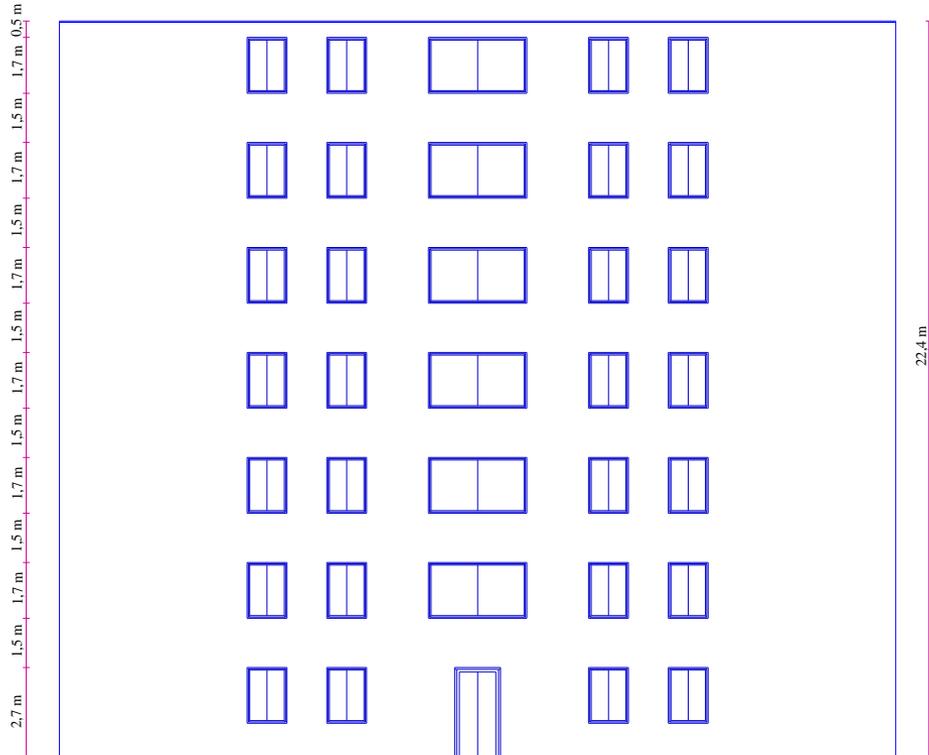
*H<sub>i</sub>* 3.2 m

*H<sub>tot</sub>* 22.4 m

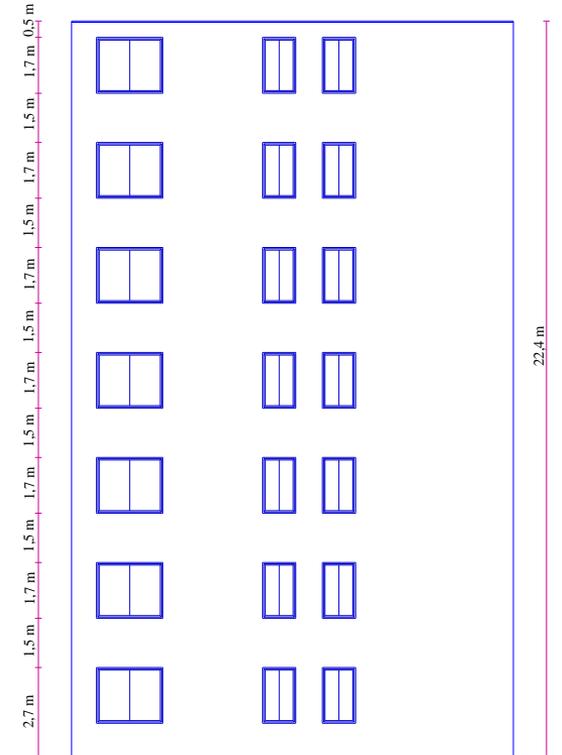
*Città* Gemona del Friuli

# IL CASO STUDIO

## PROGETTO ARCHITETTONICO



Prospetto NORD



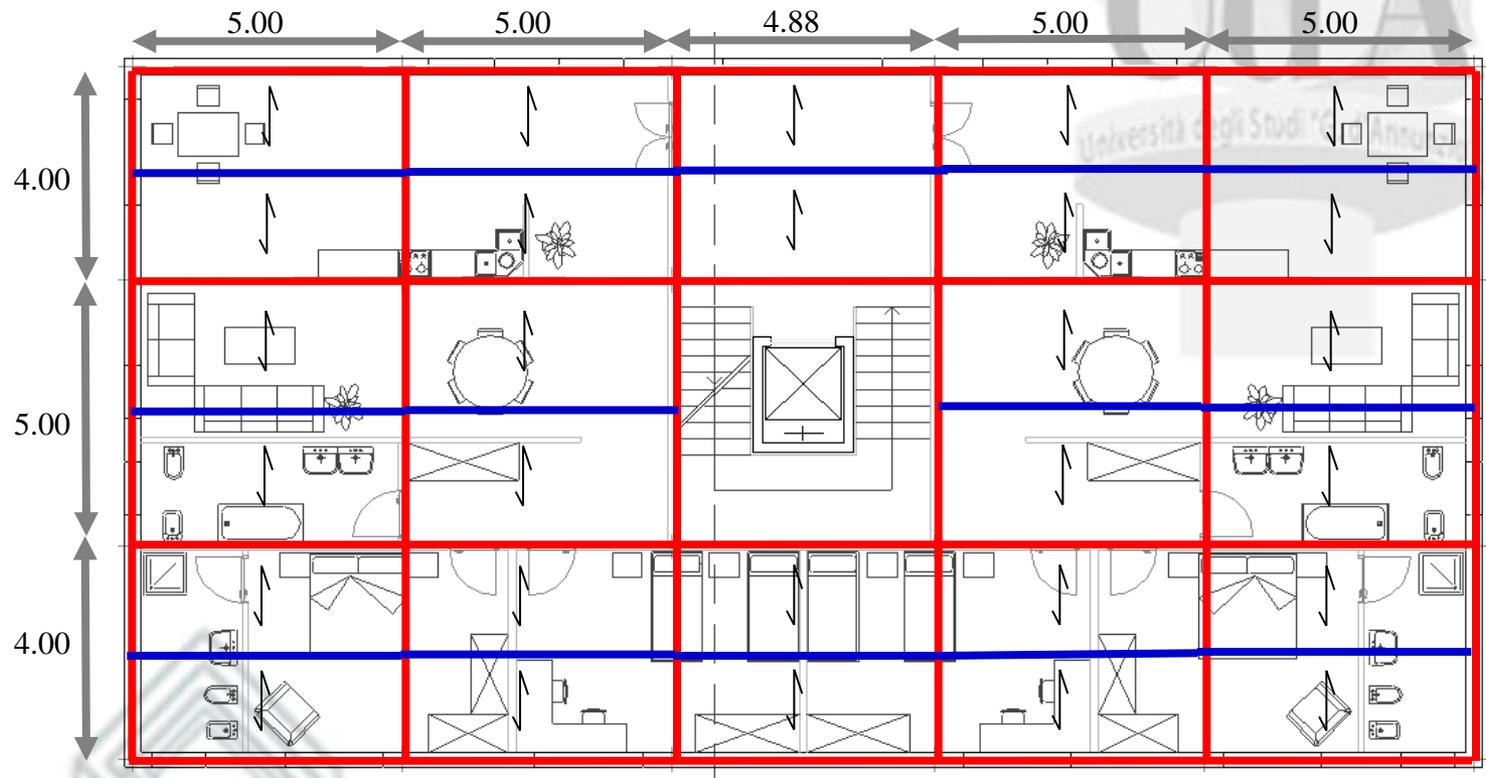
Prospetto OVEST

*L'edificio in oggetto verrà progettato utilizzando i seguenti sistemi sismoresistenti:*

- **CONTROVENTI CONCENTRICI**
- **CONTROVENTI ECCENTRICI**
- **TELAI**

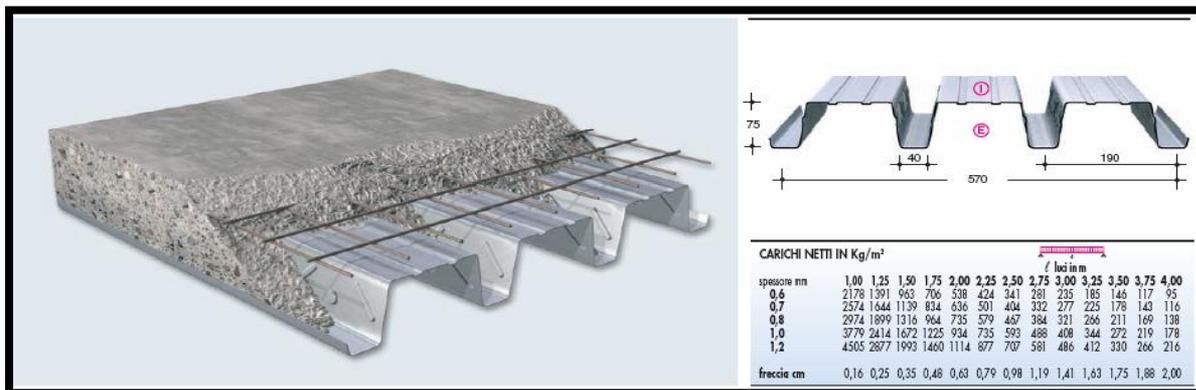
# ANALISI PROGETTO ARCHITETTONICO

## DISPOSIZIONE IN PIANTA DI TRAVI E COLONNE



# ANALISI DEI CARICHI VERTICALI-PIANO TIPO

Solaio sostenuto da in sistema di travi a doppia orditura realizzato con un sistema misto acciaio calcestruzzo, adoperando lamiere grecate del tipo SOLAC 75 con uno spessore di 0.8 mm.



Soletta da 5.5 cm;  $H_{sol}=13\text{cm}$

prescrizione NTT per solette usate come diaframma rigido:

- lamiera di spessore minimo pari a 0.8mm;
- Soletta da almeno 50 mm;
- altezza totale di almeno 90 mm

PESO PROPRIO STRUTTURALE-  $G_{1K}$

1.98 kN/m<sup>2</sup>

PESO PROPRIO NON STRUTTURALE-  $G_{2K}$

Massetto  $0.04 \cdot 15 =$

0.6 kN/m<sup>2</sup>

Intonaco  $0.015 \cdot 20 =$

0.3 kN/m<sup>2</sup>

Pavimento (ceramica)

0.4 kN/m<sup>2</sup>

Quota tramezzi

1.2 kN/m<sup>2</sup>

Pannelli di chiusura

1.5 kN/m<sup>2</sup> di pannello

( $1.5 \cdot 3.2 = 4.8 \text{ kN/m}$  su ogni trave perimetrale)

Tot= 2.50 kN/m<sup>2</sup>

Luce [m]	Carico di esercizio [kN/m <sup>2</sup> ]	Carico massimo [kN/m <sup>2</sup> ]
2	9.324	15.76
2,5	9.324	9.37

CARICO VARIABILE-  $Q_K$

2.0 kN/m<sup>2</sup>

Caratteristiche geometriche e statiche					Carichi netti in Kg/m <sup>2</sup>														
spessore mm	SOLETTA - 5,5 cm. $H_t = 13$ cm.				condizioni di carico	altezza cm	spessore mm	peso Kg/m <sup>3</sup>	l' luci in m										
	X cm	J cm	W cm <sup>2</sup> /m	Me kg cm/m					1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
0,6	9,11	450	49,40	69161		SOLETTA 5,5 cm. $H_t = 13$ cm.	0,6	195	2264	1611	1188	898	690	536	420	329	256	198	151
0,7	8,91	503	56,47	79051			0,7	196	2614	1869	1385	1053	815	640	506	402	320	253	199
0,8	8,73	553	63,34	88672			0,8	198	2955	2119	1576	1203	937	740	590	474	381	307	246
1,0	8,42	645	76,58	107219			1,0	200	3565	2600	1944	1494	1172	934	753	612	500	410	336
1,2	8,17	729	89,27	124984			1,2	203	3826	3062	2297	1772	1397	1119	908	744	613	508	422
							freccia cm			0,18	0,24	0,32	0,40	0,50	0,60	0,72	0,84	0,97	1,12

# ANALISI DEI CARICHI VERTICALI-PIANO COPERTURA

PESO PROPRIO STRUTTURALE-  $G_{1K}$

1.98 kN/m<sup>2</sup>

PESO PROPRIO NON STRUTTURALE-  $G_{2K}$

Massetto  $0.04 \cdot 15 = 0.6$  kN/m<sup>2</sup>  
Intonaco  $0.015 \cdot 20 = 0.3$  kN/m<sup>2</sup>  
Pannelli isolanti 0.15 kN/m<sup>2</sup>  
Pavimento 0.2 kN/m<sup>2</sup>  
Impermeabilizzazione 0.1 kN/m<sup>2</sup>

Tot= 1.35 kN/m<sup>2</sup>

Luce [m]	Carico di esercizio [kN/m <sup>2</sup> ]	Carico massimo [kN/m <sup>2</sup> ]
2	9.324	15.76
2,5	9.324	9.37

CARICO VARIABILE-  $Q_{K,1}$

2.0 kN/m<sup>2</sup>

NEVE

$Q_{K2}$

0.92 kN/m<sup>2</sup>

## ANALISI DEI CARICHI VERTICALI- SCALA

PESO PROPRIO STRUTTURALE-  $G_{1K}$

1.45 kN/m<sup>2</sup>

PESO PROPRIO NON STRUTTURALE-  $G_{2K}$

2.28 kN/m<sup>2</sup>

CARICO VARIABILE-  $Q_K$

4.0 kN/m<sup>2</sup>

# COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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



# VERIFICA DEL SOLAIO PER CARICHI VERTICALI

	Stati limite Ultimi (SLU)	Stati limite di esercizio
Verifiche in fase di getto	Resistenza a flessione Resistenza a taglio	Deformabilità
Verifiche a maturazione avvenuta	Resistenza a flessione Resistenza al punzonamento e al taglio Scorrimento	Fessurazione Deformabilità

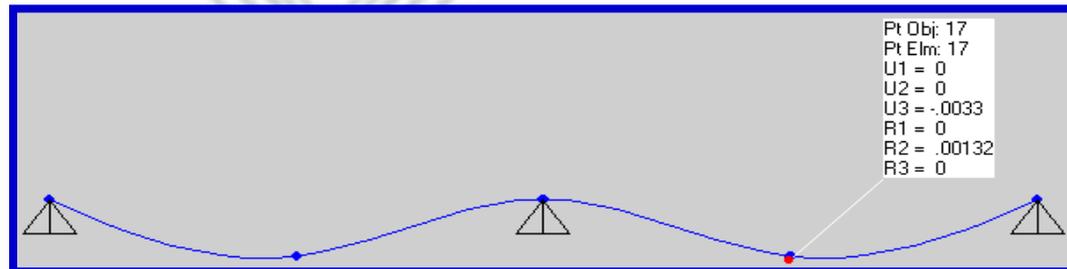
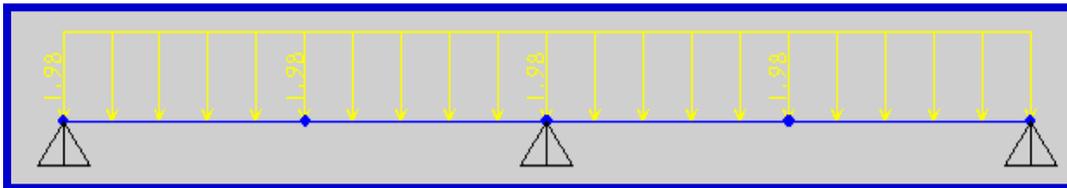
## Verifica di deformabilità della lamiera in fase di getto (sez. resistente: lamiera)

Il D.M.14-01-2008 suggerisce per la freccia massima ( $\delta_{max}$ ) i seguenti limiti:

$$\delta_{max} = \min(L/180; 20\text{mm})$$

Essendo  $L$  la luce effettiva della campate tra due appoggi

Nel caso in essere:



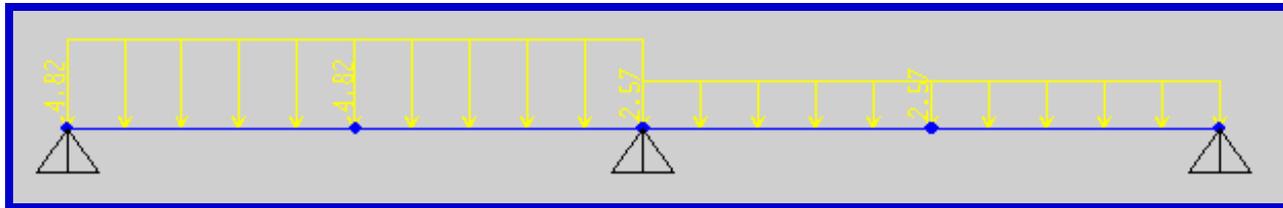
La deformazione massima della lamiera sul solaio, dovuta anche al peso del calcestruzzo non indurito, è pari a 3.30mm. Tale valore è inferiore al valore limite  $\delta_{max} = L/180 = 13.88\text{mm}$

# VERIFICA DEL SOLAIO PER CARICHI VERTICALI

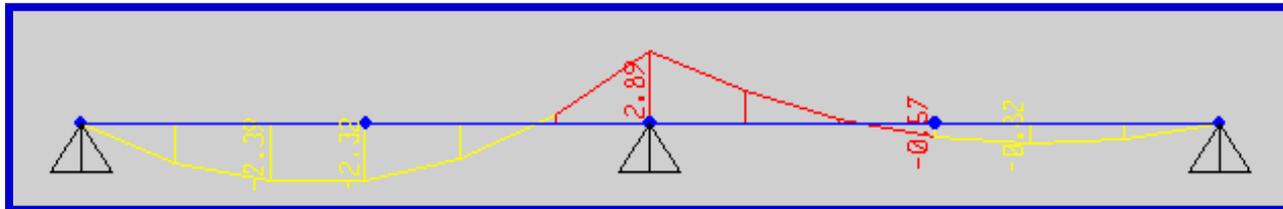
## verifica di resistenza a flessione della lamiera in fase di getto (slu-sez resistente : lamiera)

Ai fini della verifica è necessario considerare i seguenti carichi (opportunamente amplificati dei fattori parziali  $\gamma$ ):

- Carico permanente dovuto al peso del calcestruzzo e della lamiera
  - Sovraccarichi variabili in fase di costruzione. Tali sovraccarichi vengono solitamente imposti adottando un carico di  $1.5 \text{ kN/m}^2$  nella campata sulla quale è atteso il massimo momento e applicando un carico “a scacchiera pari” a  $0.75 \text{ kN/m}^2$  sulle altre campate
- Nel caso in essere:



$$M_{\max} = 2.32 \text{ kNm}$$



La lamiera deve essere trattata come un elemento a pareti sottili e le sue caratteristiche geometriche devono essere in termini di valori efficaci. Queste vengono solitamente fornite dal produttore. Implementando un calcolo elastico della resistenza, si ha:

$$M_{rd} = W_{\text{eff}} \cdot f_d / \gamma_{M0} = 0.00002655 \cdot 235000 / 1.05 = 5.93 \text{ kNm} > M_{\max}$$

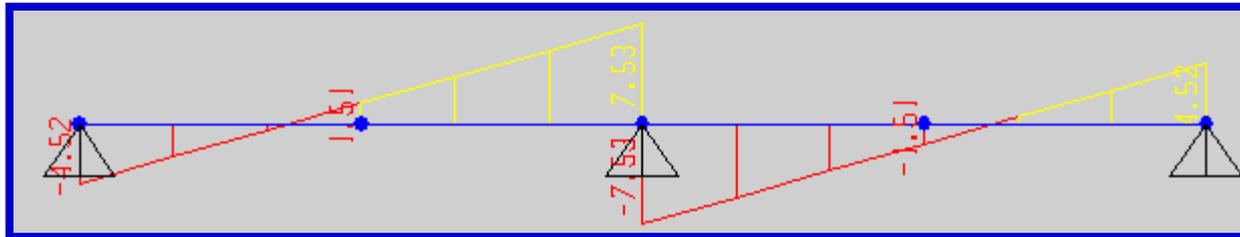
# VERIFICA DEL SOLAIO PER CARICHI VERTICALI

## Verifica di resistenza a taglio della lamiera in fase di getto (SLU)

*Ai fini della verifica si utilizzeranno gli stessi carichi della verifica a flessione disposti in maniera tale da massimizzare il taglio in appoggio.*

*A differenza di quanto accade con la flessione, solitamente il produttore non fornisce informazioni utili alla verifica a taglio. È dunque necessario procedere secondo quanto disposto in normativa*

*Il taglio è portato dalle anime, come in una trave a doppio T. In un metro di larghezza si hanno 10.52 anime. Le anime sono inclinate e quindi il taglio andrebbe scomposto nelle loro direzioni. In modo equivalente si può considerare la proiezione verticale delle anime. L'area a taglio di ogni anima è pari a:  $59.08 \text{ mm}^2$*



$$T_{\max} = 7.53 \text{ kN}$$

*Ogni anima è caratterizzata da un'area a taglio di  $A_{v,anima} = 590 \text{ mm}^2$ . Si ha dunque un taglio resistente pari a*

$$V_{c,Rd} = \frac{A_{v,tot} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,0}} = \frac{621.61 \cdot 235}{1000 \cdot \sqrt{3} \cdot 1.05} = 80.32 \text{ kN} > T_{\max}$$

# VERIFICA DEL SOLAIO PER CARICHI VERTICALI

Verifica di deformabilità della lamiera a maturazione avvenuta (sez resistente composta)

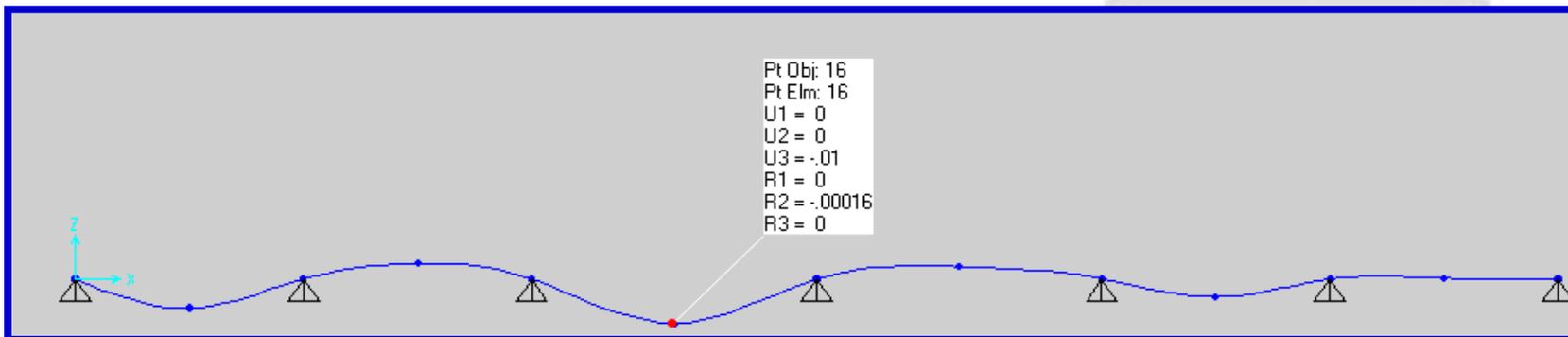
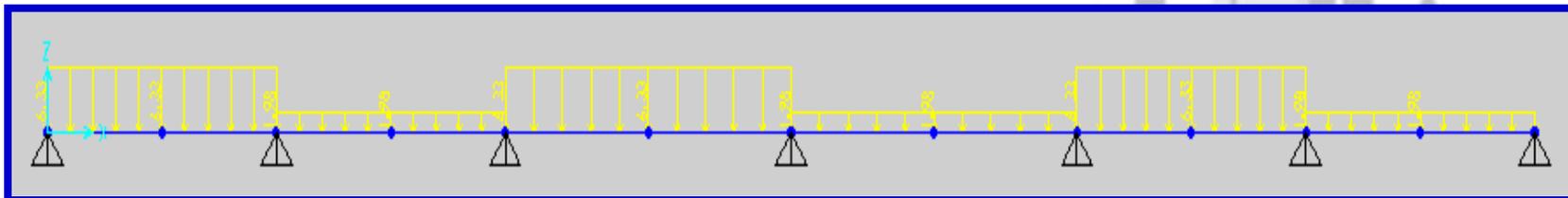


Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

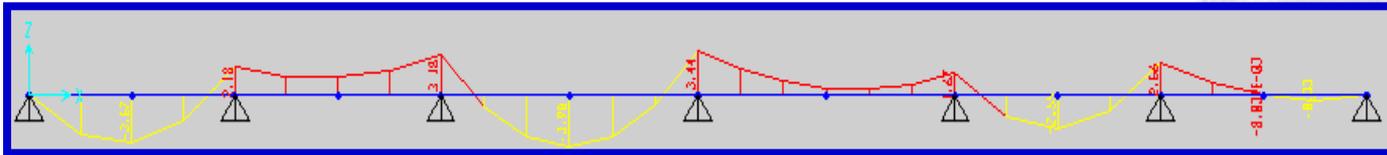
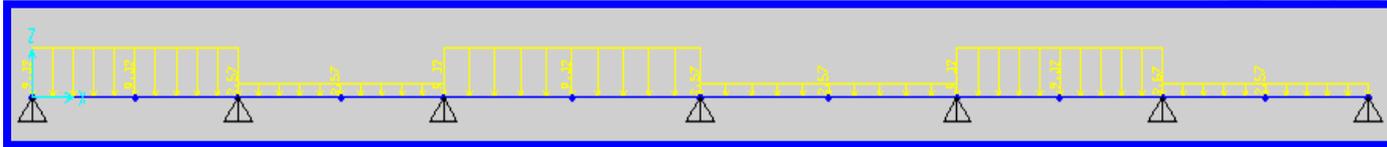
$v_{lim} = 10\text{mm}$

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Multipiano in Acciaio

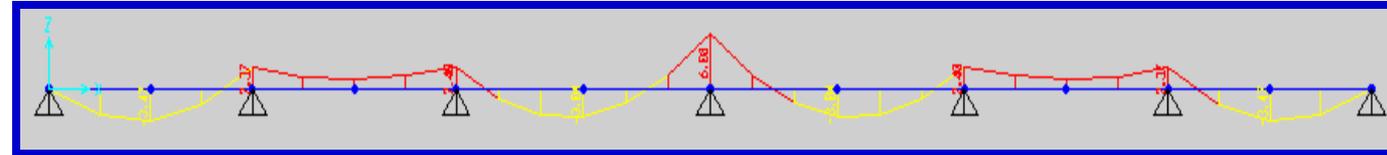
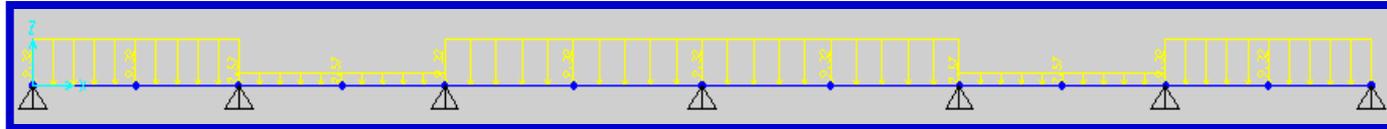
# VERIFICA DEL SOLAIO PER CARICHI VERTICALI

## Verifica di resistenza a flessione a maturazione avvenuta

Lo stato limite di resistenza flessionale corrisponde alla completa plasticizzazione della sezione.



$M_{\max} = 3.98 \text{ kNm}$



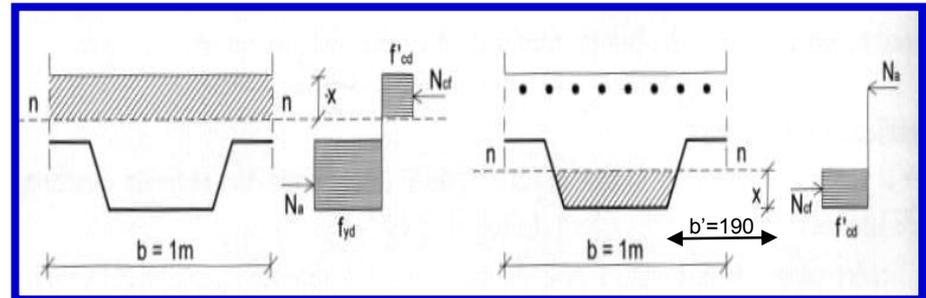
$M_{\min} = 6.08 \text{ kNm}$

### Equilibrio alla traslazione

$$x_c = \frac{A_f \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}}$$

### Equilibrio alla rotazione

$$M_{rd} = \frac{b \cdot x_c^2 \cdot f_{cd}}{2} + A_f \cdot f_{yd} \cdot (h - x_c)$$



# VERIFICA DEL SOLAIO PER CARICHI VERTICALI

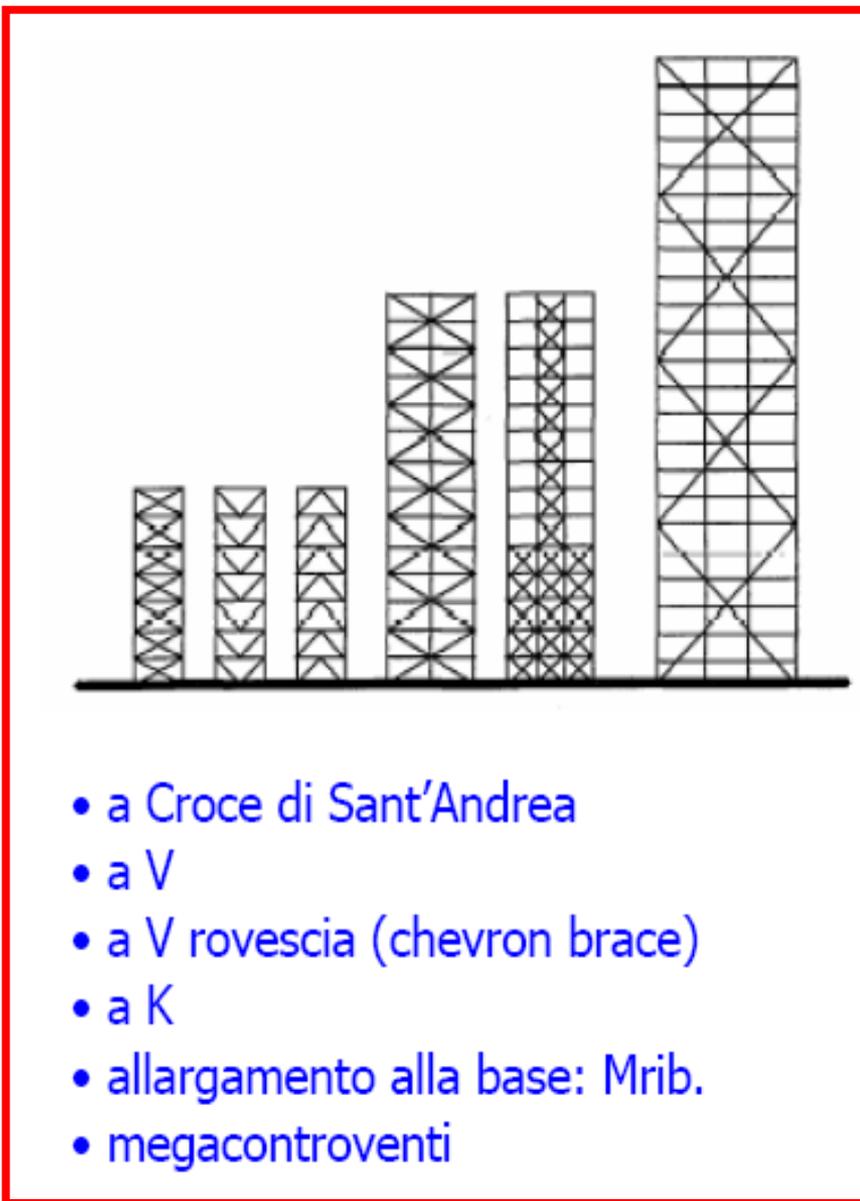
## Verifica di resistenza a flessione a maturazione avvenuta

	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	B [mm]	$f_{yd}$ [Mpa]	$f_{cd}$ [Mpa]	$x_c$ [mm]	$h-x_c$ [mm]	$M_{rd}$ [kNm]
fibre tese inf.	168.42	1000	223	13.83	2.715666	127.2843	4.831499
fibre tese sup	392.5	191	293	13.83	43.53632	56.46368	8.996857

# CALCOLO EDIFICIO ADOTTANDO I CONTROVENTI CONCENTRICI COME SISTEMA SISMO-RESISTENTE CLASSE DI DUTTILITÀ- CD “A”

Prof. Gianfranco De Matteis

Edifici Multipiano in Acciaio



## VANTAGGI CBF

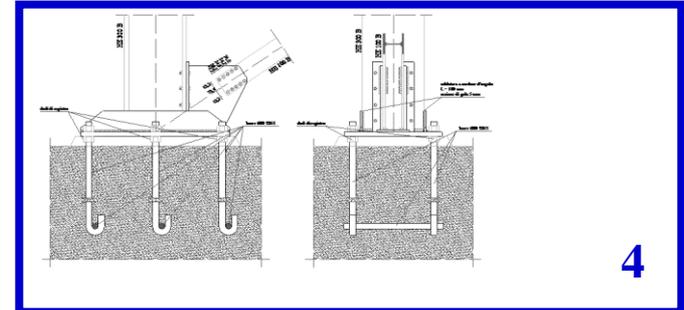
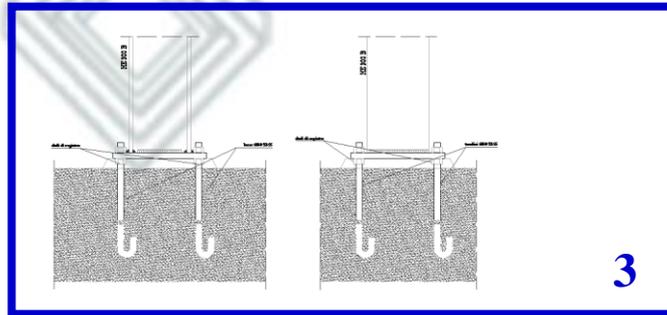
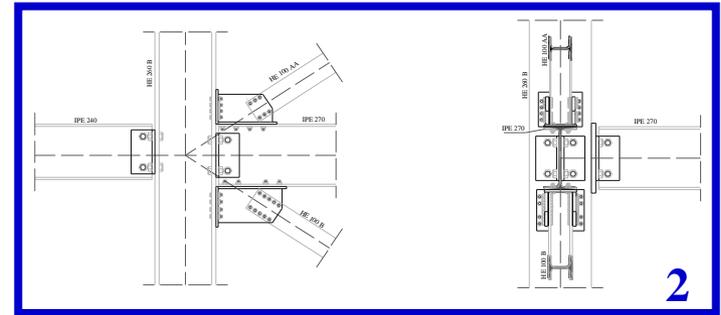
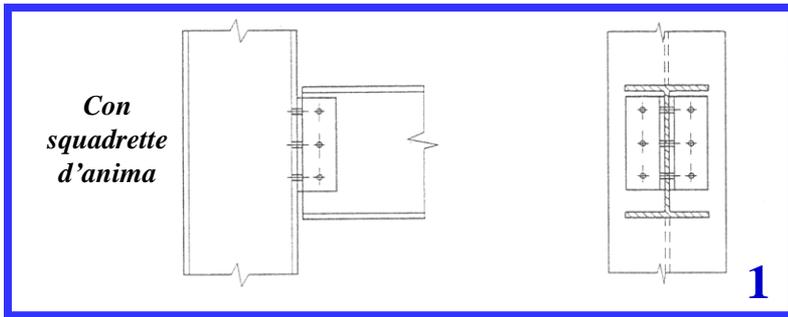
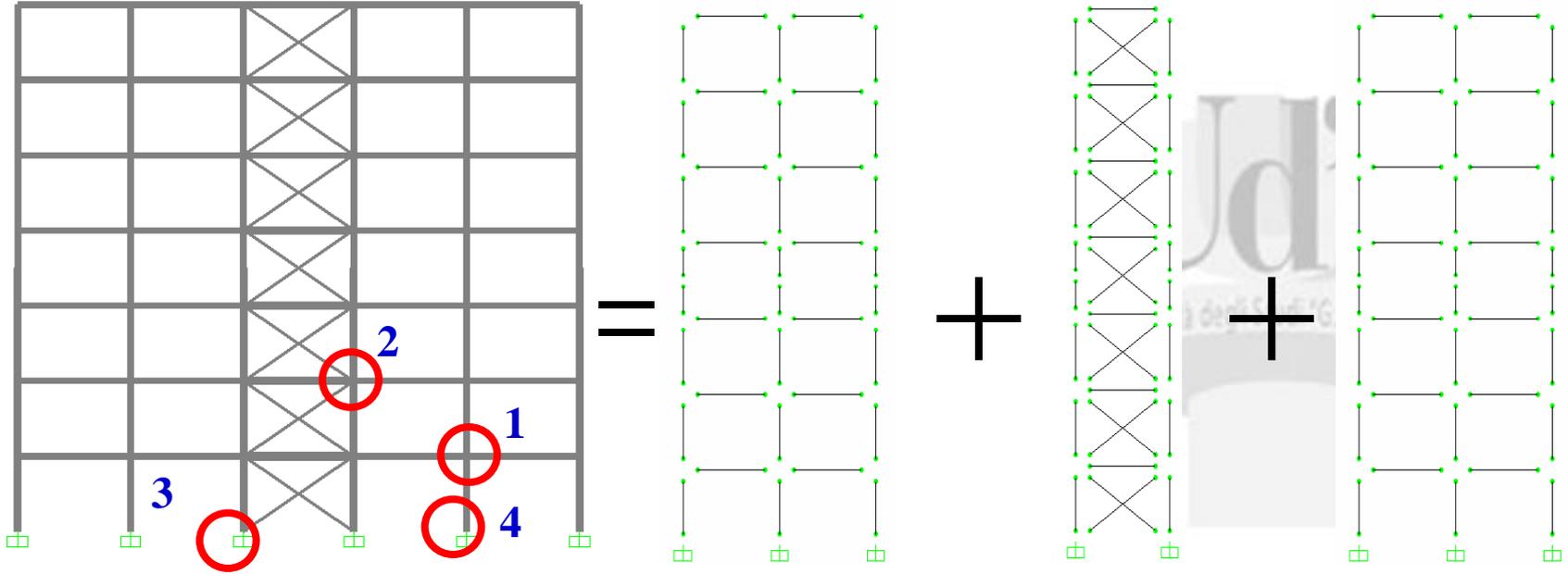
- *Alta resistenza e rigidezza. Le diagonali sono più efficaci dei nodi rigidi nel fronteggiare le deformazioni laterali dell'edificio*
- *Efficienza ed economia: minore quantità dei materiali impiegati*
- *Compattezza: minore altezza delle travi di piano (ottimo dal punto di vista economico per gli edifici alti)*

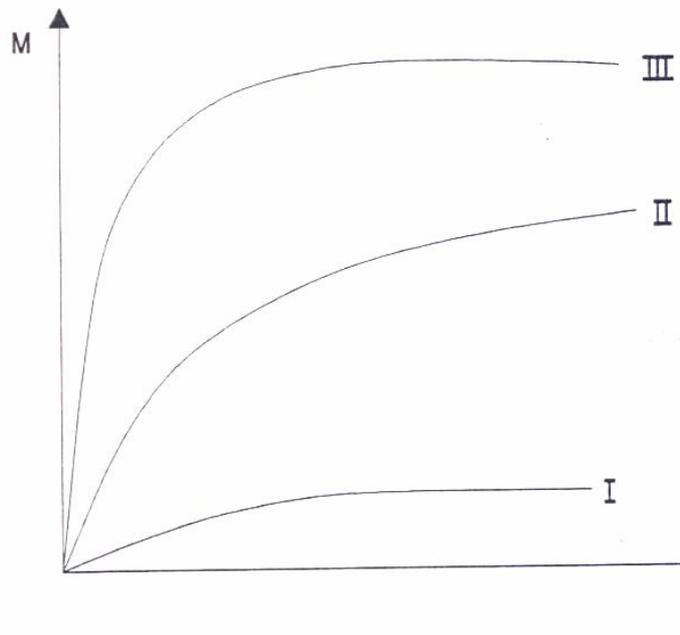
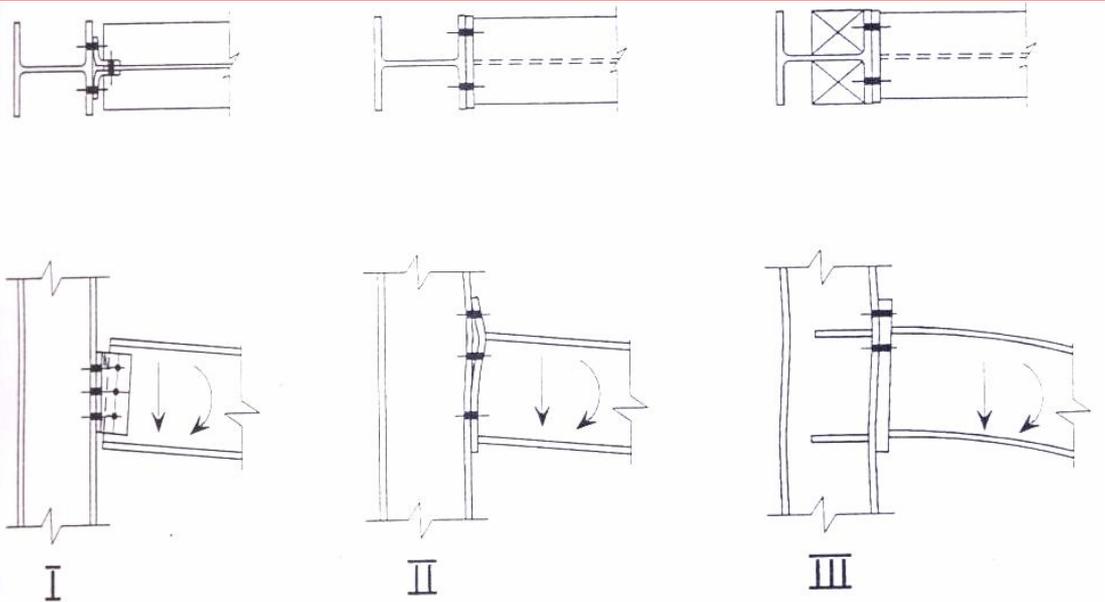
## SVANTAGGI CBF

- *Sistema ostruttivo: interferenza con i requisiti architettonici funzionali*
- *Bassa duttilità e bassa capacità dissipativa sotto carichi ciclici (dovuta all'instabilità del controvento)*

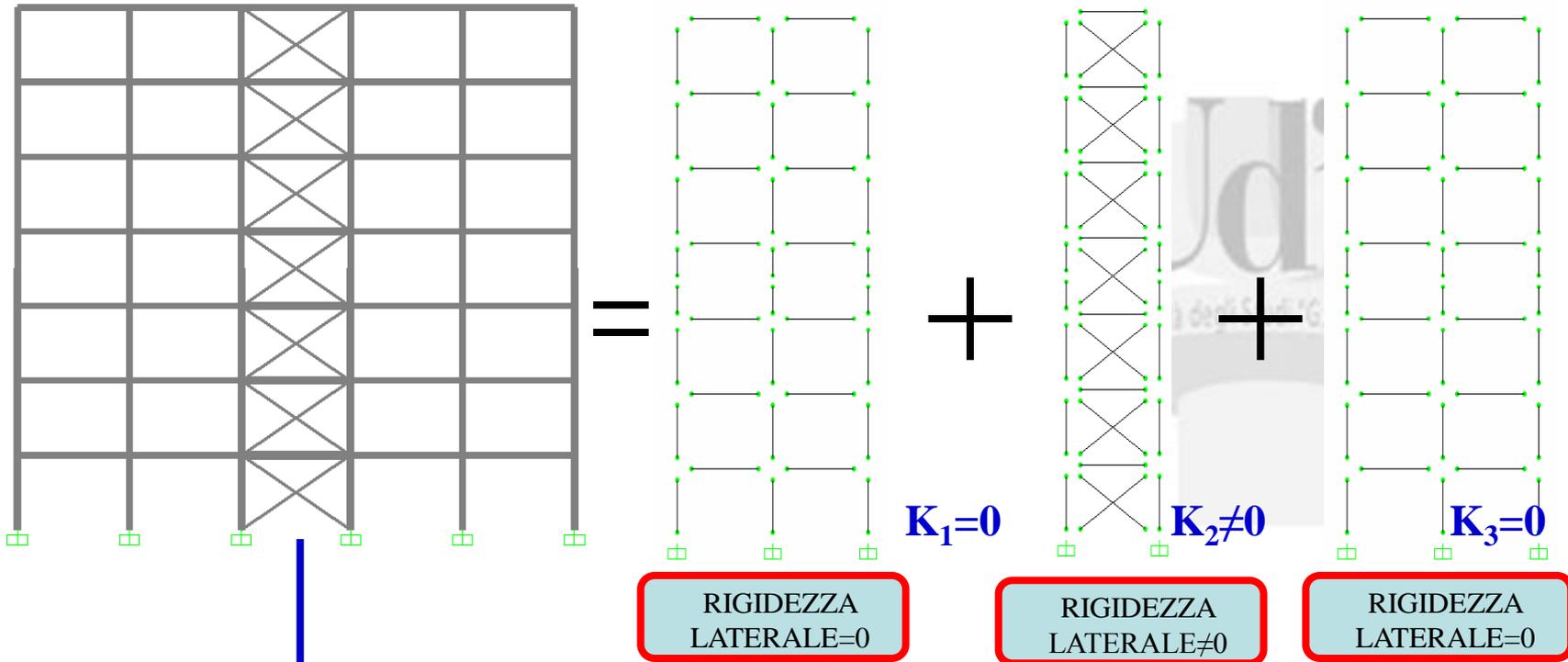


# FUNZIONAMENTO STRUTTURE CONTROVENTATE

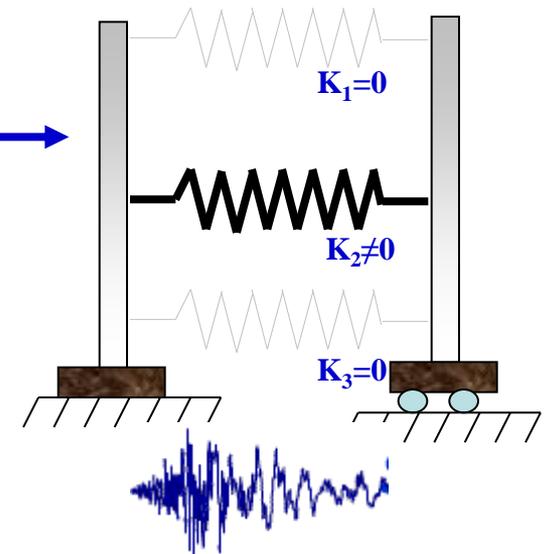




# FUNZIONAMENTO STRUTTURE CONTROVENTATE



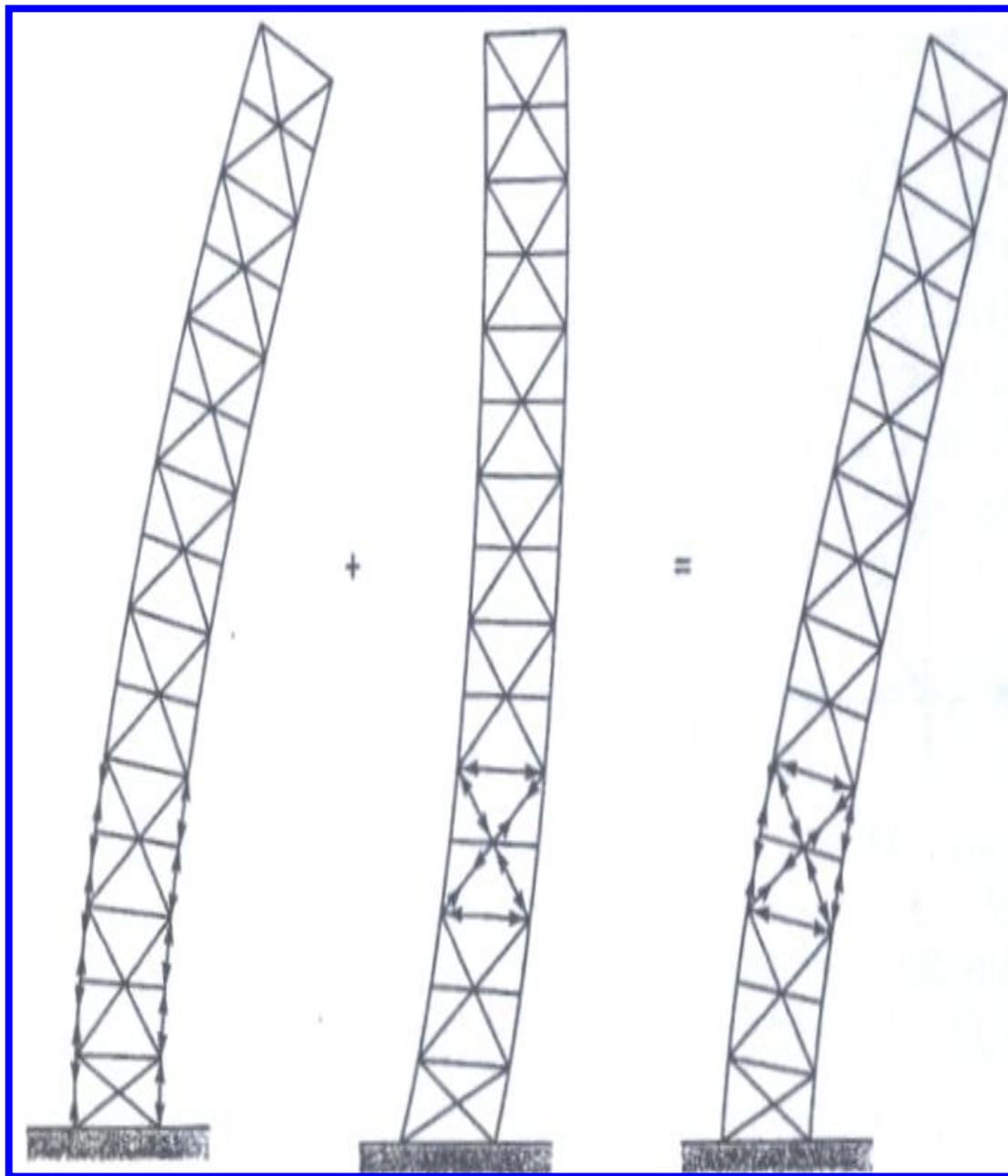
La struttura risulta dunque caratterizzata da elementi che sono interessati sia dai carichi orizzontali che verticali (parte sismoresistente) e da elementi interessati dai solo carichi verticali (parte a gravità o pendolare). In ragione di queste considerazioni il predimensionamento di tali elementi risulterà estremamente semplificato



# FUNZIONAMENTO STRUTTURE CONTROVENTATE

Prof. Gianfranco De Matteis

Edifici Multipiano in Acciaio

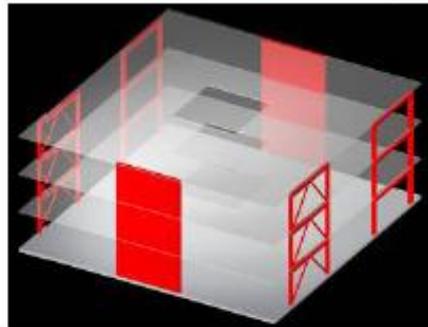
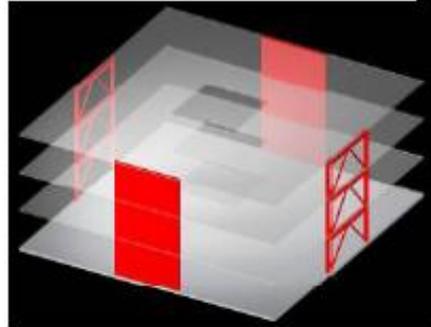
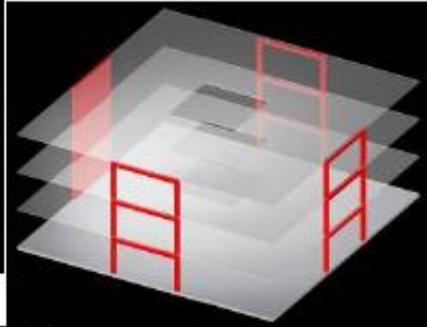
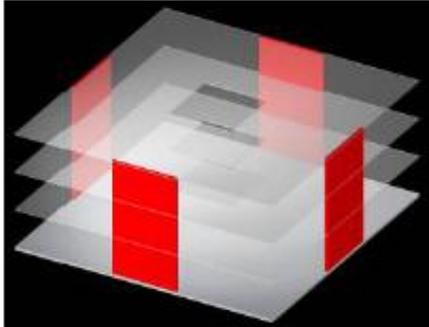
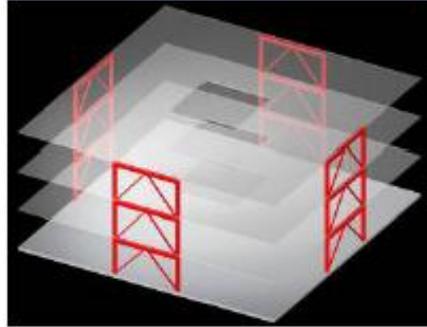
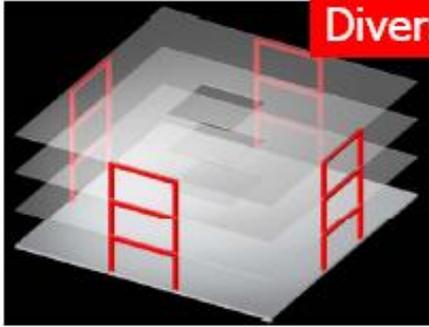


La deformata totale è data dalla sovrapposizione di una deformata flessionale che porta ad avere sforzi normali sulle colonne e da una deformata tagliante che porta ad avere sforzi normali sui controventi

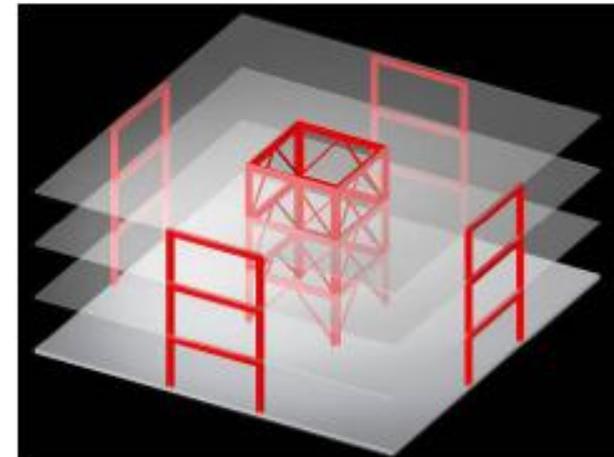
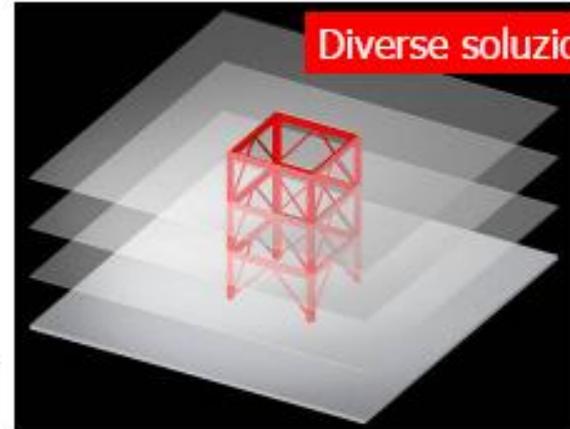


# SOLUZIONI CONTROVENTATE

Diverse soluzioni strutturali



Diverse soluzioni strutturali

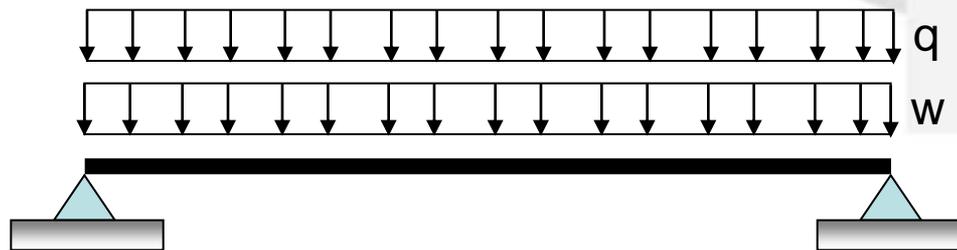


# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## TRAVI

*DATA LA SCARSA RESISTENZA FLESSIONALE DEI COLLEGAMENTI ADOTTATI, TUTTE LE TRAVI POSSONO ESSERE MODELLATE ATTRAVERSO UNA TRAVE SU DUE APPOGGI. SI DISTINGUONO LE SEGUENTI TIPOLOGIE:*

- **Travi secondarie:** soggette ad un carico uniformemente distribuito dato dall'azione trasmessa dal solaio ( $q$ ) e dal peso delle travi stesse ( $w$ )



$$M_{\max} = \frac{(q+w) \cdot l^2}{8}$$

$$T_{\max} = \frac{(q+w) \cdot l}{2}$$

$$v_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q+w) \cdot l^4}{EI}$$

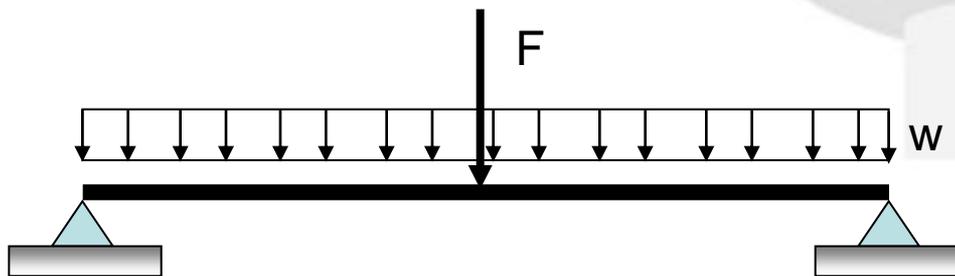
- Il carico  $q$  può essere facilmente ottenuto moltiplicando i carichi per unità di superficie per la profondità dell'area di influenza del solaio che scarica sulla trave secondaria che si sta studiando
- I carichi  $q$  e  $w$  devono intendersi comprensivi dei fattori parziali moltiplicativi dei carichi caratteristici. Questi assumono diversi valori a seconda dello stato limite che si sta analizzando e della tipologia di azione.

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## TRAVI

*DATA LA SCARSA RESISTENZA FLESSIONALE DEI COLLEGAMENTI ADOTTATI, TUTTE LE TRAVI POSSONO ESSERE MODELLATE ATTRAVERSO UNA TRAVE SU DUE APPOGGI. SI DISTINGUONO LE SEGUENTI TIPOLOGIE:*

- Travi principali: soggette a carichi concentrati  $F$  trasmessi dalle travi secondarie in esse convergenti e da uno distribuito dato dal peso delle travi stesse ( $w$ )



$$M_{\max} = \frac{w \cdot l^2}{8} + \frac{F \cdot l}{4}$$

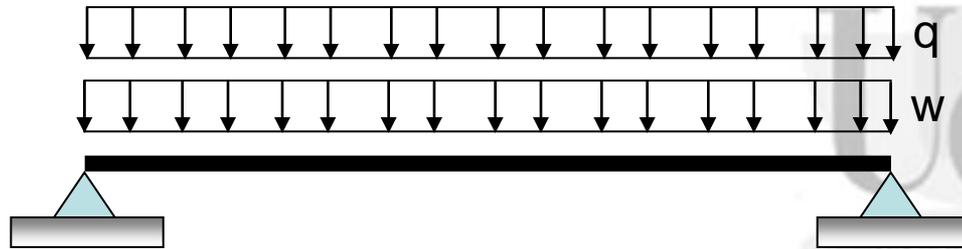
$$T_{\max} = \frac{w \cdot l}{2} + \frac{F}{2}$$

$$v_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{w \cdot l^4}{EI} + \frac{F \cdot l^3}{48EI}$$

- Anche in questo caso, i carichi  $F$  e  $w$  devono intendersi comprensivi dei fattori parziali moltiplicativi dei carichi caratteristici. Questi assumono diversi valori a seconda dello stato limite che si sta analizzando e della tipologia di azione.

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## TRAVI SECONDARIE



Si predimensionerà un'unica trave secondaria e si adotterà la stessa sezione per le altre. In particolare, verrà presa in considerazione la trave che presenta luce ( $L=5.00\text{m}$ ) e profondità dell'area di influenza ( $d=2.50\text{m}$ ) maggiori.

*Le azioni caratteristiche da considerare sono:*

$$g_1 = 1,98 \cdot 2,5 + 78,5 \cdot 0,00391 = 5,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_2 = 2,2 \cdot 2,5 = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k1} = 2 \cdot 2,5 = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

*In prima istanza si è assunta una trave IPE240*

## Verifiche di deformabilità

Per il soddisfacimento di tale verifica, bisogna controllare che:

$$\frac{\delta_{\max}}{L} \leq \frac{1}{250}$$

$$\frac{\delta_2}{L} \leq \frac{1}{300}$$

Essendo  $\delta_2$  è lo spostamento dovuto ai carichi variabili e  $\delta_{\max}$  è lo spostamento finale. Per la verifica di deformabilità si farà riferimento ai valori caratteristici delle azioni come valori di progetto.

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE TRAVI SECONDARIE

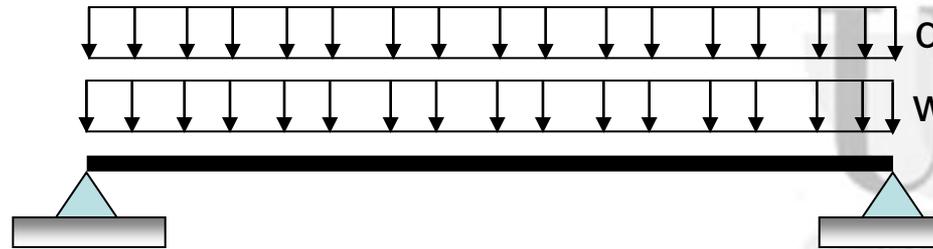
profilo	L (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_{k1}$ (kN/m)	$\delta_2$ (m)	$\delta_2/L$	VERIFICA		
IPE-240	5	0,00003892	210000000	5	0,004978	0,000996	OK		
profilo	L (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	$G_1+G_2$ (kN/m)	$\delta_1$ (m)	$\delta_{tot}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)	$\delta_{max}/L$	VERIFICA
IPE-240	5	0,00003892	210000000	10,7	0,010654	0,015632	0,015632	0,0031	OK

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE TRAVI SECONDARIE

E (kN/m <sup>2</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )	profilo	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_\omega$ (m <sup>6</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )	L (m)	K
2,1E+08	80769231	IPE-240	0,00003892	3,739E-08	1,288E-07	5	5,7552412
$M_{cr}$ (kN m)	$w_{pl,y}$ (m <sup>3</sup> )	$f_{yk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\lambda}_{IR}$	$\bar{\lambda}_{IR0}$	$K_c$	f	$\alpha_{LT}$
208,602	0,0003666	270000	0,688840864	0,2	0,94	0,97074138	0,34
$\beta$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{IR}$ (calc.)	$\chi_{IR}$ (max.1)	$\chi_{IR}$ (max.2)	$M_{b,Rd}$ (kN m)	$M_{Ed}$ (kN m)	
1	0,8203538	0,805243217	1	2,17099414	75,9091277	66,9	
$M_{b,Rd}/M_{Ed}$	VERIFICA						
1,134666	OK						

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## TRAVI SECONDARIE



## Verifiche di stabilità flesso-torsionale

$$\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

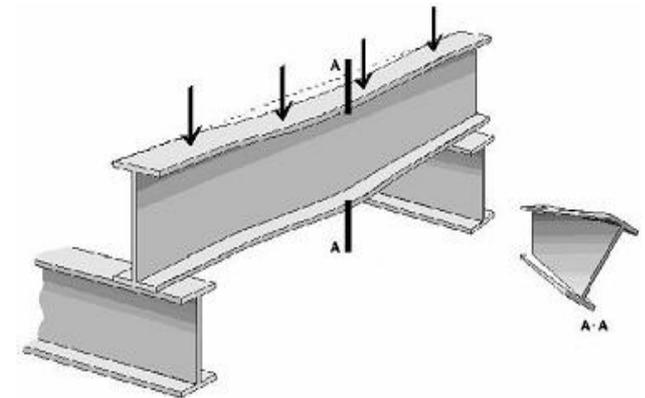
$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EI_z GI_T} \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{L_{cr}^2} \cdot \frac{E \cdot I_\omega}{G \cdot I_T}}$$

$$\Psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left( \frac{M_B}{M_A} \right)^2$$

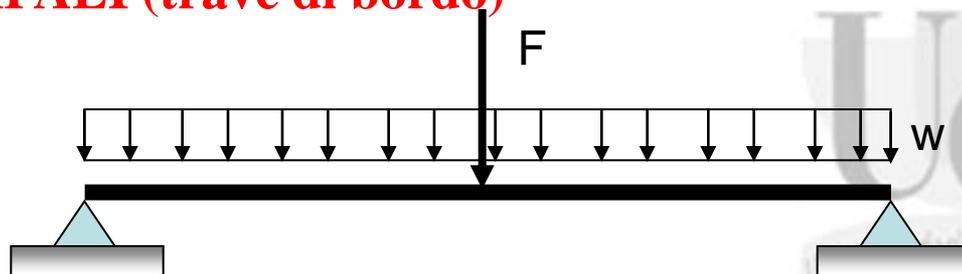
$$f = 1 - 0.5(1 - k_c)[1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$$



**MATERIALE ADOTTATO PER LE TRAVI:  
ACCIAIO S 275**

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## TRAVI PRINCIPALI (trave di bordo)



### Verifiche di deformabilità

profilo	L (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_{k1}$ (kN/m)	$\delta_2$ (m)	$\delta_2/L$	VERIFICA			
IPE-270	5	0,0000579	2E+08	1	0,0007	0,0001	OK			
profilo	L (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	$G_1+G_2$ (kN/m)	F (kN)	$\delta_1$ (m)	$\delta_{tot}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)	$\delta_{max}/L$	VERIFICA
IPE-270	5	0,0000579	2E+08	8,19	39,25	0,0139	0,0146	0,015	0,002911	OK

### Verifiche di stabilità flessio-torsionale

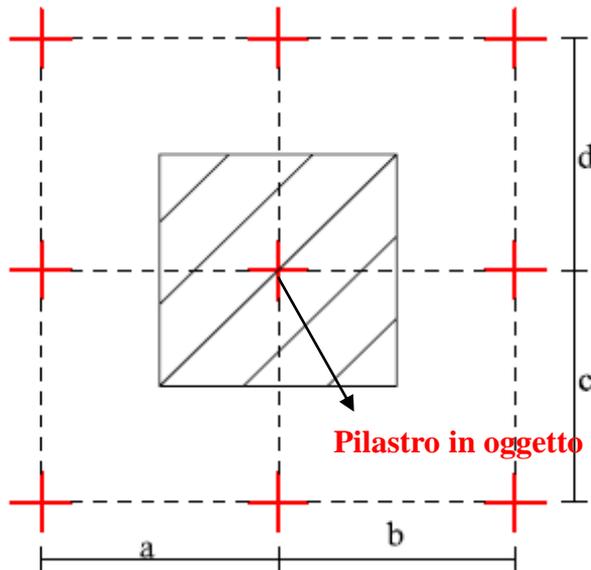
E (kN/m <sup>2</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )	profilo	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_{\omega}$ (m <sup>6</sup> )	$I_t$ (m <sup>4</sup> )	L (m)	K
2,1E+08	80769231	IPE-270	5,79E-05	7,058E-08	1,594E-07	2,5	2,330004
$M_{cr}$ (kN m)	$w_{Dy}$ (m <sup>3</sup> )	$f_{yk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\lambda}_{zr}$	$\bar{\lambda}_{zr0}$	$K_c$	f	$\alpha_{LT}$
833,9341	0,000484	275000	0,399506	0,2	0,94	0,970962	0,34
$\beta$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{zr}$ (calc.)	$\chi_{zr}$ (max.1)	$\chi_{zr}$ (max.2)	$M_{b,Rd}$ (kN m)	$M_{Ed}$ (kN m)	
1	0,613718	0,941816	1	6,4528457	119,38635	104,86	
$M_{b,Rd}/M_{Ed}$	VERIFICA						
1,138531	OK						

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## COLONNE

Le colonne della struttura pendolare, soggette prevalentemente a sforzo normale, possono essere dimensionate adottando la metodologia basata sulle aree di influenza. Si considera il carico di progetto comprensivo dei carichi permanenti (strutturali e non) e di quelli variabili. I primi includono il peso del solaio (strutturale), delle membrature principali e secondarie (strutturale) e degli elementi di completamento (non strutturali). Sulla colonna al generico piano, lo sforzo normale è pari alla somma di tutti i suddetti carichi agenti ai piani sovrastanti la colonna stessa moltiplicato per l'area di influenza.

**Carichi di progetto agenti sull'area di influenza relativa alla colonna al generico piano (a tali valori vanno aggiunti i pesi delle colonna stessa).**



Solaio	$1,98 \cdot \left(\frac{a+b}{2} \cdot \frac{d+c}{2}\right) \cdot 1,3$	(kN)
Massetto	$0,6 \cdot \left(\frac{a+b}{2} \cdot \frac{d+c}{2}\right) \cdot 1,3$	(kN)
Pavimento	$0,4 \cdot \left(\frac{a+b}{2} \cdot \frac{d+c}{2}\right) \cdot 1,3$	(kN)
Tramezzi	$1,2 \cdot \left(\frac{a+b}{2} \cdot \frac{d+c}{2}\right) \cdot 1,3$	(kN)
Tompagni	$2,4 \cdot 0,75 \cdot (L \cdot 3,2) \cdot 1,3$	(kN) (da considerare per i soli pilastri di bordo)
Travi principali	$78,5 \cdot 0,00459 \cdot \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2} + \frac{c}{2} + \frac{d}{2}\right) \cdot 1,3$	(kN)
Travi secondarie	$78,5 \cdot 0,00391 \cdot \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2}\right) \cdot 1,3$	(kN)
Sovraccarico accidentale	$2 \cdot \left(\frac{a+b}{2} \cdot \frac{d+c}{2}\right) \cdot 1,5$	(kN)

Per la scala si considera un sovraccarico accidentale di 4 kN/m<sup>2</sup>.

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## COLONNE-Verifiche di stabilità a compressione

La verifica di stabilità dell'asta reale consiste nella seguente relazione:

$$\frac{N_{E,Rd}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M1}}$$

n.b: per le sezioni di classe 4 le verifiche vengono condotte con riferimento all'area efficace

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale dalla seguente formula:

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a}$$
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \text{ per le sezioni di classe 4.}$$

Dove:

$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ ,  $\alpha$  è un fattore di imperfezione

Sezione trasversale		Lamini	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a z <sub>0</sub>	a z <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate			$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c
			$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d
Sezioni cave			Sezione formata "a caldo"	qualsunque	a	z <sub>0</sub>
			Sezione formata "a freddo"	qualsunque	c	c
Sezioni scatolari saldate			In generale	qualsunque	b	b
			saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualsunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T				qualsunque	c	c
Sezioni ad L				qualsunque	b	b
Curva di instabilità		a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$		0,13	0,21	0,34	0,49	0,76



# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## COLONNE-Verifiche di stabilità a compressione

n° pil.	profilo	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>min</sub> (m <sup>4</sup> )	L (m)	β	E (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>ed</sub> (kN)	$\bar{\lambda}$	α	φ	χ	N <sub>b,red</sub> (kN)	N <sub>ed</sub> (kN)	N <sub>b,red</sub> /N <sub>ed</sub>	VERIFICA
701	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
702	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
703	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	129,024	17,99761	OK
704	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	129,024	17,99761	OK
705	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
706	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
707	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	136,994	16,95055	OK
708	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	201,764	11,50911	OK
709	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	198,254	11,71288	OK
710	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	198,254	11,71288	OK
711	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	201,764	11,50911	OK
712	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	136,994	16,95055	OK
713	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	136,994	16,95055	OK
714	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	201,764	11,50911	OK
715	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	198,254	11,71288	OK
716	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	198,254	11,71288	OK
717	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	201,764	11,50911	OK
718	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	136,994	16,95055	OK
719	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
720	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
721	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	129,024	17,99761	OK
722	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	129,024	17,99761	OK
723	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
724	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	82,2942	28,21738	OK
601	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	164,588	14,10869	OK
602	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	164,588	14,10869	OK
603	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	258,048	8,998804	OK
604	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	258,048	8,998804	OK
605	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	164,588	14,10869	OK
606	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	164,588	14,10869	OK
607	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	273,988	8,475274	OK
608	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	403,528	5,754556	OK
609	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	350,538	6,624458	OK
610	HE260B	0,012	5,14E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	10382,91	0,5177	0,34	0,688	0,876306	2322,127	350,538	6,624458	OK

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## COLONNE-Verifiche di stabilità a compressione

n° pil.	profilo	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>min</sub> (m <sup>4</sup> )	L (m)	β	E (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>cr</sub> (kN)	$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ	N <sub>b,red</sub> (kN)	N <sub>ed</sub> (kN)	N <sub>b,red</sub> /N <sub>ed</sub>	VERIFICA
223	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	493,765	6,121533	OK
224	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	493,765	6,121533	OK
101	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	576,059	5,247028	OK
102	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	576,059	5,247028	OK
103	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	903,169	3,346659	OK
104	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	903,169	3,346659	OK
105	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	576,059	5,247028	OK
106	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	576,059	5,247028	OK
107	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	958,959	3,151958	OK
108	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1412,35	2,140122	OK
109	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1114,27	2,712621	OK
110	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1114,27	2,712621	OK
111	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1412,35	2,140122	OK
112	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	958,959	3,151958	OK
113	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	958,959	3,151958	OK
114	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1412,35	2,140122	OK
115	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1114,27	2,712621	OK
116	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1114,27	2,712621	OK
117	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	1412,35	2,140122	OK
118	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	958,959	3,151958	OK
119	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	576,059	5,247028	OK
120	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	576,059	5,247028	OK
121	HE300B	0,015	8,56E-05	3,2	1	2,10E+08	235000	17314,29	0,4499	0,34	0,6437	0,905784	3022,6	903,169	3,346659	OK

LE COLONNE SONO EVIDENTEMENTE SOVRADIMENSIONATE . UNA  
RIVISITAZIONE DELLE SEZIONI SAREBBE NECESSARIA

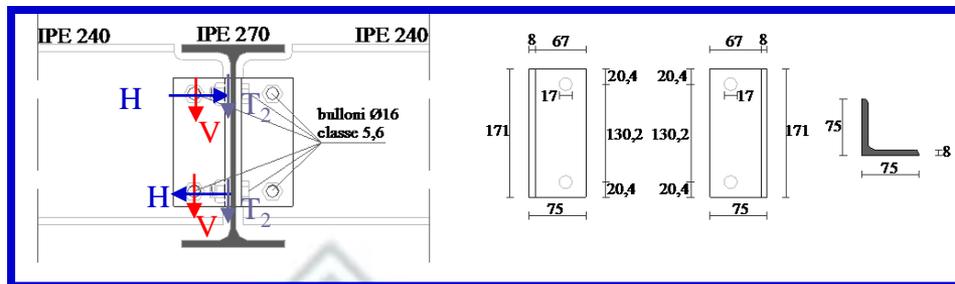
# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## COLLEGAMENTI

NELLA STRUTTURA PENDOLARE, I COLLEGAMENTI SONO GENERALMENTE REALIZZATI ATTRAVERSO UNIONI BULLONATE. SI DISTINGUONO LE SEGUENTI TIPOLOGIE

- Collegamento trave secondaria-trave principale
- Collegamento trave-colonna
- Collegamento colonna-colonna
- Collegamento colonna-fondazione

### Collegamento trave secondaria-trave principale



Il collegamento in esame si comporta come un nodo cerniera e quindi trasferisce solo lo sforzo di taglio dalla trave secondaria a quella principale. Sia la sezione 1 quella a cavallo dei fori della trave principale, le sollecitazioni che la riguardano sono  $T_1=T$  e  $M_1=T \cdot a$ , essendo  $a$  la distanza dell'asse dei suddetti fori rispetto all'asse della trave secondaria.

Queste sollecitazioni destano nei bulloni le seguenti forze

$$V = \frac{T_1}{n}$$

$$H = \frac{M_1}{h'}$$

essendo  $h'$  la distanza dell'asse foro dei bulloni più esterni. La risultante vale

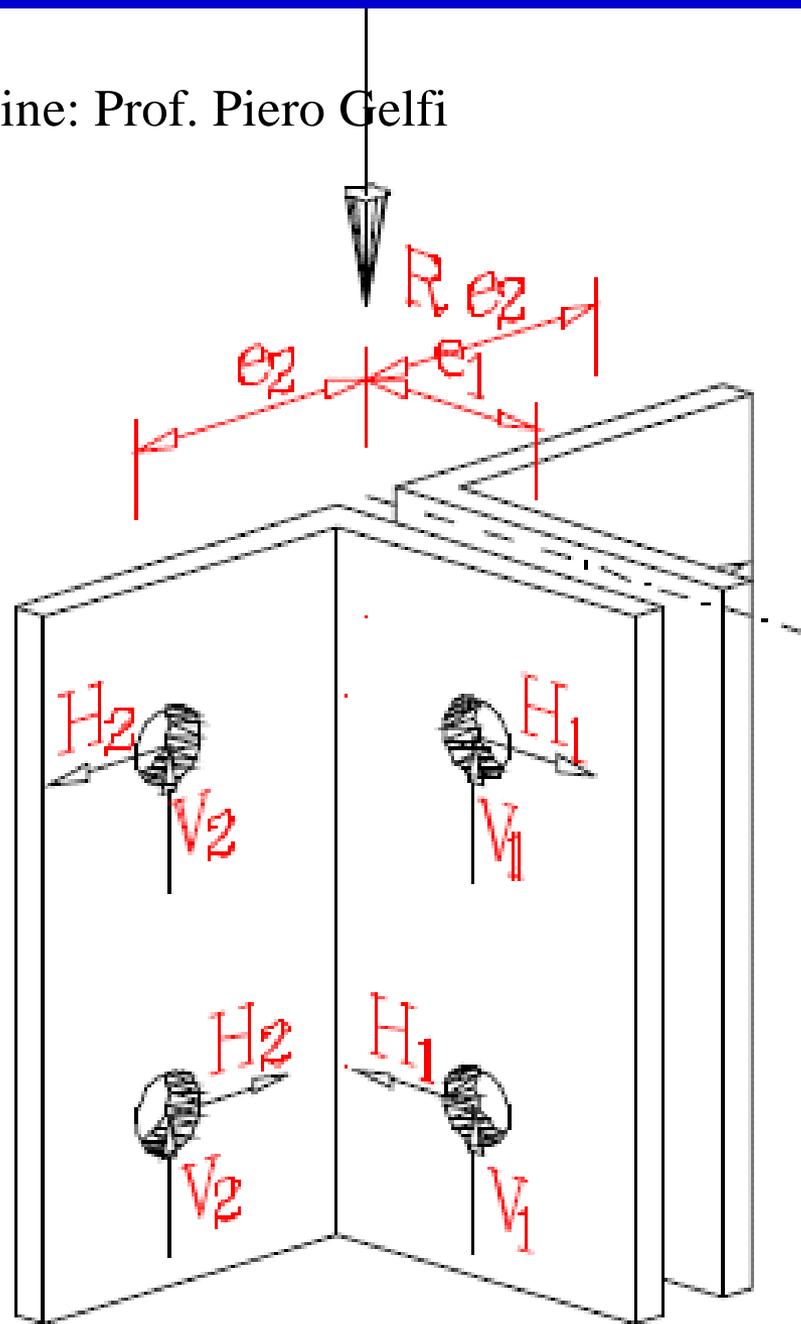
$$R = \sqrt{V^2 + H^2}$$

Sia, invece, la sezione 2 quella a cavallo dei fori sulla trave secondaria. In questa sezione si hanno le seguenti caratteristiche

$$T_2 = \frac{T}{2}$$

tutte le bulonature sono dunque sottoposte ad azioni taglianti rispetto alle quali verranno calcolati

Immagine: Prof. Piero Gelfi



# UNIONI BULLONATE A TAGLIO

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad (4.2.57)$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad (4.2.58)$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad (4.2.59)$$

$A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad (4.2.60)$$

dove  $A$  indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$ , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con  $f_{tr}$  è indicata la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi, mentre  $A_0$  indica la sezione del foro.

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad (4.2.61)$$

dove:

$d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.3 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## Collegamento trave secondaria-trave principale

### Sollecitazioni

T (kN)	T1 (kN)	a (m)	M1 (kN m)
53,52	53,52	0,05175	2,76966

### Sforzi nei bulloni

n° bulloni	V (kN)	h' (m)	H (kN)	R (kN)
2	26,76	0,13	21,30508	34,20532

### Verifica dei bulloni a taglio

F <sub>b</sub> (kN)	F <sub>V,Rd</sub> (kN)	F <sub>V,Rd</sub> /F <sub>b</sub>	VERIFICA
34,20532	48,2304	1,410026	OK

### Verifica a rifollamento della lamiera

d <sub>0</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	p <sub>1</sub> (m)	p <sub>2</sub> (m)	f <sub>tb</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>t</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k (di bordo)	α (di bordo)
0,017	0,025	0,039	0,13	0	500000	490000	2,5	0,49019608

d (m)	f <sub>tk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	t (m)	F <sub>b,Rd</sub> (kN)	R (kN)	F <sub>b,Rd</sub> /R	VERIFICA
0,016	360000	0,008	45,17647	34,20532	1,320744	OK

#### VERIFICA DELLE SQUADRETTE

In tale verifica si farà riferimento all'area netta, ovvero depurata dei rispettivi fori. Ne consegue che per la sezione in esame il momento d'inerzia

vele:  $I_x = \frac{8 \cdot 180^3}{12} - 2 \cdot \frac{17 \cdot 17^3}{12} - 2 \cdot (17 \cdot 17) \cdot 65^2 = 1432030(\text{mm}^4) = 1,43 \cdot 10^{-6}(\text{m}^4)$  valutato il

momento d'inerzia è possibile valutare il modulo di resistenza  $W_x = \frac{1,43 \cdot 10^{-6}}{0,09} = 1,6 \cdot 10^{-5}(\text{m}^3)$

$$\sigma = \frac{M_1}{W_x} = 173103(\text{kN/m}^2)$$

$$\tau_{med} = \frac{T_1}{A_x} = \frac{53,52}{0,000502} = 102923(\text{kN/m}^2)$$

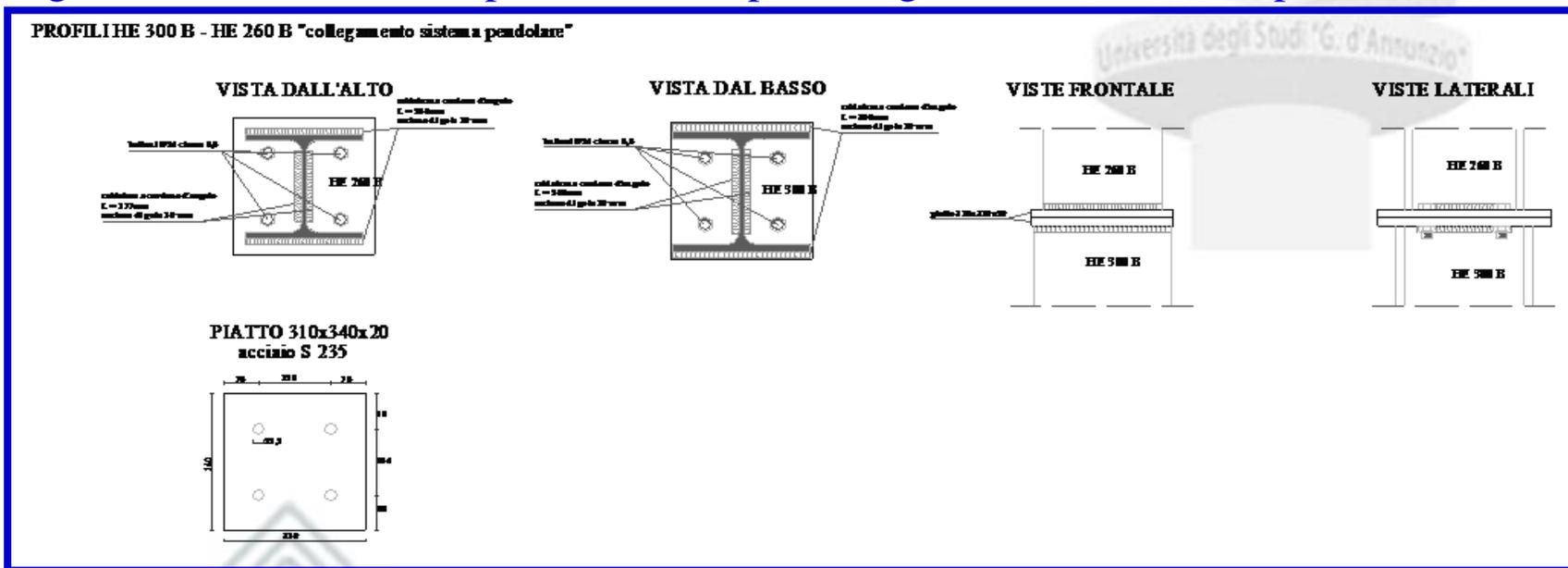
$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{med}^2} = 248483(\text{kN/m}^2)$$

Che è minore di  $\frac{355000}{1,05} = 338095(\text{kN/m}^2)$  ne consegue che la verifica è soddisfatta.

# PREDIMENSIONAMENTO-VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI PARTE PENDOLARE

## Collegamento colonna-colonna

Il collegamento tra i tronchi di colonna appartenenti allo stesso allineamento verticale viene solitamente realizzato attraverso un giunto flangiato, con bulloni progettati a taglio in maniera tale da ripristinare la capacità tagliante della sezione più debole



Sarà dunque necessario disporre bulloni e piastre tali da garantire una resistenza totale a taglio dei bulloni e a rifollamento delle lamiere superiore a:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

essendo

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

# CONCETTI PRELIMINARI PER IL CALCOLO SISMICO

## ALTA E BASSA DUTTILITÀ

In generale, le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

**a) comportamento strutturale non-dissipativo;**

**b) comportamento strutturale dissipativo.**

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

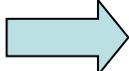
Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

**NEL CASO DI COMPORTAMENTO STRUTTURALE DISSIPATIVO, SI HANNO DUE LIVELLI DI CAPACITÀ DISSIPATIVA O CLASSI DI DUTTILITÀ:**

• CLASSE DI DUTTILITÀ ALTA (CD "A")

• CLASSE DI DUTTILITÀ BASSA (CD "B")

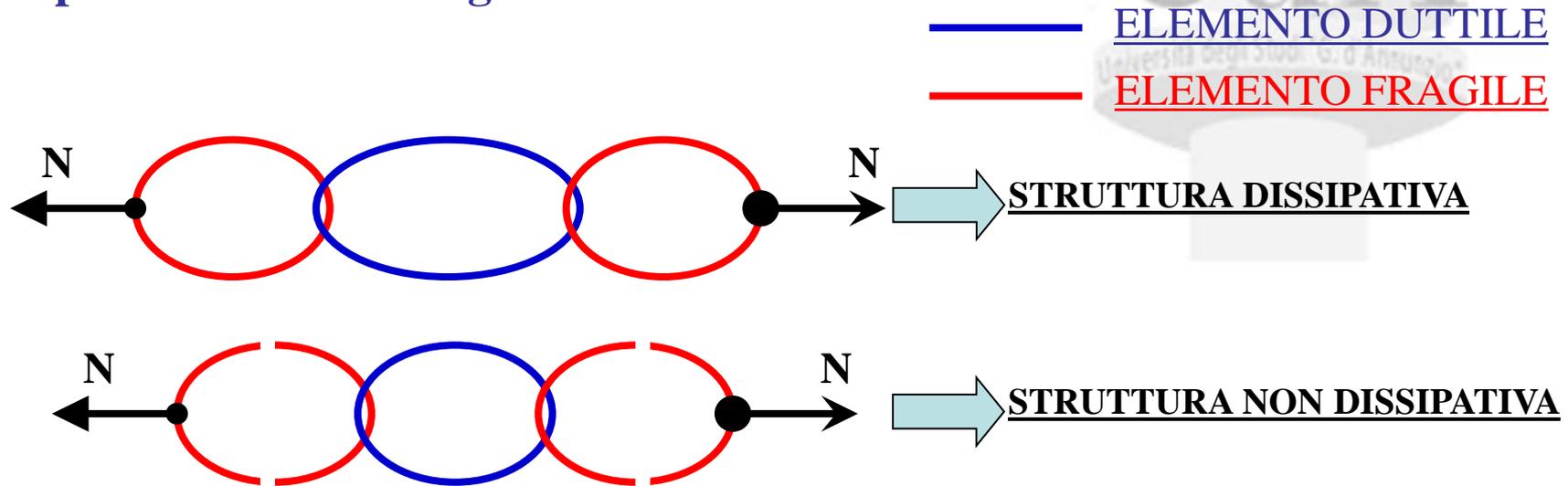
**DIPENDE DALL'ENTITÀ DELLE PLASTICIZZAZIONI CHE SI CONSIDERANO IN FASE DI PROGETTAZIONE**



# CONCETTI PRELIMINARI PER IL CALCOLO SISMICO

## ALTA E BASSA DUTTILITÀ

In caso di strutture dissipative, si localizzano le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette “dissipative” o “critiche”, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.



Tali fini possono ritenersi conseguiti innalzando la soglia di resistenza (sovraresistenza) delle possibili rotture caratterizzate da meccanismi fragili (locali, globali, etc). In questo modo, il comportamento strutturale è governato dal meccanismo duttile, in quanto il fragile, ancora lontano dalla sua soglia di resistenza non si può attivare

• SOVRARESISTENZA PER STRUTTURE CD “A”: 1.3

• SOVRARESISTENZA PER STRUTTURE CD “B”: 1.1

# CONCETTI PRELIMINARI PER IL CALCOLO SISMICO

## STATI LIMITE

**Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.**

Gli stati limite di esercizio sono:

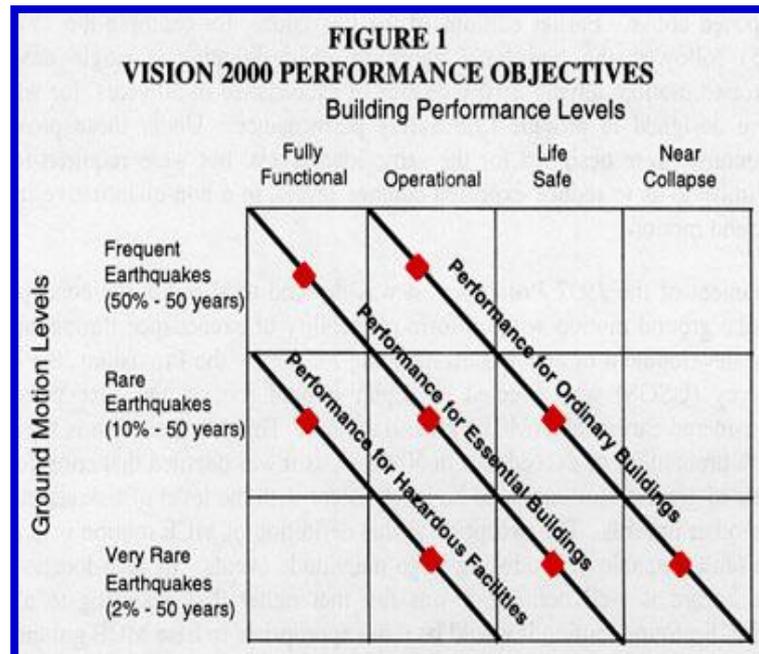
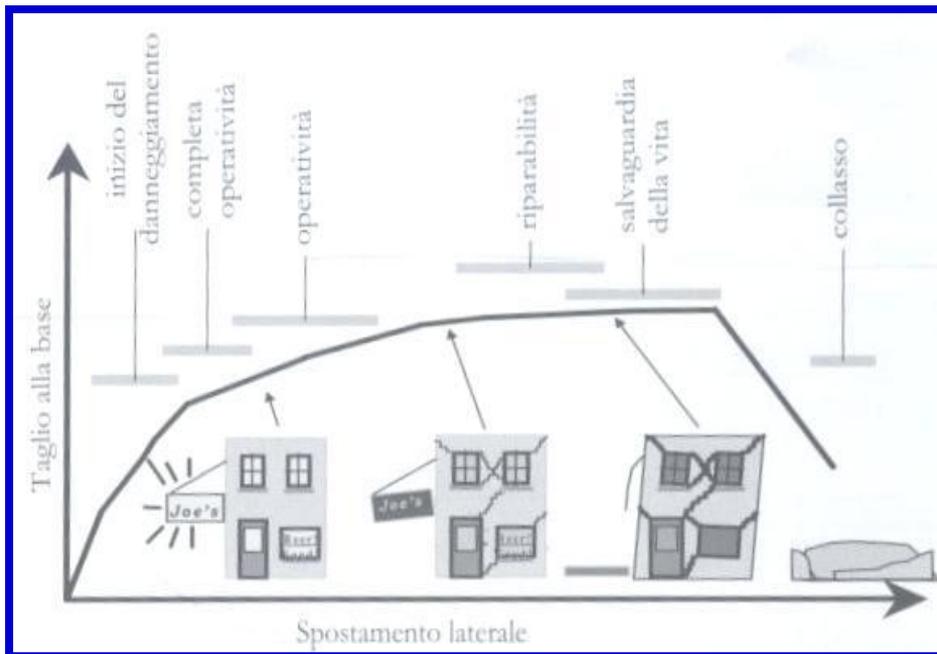
- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

# CONCETTI PRELIMINARI PER IL CALCOLO SISMICO

## STATI LIMITE



Le probabilità di superamento nel **periodo di riferimento  $P_{V_R}$** , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

**Tabella 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

# CALCOLO AZIONE SISMICA

## SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI SECONDO IL D.M. 14-01-2008

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

▪  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

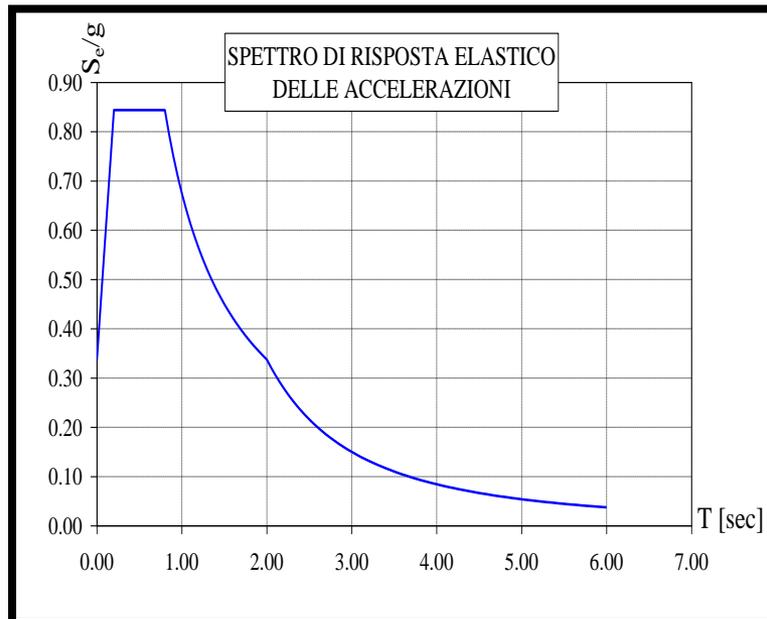
essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$



# CALCOLO AZIONE SISMICA

## SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI SECONDO IL D.M. 14-01-2008

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

$V_{s30}$ : velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità

# CALCOLO AZIONE SISMICA

## SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI SECONDO IL D.M. 14-01-2008

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

▪  $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

▪  $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

▪  $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro. Esso è dato dalla seguente relazione

$$T_C = C_C \cdot T^*_C$$

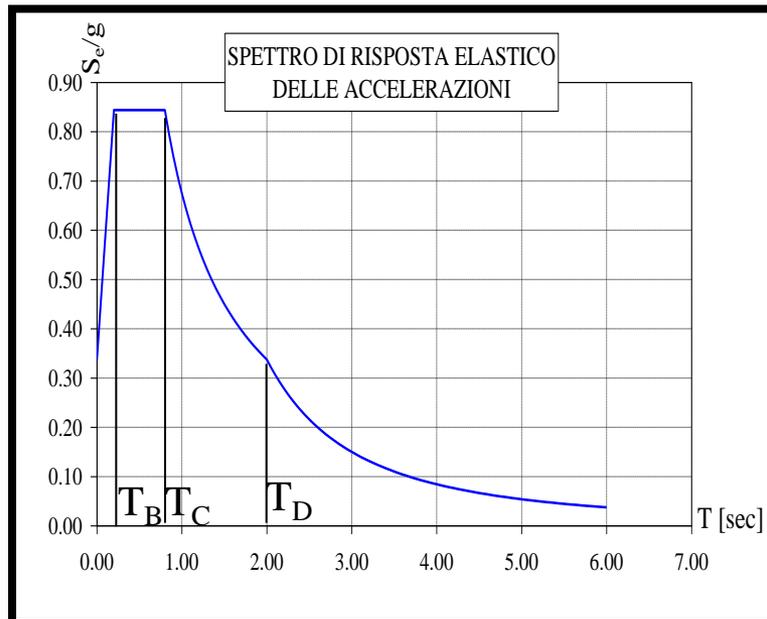
▪  $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

▪  $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione

$$T_D = 4 \cdot (a_g / g) + 1.6$$

▪  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$  sono parametri che definiscono il sisma in base alla zona ed al periodo di ritorno (o probabilità di occorrenza)



# CALCOLO AZIONE SISMICA

## PARAMETRI DI INTENSITÀ SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso,

### 2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_k}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I - Probabilità di superamento  $P_{V_k}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{V_k}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_k}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

PER EDIFICI PER CIVILE ABITAZIONE (CLASSE 2), IL TERREMOTO DI PROGETTO DA CONSIDERARE PER LO SLV DEVE ESSERE PRESO RISPETTO AD UN PERIODO DI RITORNO DI 475 ANNI. QUELLO DI DANNO PER UN PERIODO DI RITORNO DI 50 ANNI

# CALCOLO AZIONE SISMICA

## PARAMETRI DI INTENSITÀ SISMICA

ID	LON	LAT	T <sub>R</sub> =30			T <sub>R</sub> =50			T <sub>R</sub> =72			T <sub>R</sub> =101			T <sub>R</sub> =140			T <sub>R</sub> =201			T <sub>R</sub> =475			T <sub>R</sub> =975			T <sub>R</sub> =2475		
			a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub>
13111	8.5448	45.134	0.283	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.25	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.29
13333	8.5508	45.085	0.284	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.543	2.50	0.24	0.636	2.50	0.25	0.935	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.29
13555	8.5564	45.035	0.284	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.468	2.50	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.25	0.923	2.45	0.27	1.237	2.43	0.28	1.729	2.44	0.29
13777	8.5621	44.985	0.283	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.462	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.25	0.909	2.46	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.29
12890	8.6098	45.188	0.284	2.48	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.25	1.008	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.44	0.29
13112	8.6153	45.139	0.286	2.48	0.19	0.368	2.51	0.21	0.433	2.50	0.22	0.511	2.48	0.24	0.586	2.50	0.25	0.695	2.47	0.25	1.005	2.45	0.27	1.336	2.43	0.27	1.841	2.44	0.29
13334	8.621	45.089	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.434	2.50	0.22	0.511	2.49	0.24	0.586	2.51	0.25	0.694	2.48	0.25	1.001	2.45	0.27	1.332	2.43	0.27	1.835	2.44	0.29
13556	8.6268	45.039	0.288	2.46	0.19	0.367	2.51	0.21	0.433	2.51	0.22	0.510	2.49	0.24	0.584	2.51	0.25	0.691	2.48	0.25	0.998	2.45	0.27	1.325	2.44	0.28	1.828	2.44	0.29
13778	8.6325	44.989	0.288	2.48	0.19	0.368	2.52	0.21	0.430	2.51	0.22	0.507	2.50	0.24	0.580	2.51	0.25	0.688	2.49	0.25	0.989	2.45	0.27	1.318	2.44	0.28	1.819	2.44	0.29
14000	8.6383	44.939	0.288	2.47	0.19	0.363	2.52	0.21	0.426	2.52	0.22	0.502	2.50	0.24	0.576	2.52	0.24	0.679	2.49	0.25	0.981	2.45	0.27	1.307	2.44	0.28	1.807	2.44	0.29
14222	8.6439	44.889	0.284	2.47	0.19	0.360	2.53	0.21	0.421	2.53	0.22	0.497	2.50	0.24	0.570	2.52	0.24	0.671	2.50	0.25	0.970	2.45	0.27	1.294	2.44	0.28	1.792	2.44	0.29
12891	8.6803	45.192	0.306	2.43	0.20	0.389	2.50	0.21	0.467	2.47	0.23	0.544	2.49	0.23	0.626	2.50	0.25	0.736	2.47	0.26	1.049	2.46	0.27	1.374	2.46	0.28	1.875	2.46	0.29
10228	8.6826	45.794	0.283	2.42	0.20	0.364	2.46	0.22	0.430	2.46	0.24	0.505	2.44	0.25	0.577	2.48	0.26	0.679	2.48	0.26	0.992	2.43	0.27	1.335	2.38	0.28	1.924	2.30	0.30
13113	8.688	45.143	0.309	2.43	0.20	0.391	2.51	0.21	0.470	2.47	0.23	0.546	2.49	0.23	0.627	2.50	0.25	0.737	2.48	0.26	1.048	2.46	0.27	1.373	2.46	0.28	1.873	2.46	0.29
10450	8.6885	45.745	0.278	2.44	0.20	0.358	2.48	0.22	0.415	2.50	0.23	0.485	2.47	0.25	0.553	2.49	0.26	0.639	2.50	0.27	0.913	2.49	0.28	1.242	2.37	0.29	1.742	2.33	0.30
13335	8.6915	45.093	0.310	2.43	0.20	0.392	2.51	0.21	0.470	2.48	0.23	0.546	2.50	0.23	0.626	2.51	0.25	0.736	2.48	0.26	1.046	2.46	0.27	1.370	2.46	0.28	1.870	2.46	0.29
10872	8.6942	45.695	0.275	2.45	0.20	0.351	2.49	0.21	0.406	2.52	0.23	0.475	2.49	0.25	0.541	2.52	0.25	0.618	2.53	0.26	0.862	2.54	0.28	1.125	2.54	0.29	1.543	2.55	0.30
13557	8.6973	45.043	0.311	2.44	0.20	0.392	2.52	0.21	0.469	2.48	0.23	0.545	2.50	0.23	0.624	2.51	0.25	0.733	2.48	0.26	1.042	2.46	0.27	1.366	2.46	0.28	1.866	2.46	0.29
13779	8.7029	44.993	0.310	2.44	0.20	0.391	2.52	0.21	0.467	2.48	0.23	0.543	2.50	0.23	0.621	2.51	0.25	0.730	2.49	0.26	1.038	2.46	0.27	1.363	2.45	0.28	1.863	2.46	0.29
14001	8.7086	44.943	0.309	2.44	0.20	0.389	2.52	0.21	0.464	2.49	0.23	0.540	2.50	0.24	0.616	2.52	0.25	0.726	2.49	0.26	1.033	2.46	0.27	1.358	2.45	0.28	1.860	2.46	0.29
14223	8.7142	44.893	0.307	2.45	0.20	0.388	2.52	0.21	0.460	2.49	0.23	0.538	2.51	0.23	0.611	2.52	0.25	0.721	2.49	0.26	1.027	2.46	0.27	1.353	2.45	0.28	1.854	2.45	0.29
14445	8.7199	44.843	0.305	2.45	0.20	0.383	2.53	0.21	0.456	2.50	0.22	0.531	2.51	0.24	0.605	2.52	0.25	0.715	2.49	0.26	1.021	2.46	0.27	1.347	2.45	0.28	1.848	2.45	0.29
9785	8.7426	45.898	0.315	2.37	0.20	0.409	2.41	0.22	0.500	2.37	0.24	0.585	2.44	0.25	0.690	2.40	0.26	0.814	2.40	0.26	1.190	2.37	0.27	1.587	2.34	0.28	2.281	2.26	0.30
12670	8.7452	45.248	0.323	2.44	0.20	0.412	2.49	0.22	0.498	2.46	0.23	0.573	2.49	0.24	0.664	2.48	0.25	0.773	2.46	0.26	1.092	2.46	0.27	1.414	2.47	0.28	1.910	2.48	0.29

Qualora la attuale *pericolosità sismica* su *reticolo di riferimento* non contempli il periodo di ritorno  $T_R^1$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{V_R}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g, F_0, T_C^*$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella *pericolosità sismica*, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad [2]$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;

$T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

# CALCOLO AZIONE SISMICA

## PARAMETRI DI INTENSITÀ SISMICA

Microsoft Excel - Spettri-NTCver. 1.0.3

File Modifica Visualizza Inserisci Formato Strumenti Dati Finestra ? Adobe PDF

A1 fx

A B C D E F G H I J KL

2 **INTRO**

3

4

5 **D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**

6

7 **Spettri di risposta** ver. 1.0.3

8

9

10

11

12 Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti

13 (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

14 La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle

15 quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

16

17 **FASE 1.** Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

18 **FASE 2.** Scelta della strategia di progettazione;

19 **FASE 3.** Determinazione dell'azione di progetto.

20

21 La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle

22 sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un

23 immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e

24 stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle

25 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del

26 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito [www.cslp.it](http://www.cslp.it)

27

29 Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

30

31 *La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità*

32 *esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei*

33 *danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.*

34

INTRO FASE 1 FAS



**FREEWARE**

**Consiglio Superiore dei lavori pubblici**

**<http://www.cslp.it/cslp/>**

# CALCOLO AZIONE SISMICA

## PARAMETRI DI INTENSITÀ SISMICA

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Multipiano in Acciaio

Microsoft Excel - Spettri-NTCver.1.0.3.xls

File Modifica Visualizza Inserisci Formato Strumenti Dati Finestra ? Adobe PDF

Digitare una domanda.

Arial 8 G C S

F5 14.34

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 14.34000 LATITUDINE: 41.08000

Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Torino COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0.046	2.354	0.285
50	0.057	2.377	0.318
72	0.067	2.399	0.334
101	0.076	2.424	0.347
140	0.086	2.452	0.358
201	0.098	2.480	0.371
475	0.132	2.495	0.419
975	0.164	2.554	0.438
2475	0.210	2.675	0.460

INTRO **FASE 1** FASE 2

Pronto

MA NUM

# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## FATTORE DI STRUTTURA

**LE FORZE STATICHE EQUIVALENTE CHE SIMULANO IL SISMA SUL SISTEMA AD UN GRADO DI LIBERTÀ VENGONO OTTEMUTE A PARTIRE DA UNO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO. IN UN APPROCCIO DI ANALISI LINEARE, IN CUI NON SI VOGLIONO TENERE IN CONTO LE INELASTICITÀ DEL MATERIALE, CIÒ SIGNIFICHEREBBE CHE LA STRUTTURA DOVREBBE ESSERE IN GRADO DI SOPPORTARE ANCHE TERREMOTI DISTRUTTIVI SENZA ALCUN TIPO DI DANNO QUANTO MENO AGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI.**

**CIÒ RISULTEREBBE FORTEMENTE ANTIECONOMICO**

**IN UN CALCOLO LINEARE, LA CAPACITÀ DISSIPATIVA DELLA STRUTTURA PUÒ ESSERE PORTATA IN CONTO ATTRAVERSO UN FATTORE RIDUTTIVO DELLE FORZE ELASTICHE: IL FATTORE DI STRUTTURA  $q$**

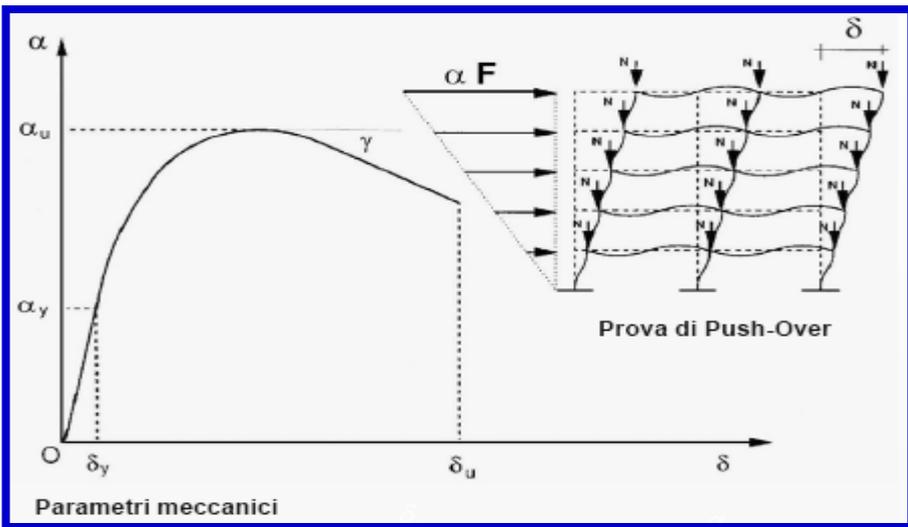
$$q = q_0 \cdot k_R$$

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

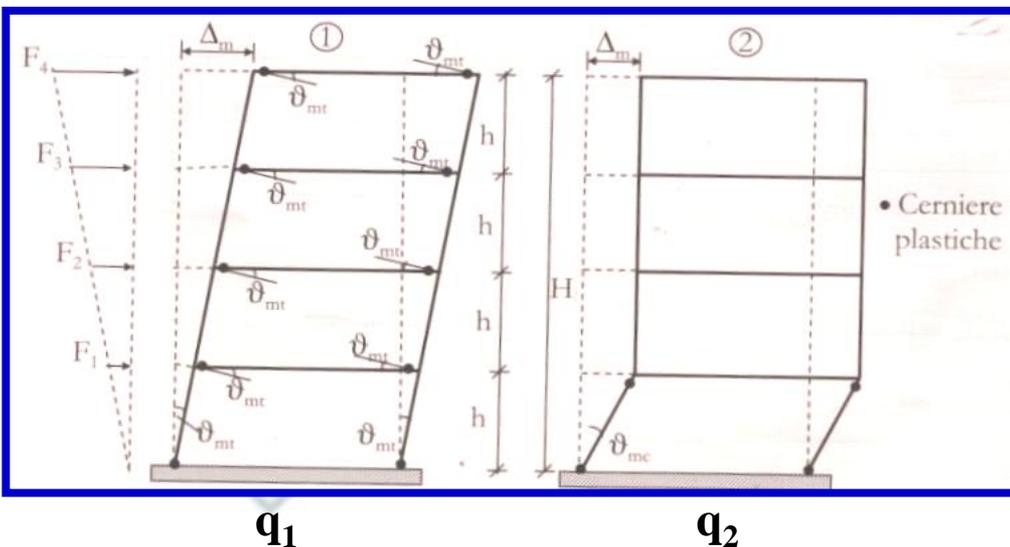
$k_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## FATTORE DI STRUTTURA



**OVVIAMENTE PER CLASSI DI DUTTILITÀ CD "A", SI HANNO VALORI DI FATTORE DI STRUTTURA PIÙ ALTI**



$$q_1 > q_2$$

LO SPETTRO ELASTICO VIENE DUNQUE TRASFORMATO IN SPETTRO DI PROGETTO  $S_D(T)$

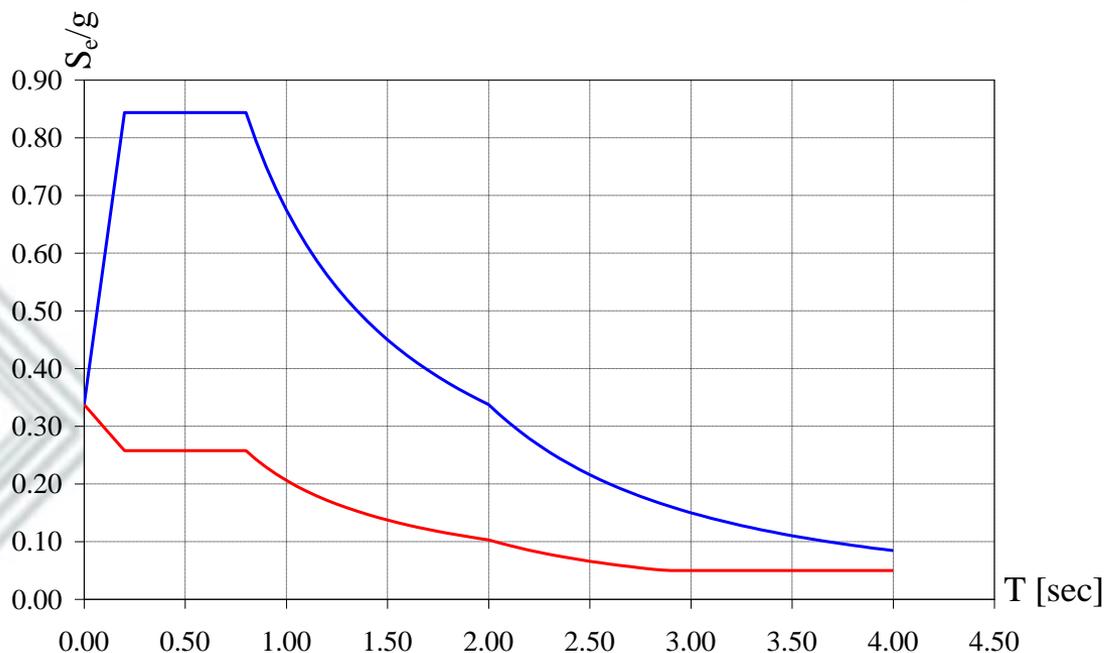
# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## SPETTRO DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_D(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

## SPETTRO DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITI ULTIMI

Nelle relazioni che definiscono lo spettro elastico si sostituisce  $\eta$  con il rapporto  $1/q$



# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## SPETTRO DI PROGETTO PER GLI EDIFICI IN ACCIAIO

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate c) Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva b2) Controventi concentrici a V	4 2	4 2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tali valori di  $q_0$  sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

In particolare, essi richiedono collegamenti progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sfruttamento delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito si può ritenere soddisfatto se sono rispettate le regole di progettazione di cui al § 7.5.4.4.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

- edifici a un piano  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$

# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## PESO SISMICO DELL'EDIFICIO

GLI EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA DEVONO ESSERE VALUTATI TENENDO CONTO DELLE MASSE ASSOCIATE AI SEGUENTI CARICHI GRAVITAZIONALI:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

## Pesi sismici calcolati col metodo delle fasce di influenza

Peso solaio 4,15 kN/m<sup>2</sup> } 1342,28 kN  
 Incidenza solaio 323,44 m<sup>2</sup> }

Peso travi principali 0,36 kN/m } 33,44 kN  
 Incidenza travi principali 92,88 m }

Peso travi secondarie 0,31 kN/m } 47,86 kN  
 Incidenza travi secondarie 154,4 m }

Peso tamponature:  
 • ultimo impalcato 2,4·0,75·1,6=2,88 kN/m } ultimo imp. 218,19 kN  
 • restanti impalcati 2,4·0,75·3,2=5,76 kN/m } restanti imp. 436,38 kN  
 Incidenza tamponature 75,76 m }

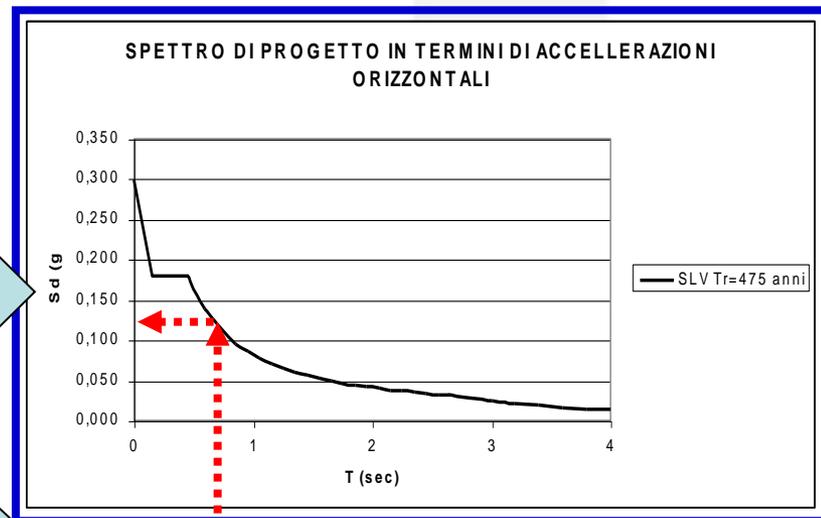
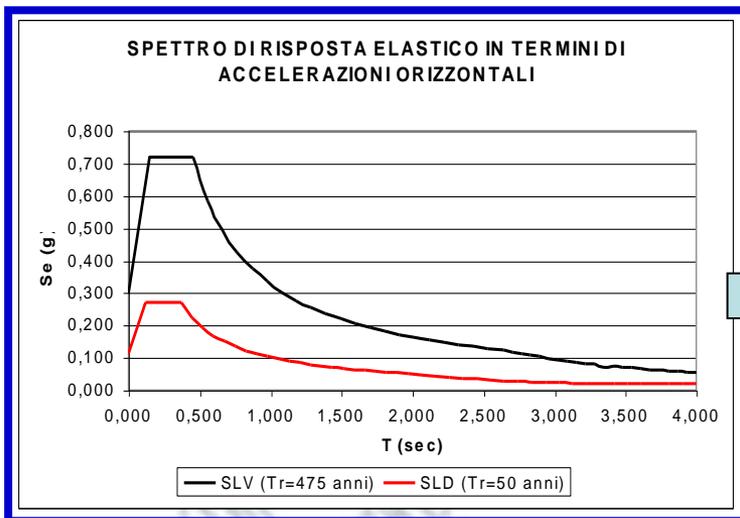
Peso colonne:  
 • HE300B 1,17 kN/m } ultimo imp. 35,71 kN  
 • HE260B 0,93 kN/m } imp. 1 e 2 89,86 kN  
 Incidenza colonne:  
 • Ultimo impalcato 1,6 m } imp. 3 80,64 kN  
 • Restanti implacati 3,2 m } restanti imp. 71,42 kN  
 n° colonne per piano 24 }

W (kN)	1°imp.	2°imp.	3°imp.	4°imp.	5°imp.	6°imp.	7°imp.	totale
<b>solaio</b>	1536,34	1536,34	1536,34	1536,34	1536,34	1536,34	1536,34	10754,41
<b>travi prin.</b>	33,44	33,44	33,44	33,44	33,44	33,44	33,44	234,08
<b>travi sec.</b>	47,86	47,86	47,86	47,86	47,86	47,86	47,86	335,02
<b>tampo.</b>	436,38	436,38	436,38	436,38	436,38	436,38	218,19	2836,47
<b>colonne</b>	89,86	89,86	80,64	71,42	71,42	71,42	35,71	510,33
<b>totale</b>	2143,88	2143,88	2134,66	2125,44	2125,44	2125,44	1871,54	14670,31

# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## AZIONE SISMICA E RIPARTIZIONE TRA I PIANI

		$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*c$ [s]
$T_R=50$ anni	SLD	0,092	2,449	0,258
$T_R=475$ anni	SLV	0,259	2,408	0,331



$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,875(\text{sec})$$

$$F_h = S_d \cdot W \cdot \lambda / g$$

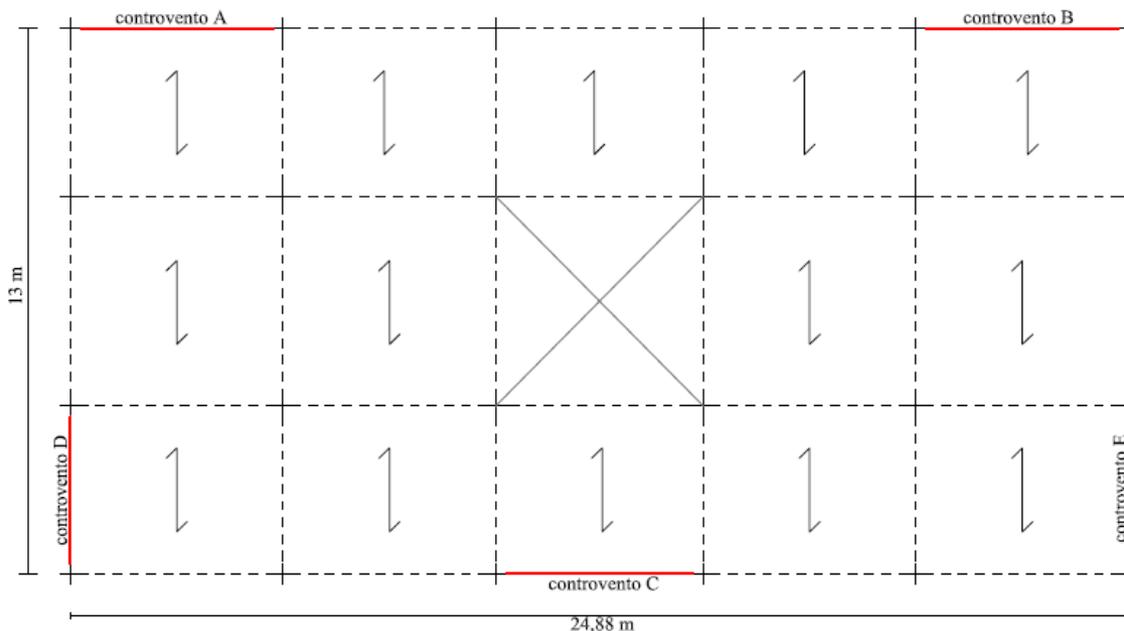
$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_y W_y \cdot z_y$$

# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## AZIONE SISMICA E RIPARTIZIONE TRA I PIANI

	W (kN)	z <sub>i</sub> (m)	z <sub>i</sub> · w <sub>i</sub> / ∑ z <sub>i</sub> · w <sub>i</sub>	F <sub>i</sub> (kN)	
				SLV	SLD
1° imp.	2143,884	3,200	0,037	41,974	51,912
2° imp.	2143,884	6,400	0,074	83,949	103,823
3° imp.	2134,664	9,600	0,111	125,381	155,065
4° imp.	2125,444	12,800	0,147	166,453	205,861
5° imp.	2125,444	16,000	0,184	208,067	257,326
6° imp.	2125,444	19,200	0,221	249,680	308,791
7° imp.	1871,544	22,400	0,227	256,496	317,221
<b>totale</b>	<b>14670,308</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>1132,000</b>	<b>1400,000</b>

### Ripartizione tra i controventi del tagliante di piano



$$F_{xi} = F \cdot \left[ \frac{k_{xi}}{\sum_i k_{xi}} \pm \frac{e_y \cdot k_{xi} \cdot dy_i}{I_{Gx} + I_{Gy}} \right]$$

$$F_{yi} = F \cdot \left[ \frac{k_{yi}}{\sum_i k_{yi}} \pm \frac{e_x \cdot k_{yi} \cdot dx_i}{I_{Gx} + I_{Gy}} \right]$$



# CALCOLO AZIONE SISMICA DI PROGETTO

## AZIONE SISMICA E RIPARTIZIONE TRA I PIANI



Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore ( $\delta$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e \quad (7.3.7)$$

dove:

$x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

$L_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

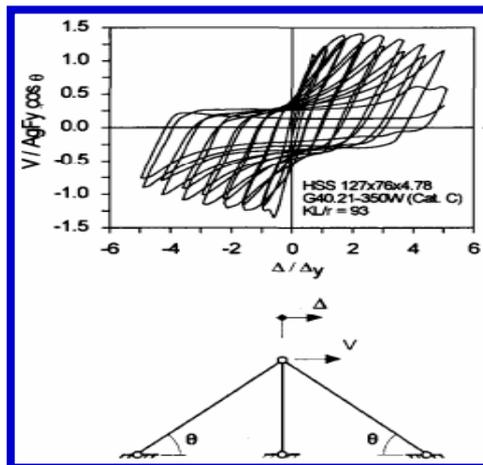
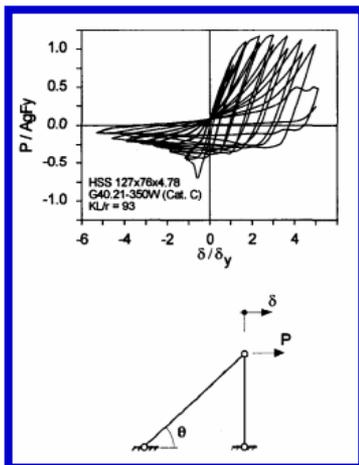
# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le diagonali di controvento hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che nel caso di controventi a V, devono essere considerate solo le diagonali tese

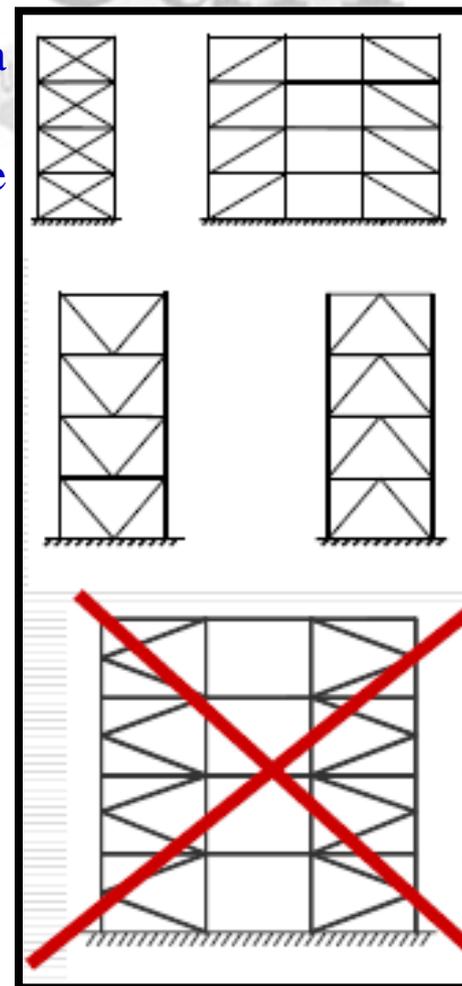
Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare indipendente dal verso dell'azione sismica



Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale dei controventi deve rispettare le seguenti condizioni:

$$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2 \text{ in telai con controventi ad X;}$$
$$\bar{\lambda} \leq 2 \text{ in telai con controventi a V.}$$

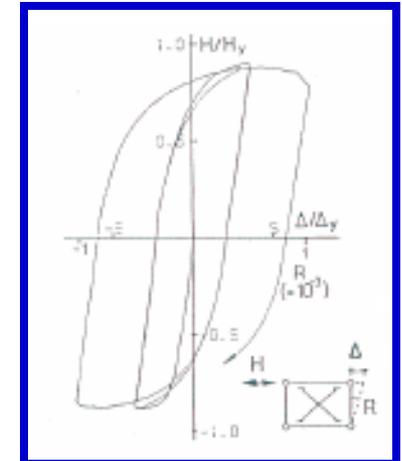
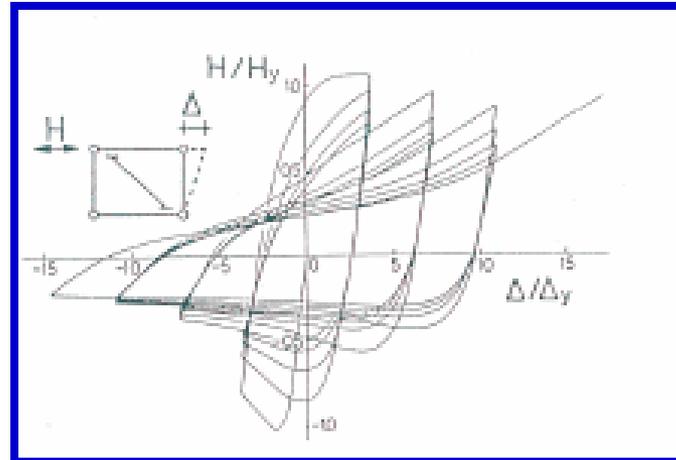
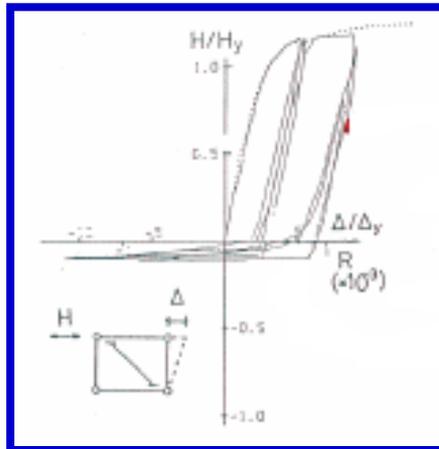
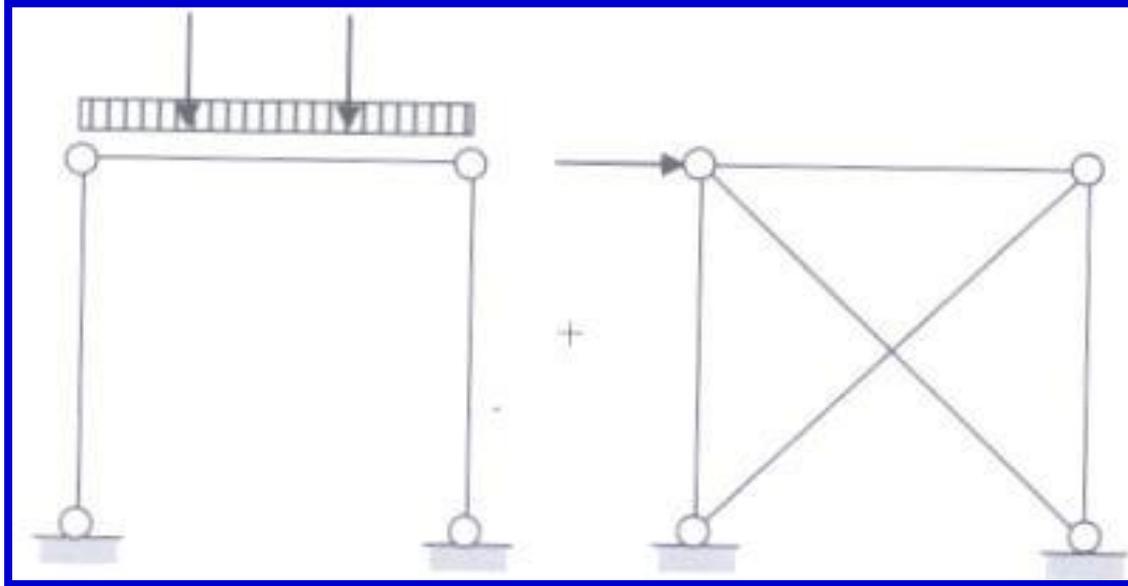


# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DELLE DIAGONALI DI CONTROVENTO

Prof. Gianfranco De Matteis

Edifici Multipiano in Acciaio



$\lambda$



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DELLE DIAGONALI DI CONTROVENTO

L'azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  su ogni controvento teso deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature indebolite da fori per collegamenti bullonati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

1. la resistenza plastica della sezione lorda

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

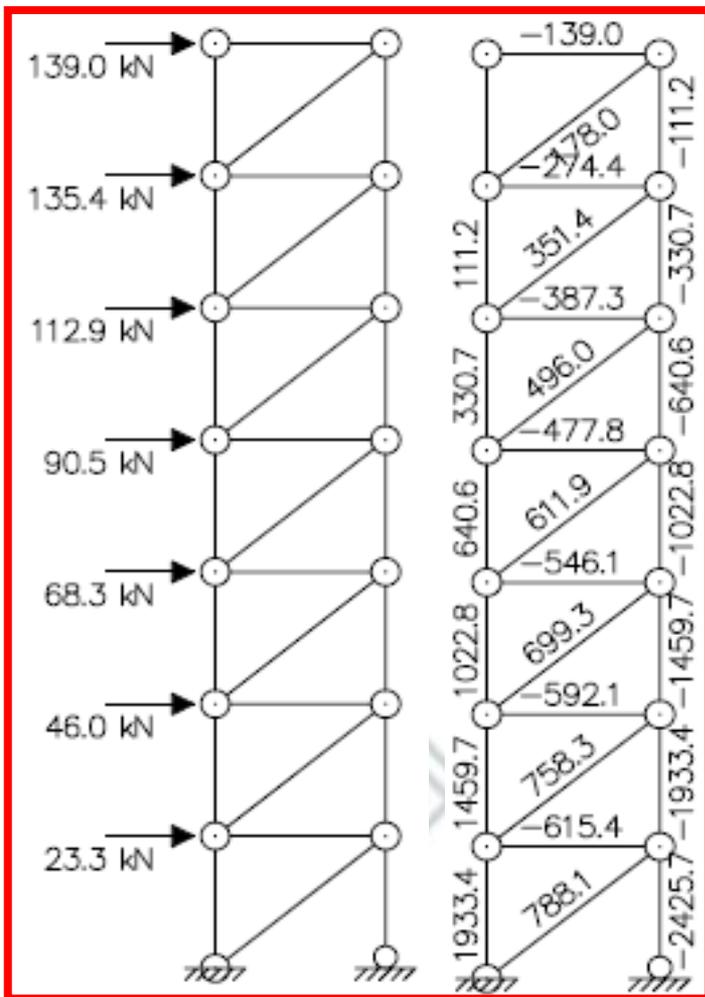
2. La resistenza a rottura della sezione in corrispondenza dei fori di collegamento

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze deve risultare

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \rightarrow N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$$

### Controventi D-E



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DELLE DIAGONALI DI CONTROVENTO

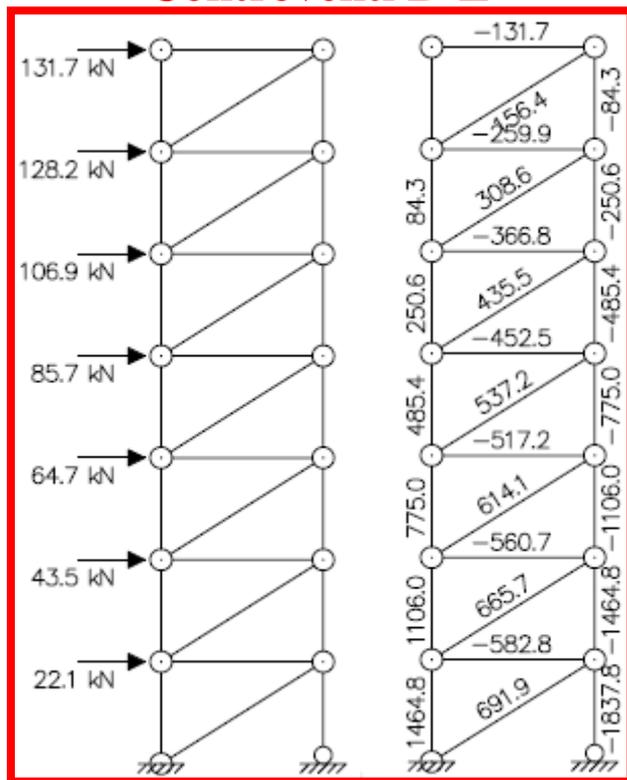


n° piano	$N_{ed}$ (kN)	profilo	A (m <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}/N_{ed}$	verifica
1	778,1	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,129736	ok
2	758,3	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,159235	ok
3	699,3	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,257039	ok
4	611,9	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,436587	ok
5	496	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	1,063364	ok
6	351,4	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	1,500935	ok
7	178	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	2,963082	ok

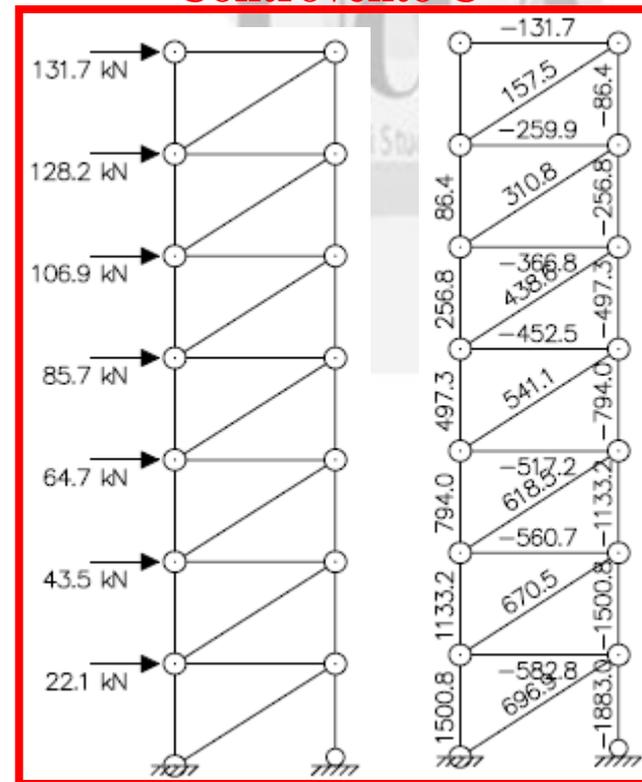
# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DELLE DIAGONALI DI CONTROVENTO

Controventi D-E



Controvento C



n° piano	$N_{ed}$ (kN)	profilo	A (m <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}/N_{ed}$	verifica
1	691,9	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,270484	ok
2	665,7	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,320486	ok
3	614,1	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,431441	ok
4	537,2	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,636351	ok
5	435,5	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	1,211087	ok
6	308,6	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	1,709101	ok
7	156,4	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	3,372305	ok

n° piano	$N_{ed}$ (kN)	profilo	A (m <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}/N_{ed}$	verifica
1	696,9	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,261368	ok
2	670,5	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,311033	ok
3	618,5	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,421257	ok
4	541,1	HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,624557	ok
5	438,6	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	1,202528	ok
6	310,8	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	1,697003	ok
7	157,5	HE 100 AA	0,00156	355000	527,4286	3,348753	ok

# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

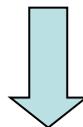
## DIMENSIONAMENTO DI TRAVI E COLONNE

Nel caso dei controventi concentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un **comportamento di tipo dissipativo** sono influenzati sia dalla **tipologia di controvento** sia dai **criteri di dimensionamento** adottati.

In relazione a tali fattori si distinguono due classi di duttilità:

- controventi concentrici a bassa duttilità
- controventi concentrici ad alta duttilità

di regola, i controventi concentrici devono essere progettati in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonna



**APPLICAZIONE GERARCHIA DELLE  
REISTENZE PER TRAVI E PILASTRI**



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DI TRAVI E COLONNE

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali, in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura, devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \leq 1$$

essendo

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità

$N_{Ed,G}$  e  $M_{Ed,G}$ , sono le sollecitazioni di compressione e flessione dovute alle azioni non sismiche

$N_{Ed,E}$  e  $M_{Ed,E}$ , sono le sollecitazioni di compressione e flessione dovute alle azioni sismiche

$\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza

$\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i = N_{pl,RD,i}/N_{ED,i}$  degli elementi di controvento, essendo  $N_{ED,i}$  lo sforzo normale di progetto della i-mo controvento in condizione sismiche e  $N_{pl,RD,i}$  il corrispondente sforzo normale plastico



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DI TRAVI E COLONNE



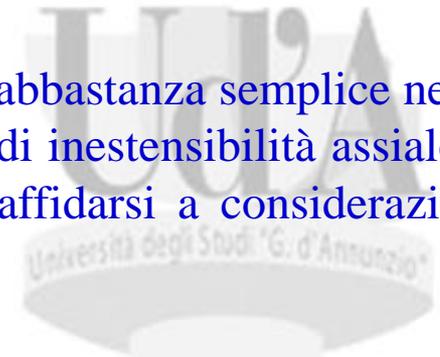
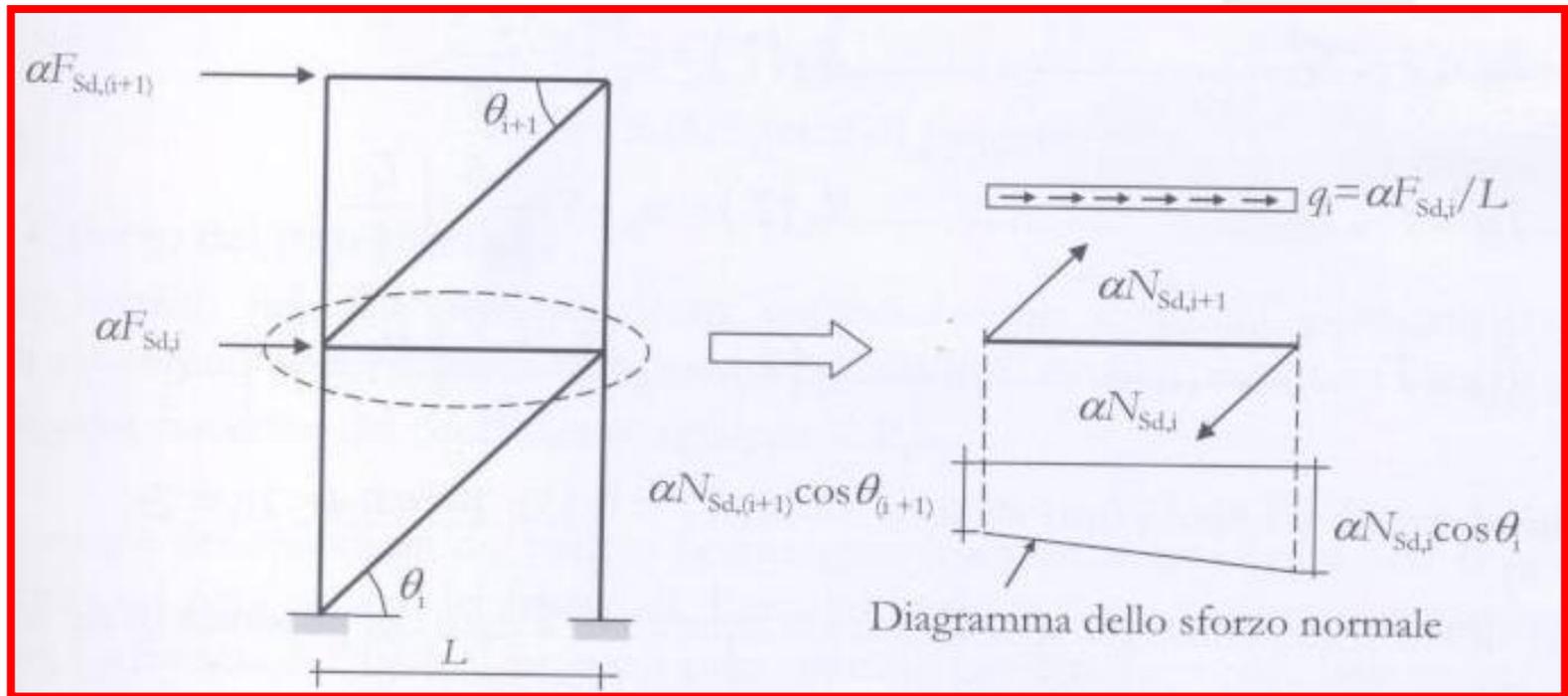
Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

n° piano	profilo	A (m <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	N <sub>Ed</sub> (kN)	Ω	Ω <sub>max</sub>	Ω <sub>min</sub>	ΔΩ <sub>min</sub> (%)	ΔΩ <sub>max</sub> (%)	ΔΩ <sub>max</sub> (1-6) (%)
1	HE 100 B	0,0026	355000	879,05	778,10	1,1297	2,9631	1,0634	5,88	61,87	24,73
2	HE 100 B	0,0026	355000	879,05	758,30	1,1592			8,27	60,88	22,77
3	HE 100 B	0,0026	355000	879,05	699,30	1,2570			15,41	57,58	16,25
4	HE 100 B	0,0026	355000	879,05	611,90	1,4366			25,98	51,52	4,29
5	HE 100 AA	0,0016	355000	527,43	496,00	1,0634			0,00	64,11	29,15
6	HE 100 AA	0,0016	355000	527,43	351,40	1,5009			29,15	49,35	0,00
7	HE 100 AA	0,0016	355000	527,43	178,00	2,9631			64,11	0,00	-

# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## DIMENSIONAMENTO DI TRAVI E COLONNE

Mentre calcolare lo sforzo dovuto ad azioni sismiche risulta abbastanza semplice nel caso delle colonne, per le travi, è necessario “rilassare” l’ipotesi di inestensibilità assiale fatta nel momento in cui si impone un constraint di piano ed affidarsi a considerazioni di equilibrio (alla traslazione orizzontale)



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## VERIFICA TRAVI (Sforzo normale e flessione)

NTC



### 4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

### Circ. 2-02-2009 (Metodo B)

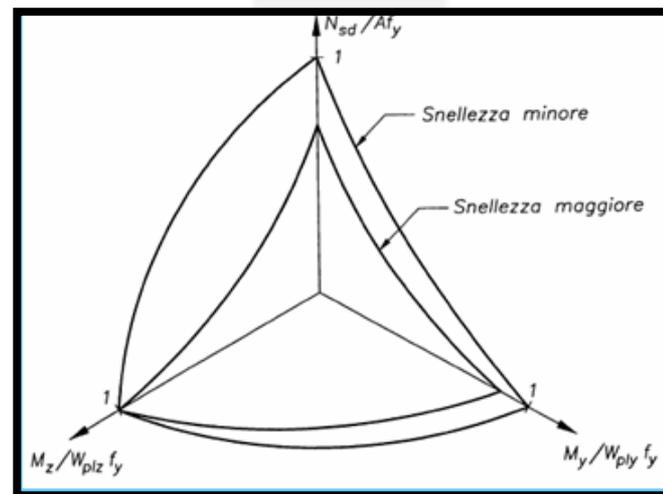
Elementi suscettibili di deformazioni torsionali quali ad esempio elementi con sezione aperta e senza ritegni torsionali

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{R,k}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Table 6.7: Values for  $N_{Rk} = f_y A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y W_i$  and  $\Delta M_{i,Ed}$

Class	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
$W_z$	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$



## VERIFICA COLONNE (Sforzo normale)

VERIFICA DI STABILITÀ COME PER LE ASTE DELLA PARTE A GRAVITÀ

# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## COLLEGAMENTI

- Collegamento diagonale-trave-colonna
- Collegamento diagonale-diagonale
- Collegamento colonna-colonna
- Collegamento colonna-fondazione

### 7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove:

$R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata (da valutarsi secondo le indicazioni del § 4.2;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## COLLEGAMENTI DIAGONALE-TRAVE-COLONNA

### COLLEGAMENTI DEI CONTROVENTI

Lo sforzo da trasferire è quello di trazione valutato nel seguente modo:  $R_{y,d} = \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd}$

Per il profilo HE 100 B le sollecitazioni di progetto sono le seguenti:

profilo	A (m <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> (kN)	N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	γ <sub>Rd</sub>	N <sub>l,d</sub> (kN)
HE 100 B	0,0026	355000	879,0476	1,1	1064

I bulloni adoperati sono si seguenti:

d (m)	A (m <sup>2</sup> )	classe	f <sub>tb</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>tb</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0,01	8E-05	8,8	649000	800000

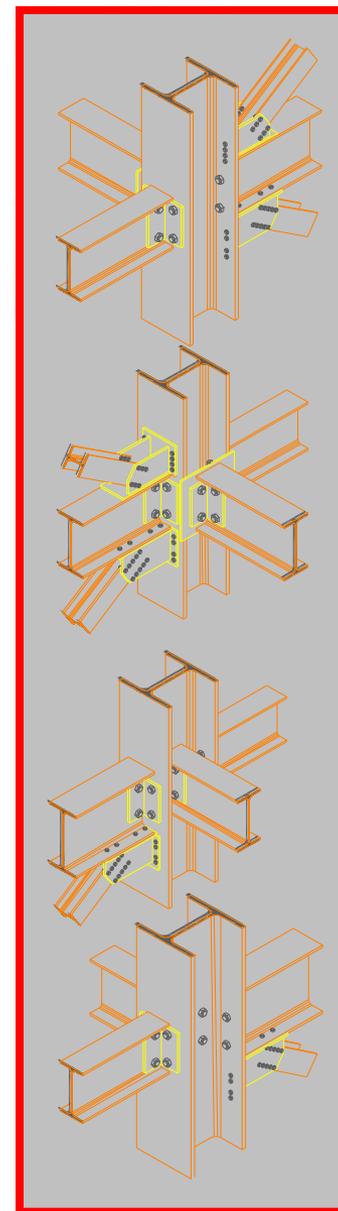
Di seguito si riporta la verifica a taglio:

R (kN)	n	F <sub>b</sub> (kN)	F <sub>v,Rd</sub> (kN)	F <sub>v,Rd</sub> /F <sub>b</sub>	verifica
531,82	10	26,591	30,144	1,13361	ok

Di seguito si riporta la verifica della saldatura:

per i controventi A e B:

T (kN)	T <sub>z</sub> (kN)	a (m)	L (m)	τ <sub>  </sub> (kN/m <sup>2</sup> )	β	f <sub>th</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	S <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>d</sub> /S <sub>d</sub>	verifica
531,82	446,73	0,01	0,13812	161719	0,8	360000	280105,2	360000	1,2852	ok



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE

### COLLEGAMENTO COLONNA FONDAZIONE

Si deve dimensionare il collegamento del profilo HE 300 B con la fondazione. Le sollecitazioni trasmesse sono lo sforzo normale di compressione, assunto come il massimo sopportabile dalla colonna, e le azioni derivanti dal controvento sufficientemente amplificate per tener conto della sovraresistenza in zone dissipative.

Lo sforzo normale di collasso è di 3022,60 kN;

Lo sforzo normale di trazione nell'asta di controvento è di 1063,65 kN.

La fondazione sarà realizzata con un calcestruzzo C25/30, e si adopererà un acciaio B450C.

La geometria della piastra di base sarà determinata a partire da una semplice equazione di equilibrio alla traslazione:  $N = A_{colonna} \cdot f_{yd} = A_{piastra} \cdot f_{cd}$  di seguito si riporta la tabella riassuntiva del calcolo:

$N_{comp.}$ (kN)	$f_{yd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{cd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_{colo.}$ (m <sup>2</sup> )	$A_{piastr.}$ (m <sup>2</sup> )	b (m)	h (m)
3022,60	223810	14167	0,01491	0,24	0,58	0,5

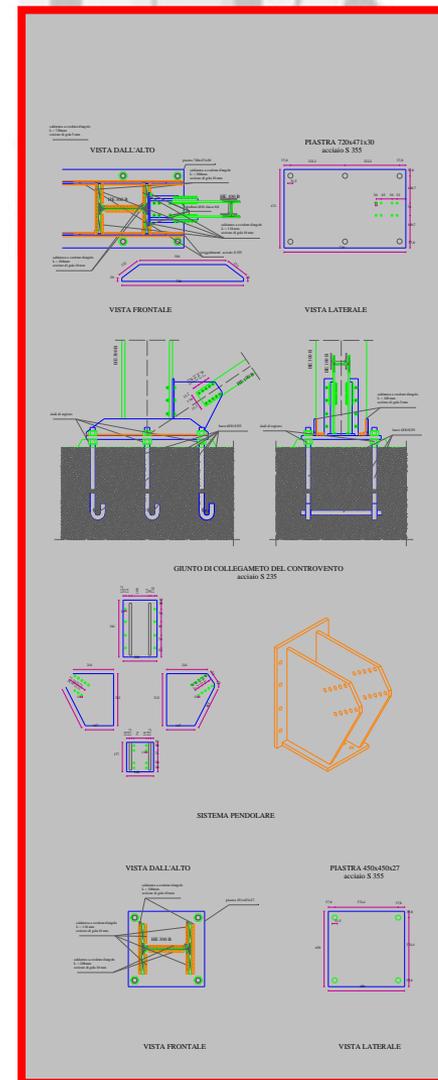
Il lato più lungo sarà nella direzione dell'anima per far spazio al collegamento del controvento.

La piastra sarà saldata al profilo e la saldatura deve essere in grado di trasferire l'azione tagliante e di trazione esercitata dal controvento. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva con la verifica effettuata:

controvento	$N_{l,d,cont}$ (kN)	$V_{l,d}$ (kN)	$N_{tra.}$ (kN)
A-B	1063,64762	893,46	574,37
C	1063,64762	893,46	574,37
D-E	1063,64762	829,65	670,10

cordone d'anima									
a (m)	L (m)	$f_{2,max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t_{//}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{l,max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{//}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$R_d/S_d$	verifica
0,01	0,208	69034,82143	107387,5	48814,9904	107387,5	192299,6	230400	1,198131	ok
0,01	0,208	69034,82143	107387,5	48814,9904	107387,5	192299,6	230400	1,198131	ok
0,01	0,208	80540,625	99716,9643	56950,8221	99716,96	181862,1	230400	1,266894	ok

cordone d'ala									
a (m)	L (m)	$f_{2,max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$t_{//}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{l,max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{//}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$S_d$ (kN)	$R_d$ (kN)	$R_d/S_d$	verifica
0,01	0,3	95728,28571	0	67690,12	0	67690,12	230400	3,403746	ok
0,01	0,3	95728,28571	0	67690,12	0	67690,12	230400	3,403746	ok
0,01	0,3	111683	0	78971,8066	0	78971,81	230400	2,917497	ok



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE

Si rende necessaria ora la verifica dei tirafondi a cui è affidata sia l'azione di trazione che quella tagliante. Nel caso di presenza combinata di trazione e di taglio si adopera la formula di iterazione

lineare:  $\frac{F_v}{F_{v,R}} + \frac{F_t}{1,4 \cdot F_{t,R}} \leq 1$  dove  $F_v$  e  $F_t$  sono le sollecitazioni di taglio e trazione gravante sul

singolo tirafondo.  $F_{v,R}$  è la resistenza a taglio pari a  $0,6 \cdot f_{db} \cdot A / \gamma_{M2}$ ,  $F_{t,R}$  è la resistenza a trazione pari a  $0,9 \cdot f_{db} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$ . Di seguito si riporta la tabella riassuntiva con la verifica effettuata:

controvento	$V_{i,d}$ (kN)	$N_{i,d,tra}$ (kN)	n	$\Phi$ (m)	$f_t$ (kN)
A-B	893,46	574,37	6	0,03	540000
C	893,46	574,37	6	0,03	540000
D-E	829,65	670,10	6	0,03	540000

$F_t$ (kN)	$F_{t,Rd}$ (kN)	$F_v$ (kN)	$F_{v,Rd}$ (kN)	$F_t/1,4 \cdot F_{t,Rd}$	$F_v/F_{v,Rd}$	verifica
95,72828571	274,6872	148,910667	228,906	0,248928	0,65053195	ok
95,72828571	274,6872	148,910667	228,906	0,248928	0,65053195	ok
111,683	274,6872	138,274	228,906	0,290416	0,60406538	ok

Per il calcolo dello spessore della piastra di base si può ricondurla a tante mensole. Di seguito si riporta il calcolo:

controvento	b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	N (kN)	p (kN/m <sup>2</sup> )	$f_{yd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	a (m)	c (m)	t <sub>1</sub> (cm)	t <sub>2</sub> (cm)
A-B	0,72	0,471	0,33912	3022,60	8913,1	338095	0,31	0,086	8,718	2,419
C	0,72	0,471	0,33912	3022,6004	8913,1	338095	0,31	0,086	8,718	2,419
D-E	0,72	0,471	0,33912	3022,6004	8913,1	338095	0,31	0,086	8,718	2,419

Come si può notare gli spessori così valutati sono elevati e per tale motivo si richiedono degli irrigidimenti. Disponendo degli irrigidimenti nel piano delle ali si ha un cambio dello schema statico e di conseguenza si ottengono spessori più ragionevoli.

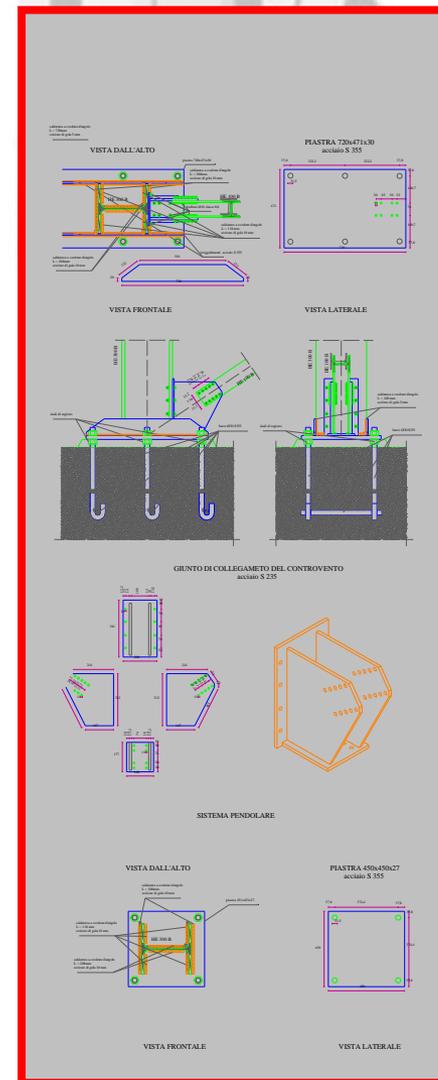
controvento	l (m)	a (m)	p (kN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m)	M (kN-m)	$f_{yd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	t (m)	M <sub>r</sub> (kN-m)	M <sub>r</sub> /M	verifica
A-B	0,3	0,076	8913,1	1871,7447	15,6515	338095	0,03	15,975	1,021	ok
C	0,3	0,076	8913,1	1871,7447	15,6515	338095	0,03	15,975	1,021	ok
D-E	0,3	0,076	8913,1	1871,7447	15,6515	338095	0,03	15,975	1,021	ok

Le costolature si trattano come elementi tozzi e per tale motivo verranno verificate solo a taglio.

controvento	V (kN)	s (m)	h (m)	$f_{yd}$ (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>r</sub> (kN)	V <sub>r</sub> /V	verifica
A-B	280,762	0,01	0,1	338095	338,095	1,204207	ok
C	280,762	0,01	0,1	338095	338,095	1,204207	ok
D-E	280,762	0,01	0,1	338095	338,095	1,204207	ok

Di seguito si riporta la verifica della saldatura:

V (kN)	a (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	t <sub>w</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	$\beta$	$f_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	S <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	verifica
280,7617103	0,005	0,1	0,001	140380,86	0,9	510000	243146,8	453333,3	ok



# CALCOLO DEGLI ELEMENTI SISMORESISTENTI

## VERIFICA PARTE TESI IN ZONE DISSIPATIVE

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}}$$

profilo	A (m <sup>2</sup> )	d <sub>0</sub> (m)	t <sub>f</sub> (m)	t <sub>w</sub> (m)	A <sub>net</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>tk</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
HE 100 B	0,0026	0,011	0,01	0,006	0,002	355000	510000
HE 100 AA	0,00156	0,011	0,0055	0,0042	0,001	355000	510000
HE 300 B	0,01491	0,0255	0,019	0,011	0,012	235000	360000
HE 260 B	0,0118	0,0255	0,0175	0,01	0,009	235000	360000
HE 100 B	0,0026	0,011	0,01	0,006	0,002	355000	510000
HE 100 AA	0,00156	0,011	0,0055	0,0042	0,001	355000	510000

profilo	A <sub>res,neo.</sub> (m <sup>2</sup> )	A <sub>sp,c</sub> (m <sup>2</sup> )	b (m)	h (m)
HE 100 B	0,00236998	0,00034	0,078	0,002
HE 100 AA	0,00142199	0,000196	0,078	0,001
HE 300 B	0,01274549	0,000615	0,249	0,001
HE 260 B	0,01008697	0,000837	0,209	0,002
HE 100 B	0,00236998	0,000342	0,078	0,002
HE 100 AA	0,00142199	0,000196	0,078	0,001

## CALCOLO DEI CONNETTORI

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunto pari al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd,s} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{tk} E_c)^{0,5} / \gamma_v$$

$$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1) \text{ per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4,$$

$$\alpha = 1,0 \text{ per } h_{sc} / d > 4.$$

Essendo  $h_{sc}$  l'altezza del piolo dopo la saldatura. Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo, calcolata per la soletta piena, deve essere convenientemente ridotta. Per lamiera disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo, la resistenza della connessione a taglio è moltiplicata per il fattore riduttivo:

$$k_1 = 0,6 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 \leq 1,0$$

dove  $h_{sc}$  è l'altezza del connettore, minore di  $h_p + 75$  mm.

Se le greche sono orientate trasversalmente al profilo in acciaio, il fattore riduttivo è:

$$k_1 = 0,7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 \cdot \sqrt{n_r}$$

dove  $n_r$  è il numero dei pioli posti dentro ogni greca. Il valore di  $k_1$  deve essere sempre inferiore ai valori riportati nella Tab. 4.3.II della norma; l'espressione di  $k_1$  è valida se  $h_p \leq 85$  mm e  $b_0 \geq h_p$  e con connettori di diametro massimo pari a 20 mm nel caso di saldatura attraverso la lamiera e pari a 22 mm nel caso di lamiera forata.

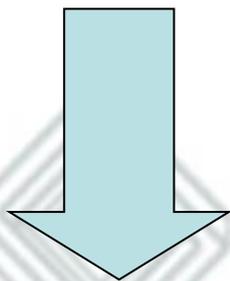


# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

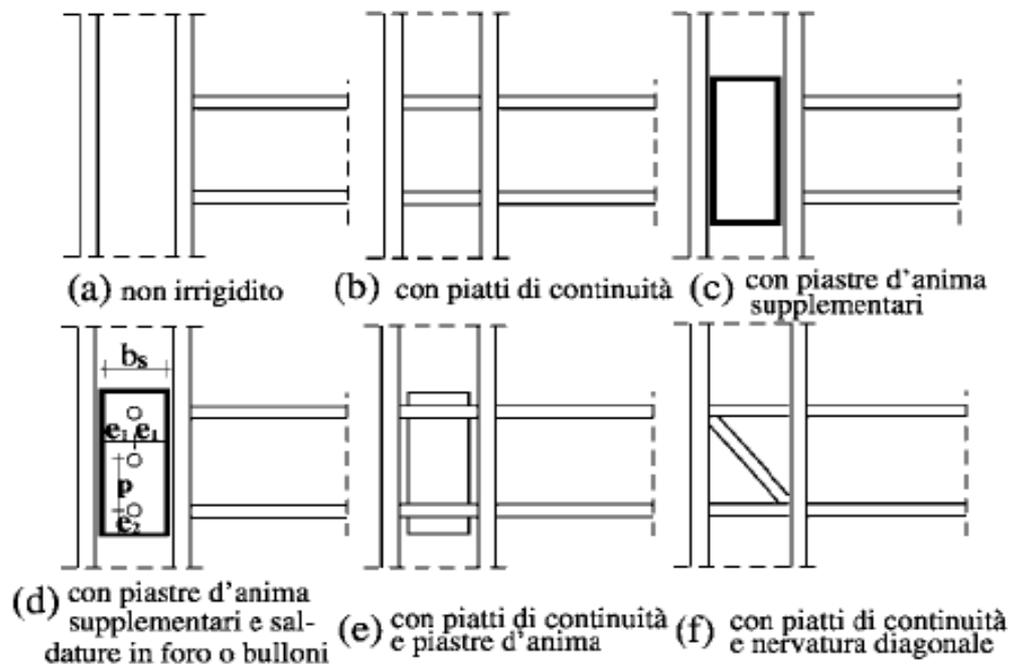
## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un **comportamento duttile**, i telai devono essere progettati in maniera tale che le **cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne**. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano. Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i telai si distinguono in:

- ❑ Telai a bassa duttilità
- ❑ Telai ad alta duttilità



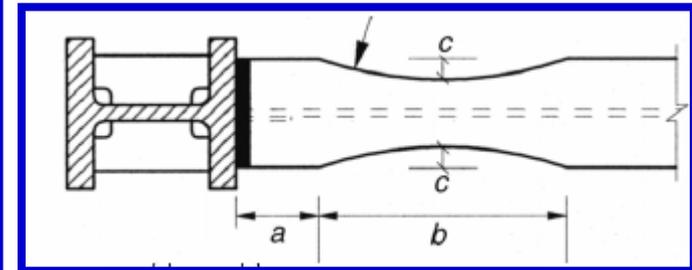
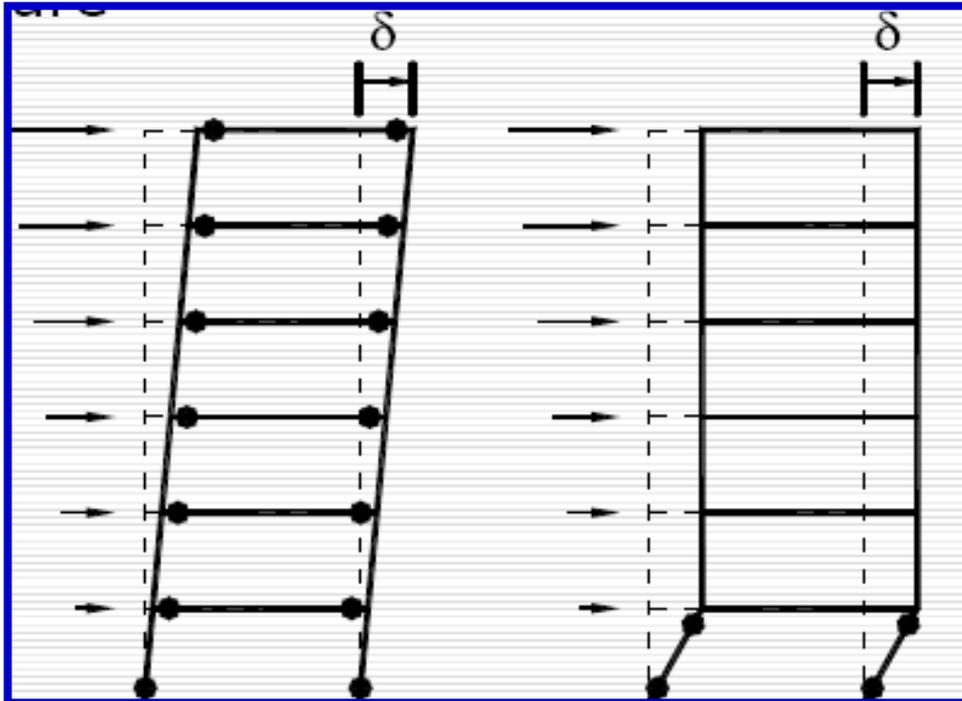
LE REGOLE PROGETTUALI  
DIPENDONO DALLA  
CLASSE DI DUTTILITA'



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE

- ❑ GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER FAVORIRE UN MECCANISMO GLOBALE
- ❑ MASSIMO NUMERO DI CERNIERE PLASTICHE
- ❑ DISTRIBUZIONE UNIFORME DELLA DUTTILITÀ RICHIESTA



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE: TRAVI

NELLA SEZIONE IN CUI È ATTESA LA FORMAZIONE DI CERNIERE PLASTICHE DEVONO ESSERE VERIFICATE LE SEGUENTI RELAZIONI

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1$$

← **RESISTENZA**

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$$

← **DUTTILITÀ**

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50$$

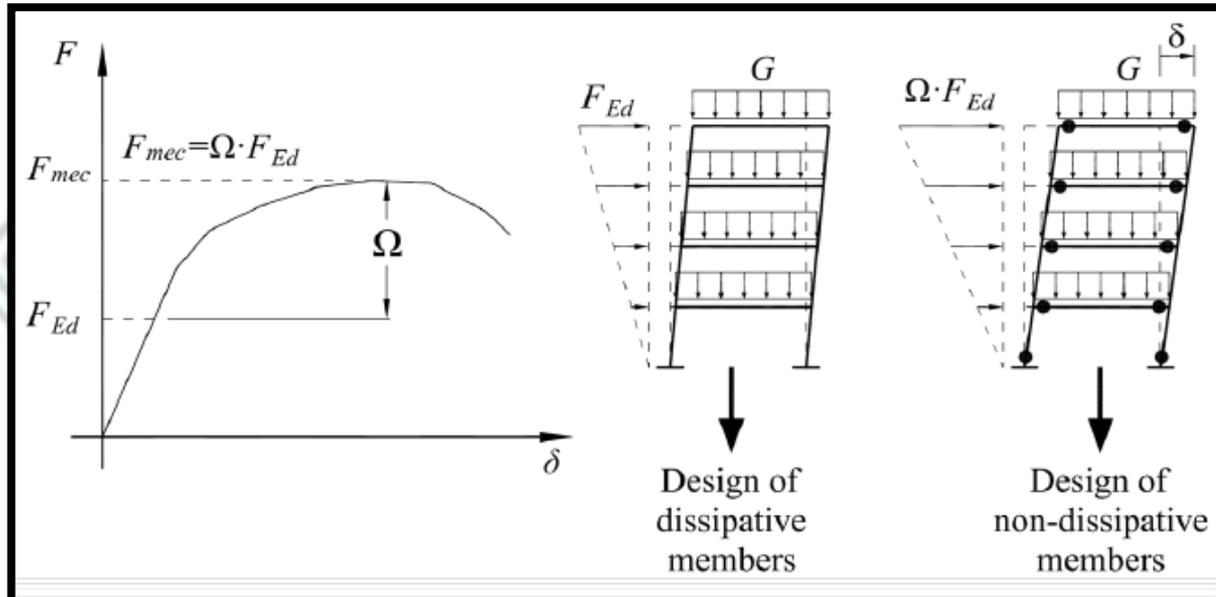
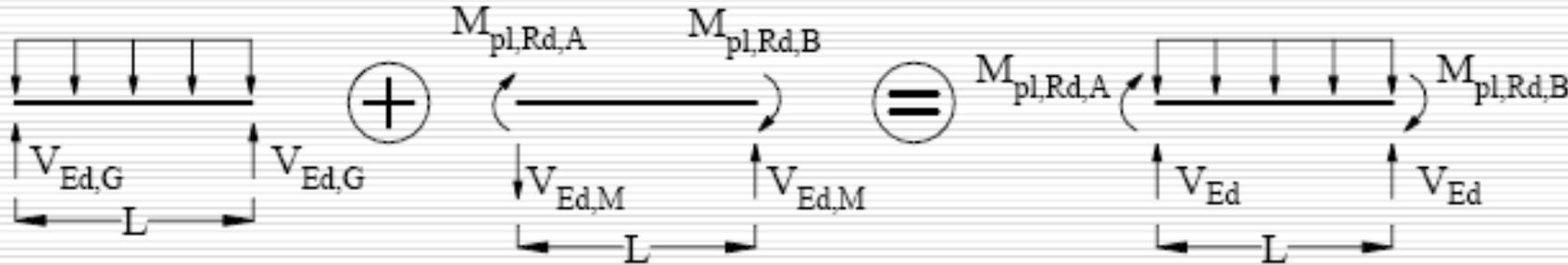
$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate come visto per il calcolo per carichi verticali

$V_{Ed,G}$  e  $V_{Ed,M}$  forze taglianti dovute rispettivamente all'applicazione delle azioni non sismiche e all'applicazione dei momenti plastici di momenti plastici equiversi  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche

# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE: TRAVI



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE: COLONNE

Le colonne devono essere verificate a compressione considerando la **più sfavorevole** combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,50$$

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni sismiche

$\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza

$\Omega$  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-ma trave in condizione sismiche e  $M_{pl,RD,i}$  il corrispondente momento plastico



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE: COLONNE

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

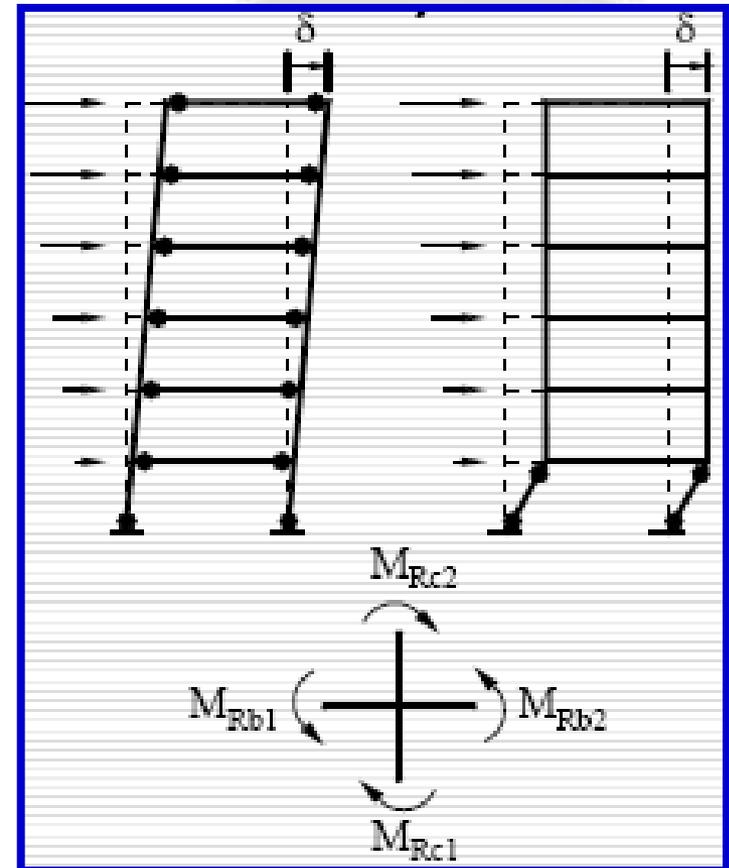
$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

$\gamma_{RD}=1.3$  per strutture di classe CD" A "

$\gamma_{RD}=1.1$  per strutture di classe CD" B "

$N_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche

$N_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna

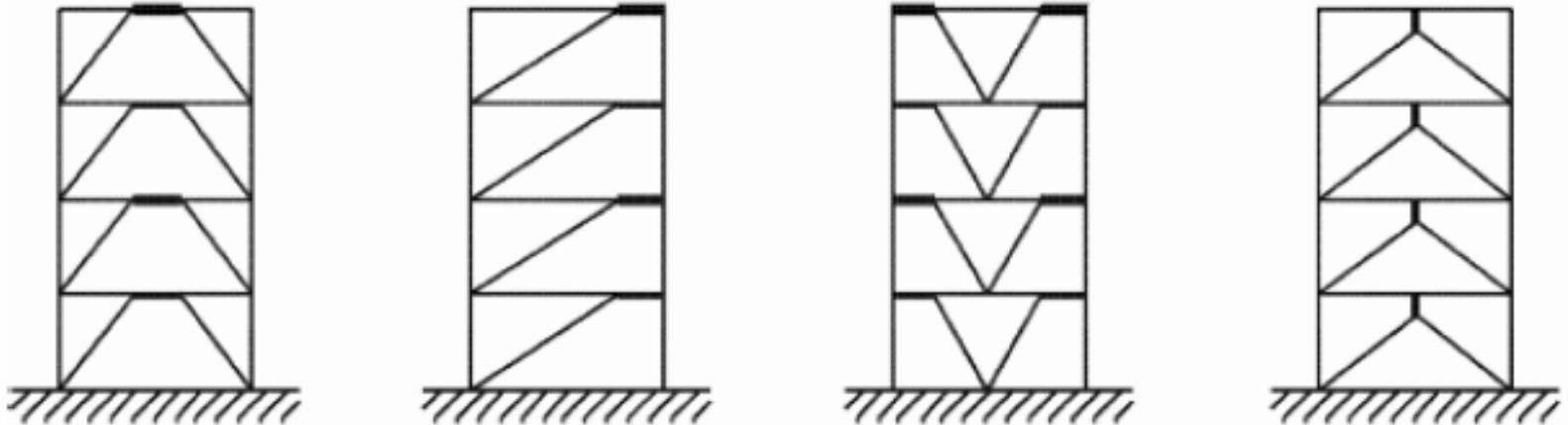


# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Nel caso dei controventi eccentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati.

I controventi eccentrici dividono solitamente le travi dei telai in due o più parti. una di queste parti, detta link, ha il compito di dissipare energia attraverso deformazioni plastiche taglianti o flessionali. Nel primo caso si parla di **link corti**, nel secondo di **link lunghi**. Se i link dissipano energia sia per deformazioni inelastiche taglianti e flessionali, si parla di **link intermedi**.



Controventi eccentrici

# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

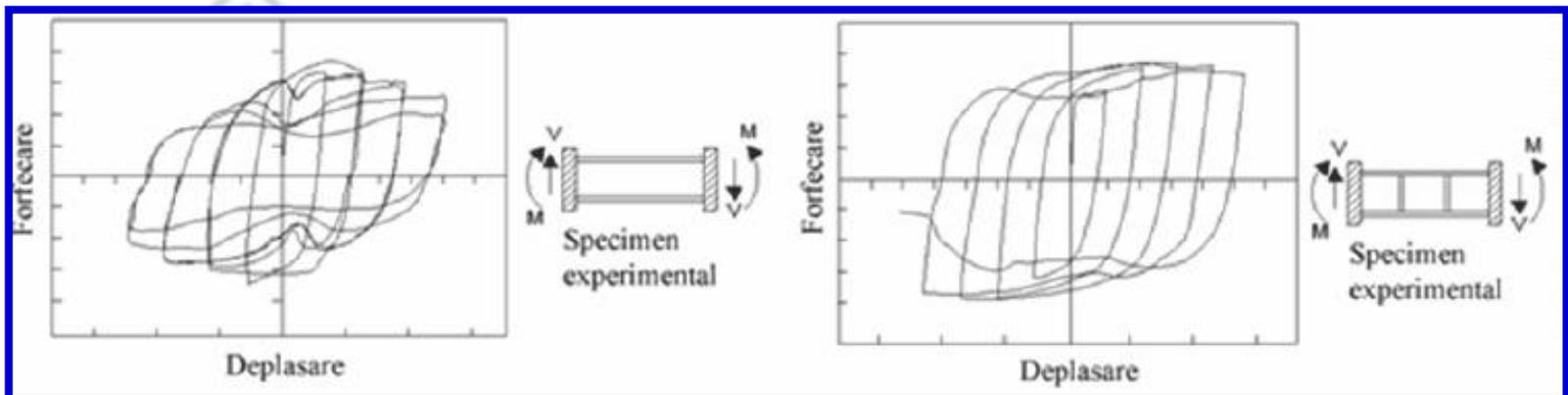
## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

IN RELAZIONE ALLA LUNGHEZZA “e” DEL LINK, DELLA SUA RESISTENZA FLESSIONALE  $M_{1,Rd}$  E TAGLIANTE  $V_{1,Rd}$ , NONCHÉ DAL RAPPORTO  $\alpha$  TRA IL MAGGIORE ED IL MINORE DEI MOMENTI ATTESI ALLE DUE ESTREMITÀ DEL LINK, SI ADOTTA LA SEGUENTE CLASSIFICAZIONE

$$\text{« corti »: } e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$$\text{« intermedi »: } 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$$\text{« lunghi »: } e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

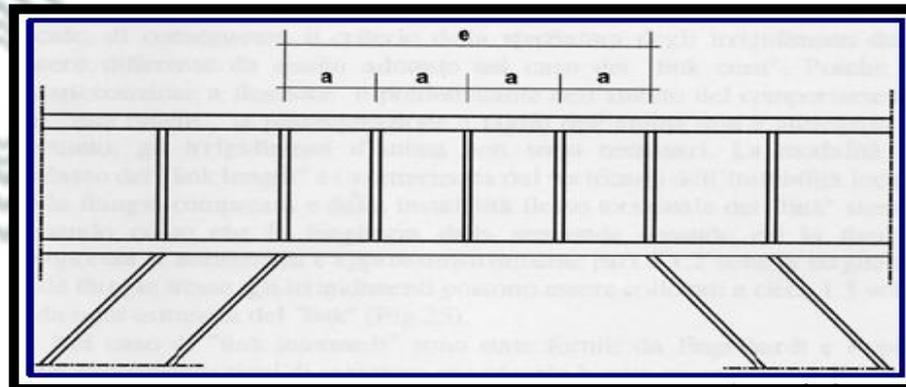
## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare  $1.5 b_f$  dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di «elementi di connessione corti» e travi di modesta altezza (600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i  $3/4$  della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a  $t_w$ , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b_f/2) - t_w$ .

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y$ , essendo  $A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y/4$ .



# REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI IN ZONA SISMICA

## REGOLE DI PROGETTO PER STRUTTURE INTELAIATE: GIUNTI TRAVE-COLONNA

- ❑ LA N.N.T. RICHIEDE IN SOSTANZA CHE I COLLEGAMENTI ABBIANO PRESTAZIONI TALI DA GARANTIRE CHE DI TUTTI GLI ELEMENTI PRESENTI IN UN NODO (TRAVE, COLONNA, GIUNTO) IL GIUNTO NON RAPPRESENTI LA PARTE DEBOLE
- ❑ IN REALTÀ, LE VERIFICHE CODIFICATE (RIGUARDANTI SOSTANZIALMENTE UNIONI E PANNELLI NODALI) SONO ASSOLUTAMENTE INSUFFICIENTI PER POTER DIRE SE EFFETTIVAMENTE IL GIUNTO SIA SUFFICIENTEMENTE RESISTENTE
- ❑ IN PIÙ È NECESSARIO RICONOSCERE, OLTRE CHE LA SUA RESISTENZA, ANCHE LA CAPACITÀ ROTAZIONALE DEL GIUNTO (DUTTILITÀ). ANCHE DA QUESTO PUNTO DI VISTA LE N.N.T. NON DANNO ALCUN TIPO DI SPUNTO
- ❑ NON BISOGNA INOLTRE DIMENTICARE, CHE IL GIUNTO È DOTATO ANCHE DI UNA SUA RIGIDEZZA CHE INCIDE IN MANIERA SIGNIFICATIVA SULLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA IN TERMINI DI SPOSTAMENTI LATERALI E

È dunque più conveniente fare riferimento a codici normativi e metodi più avanzati che tengano in giusto conto le soprariportate considerazioni. **Un esempio è dato dall'EC3 e dal metodo proposto detto "delle componenti"**



**LEZIONE 2**  
***EDIFICI INDUSTRIALI***



# ESEMPI DI EDIFICI INDUSTRIALI (MONOPIANO) IN ACCIAIO

Prof. Gianfranco De Matteis

Edifici Industriali



# ESEMPI DI EDIFICI INDUSTRIALI (MONOPIANO) IN ACCIAIO

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# ESEMPI DI STRUTTURE IN ACCIAIO PER EDIFICI MONOPIANO

## HANGAR

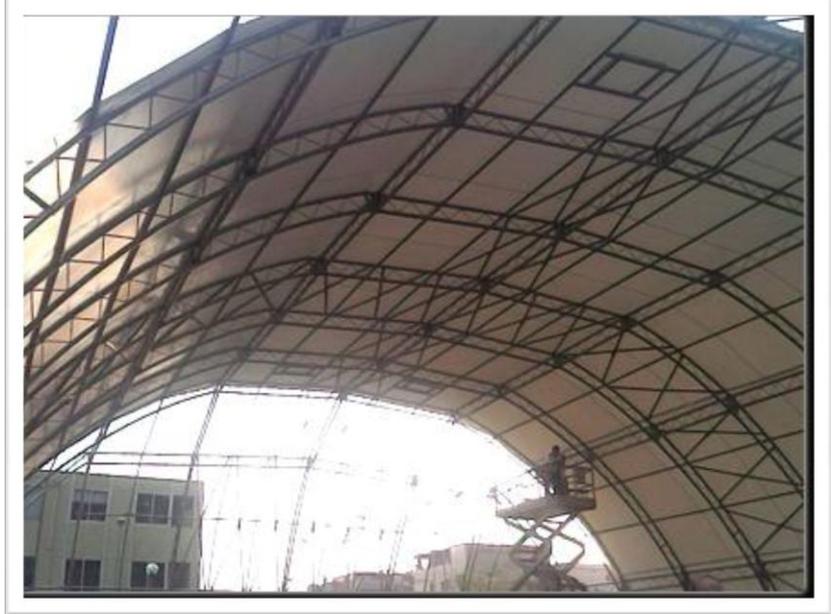
Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# ESEMPI DI STRUTTURE IN ACCIAIO PER EDIFICI MONOPIANO

## PALESTRE

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# ESEMPI DI STRUTTURE IN ACCIAIO PER EDIFICI MONOPIANO

## STAZIONI FERROVIARIE

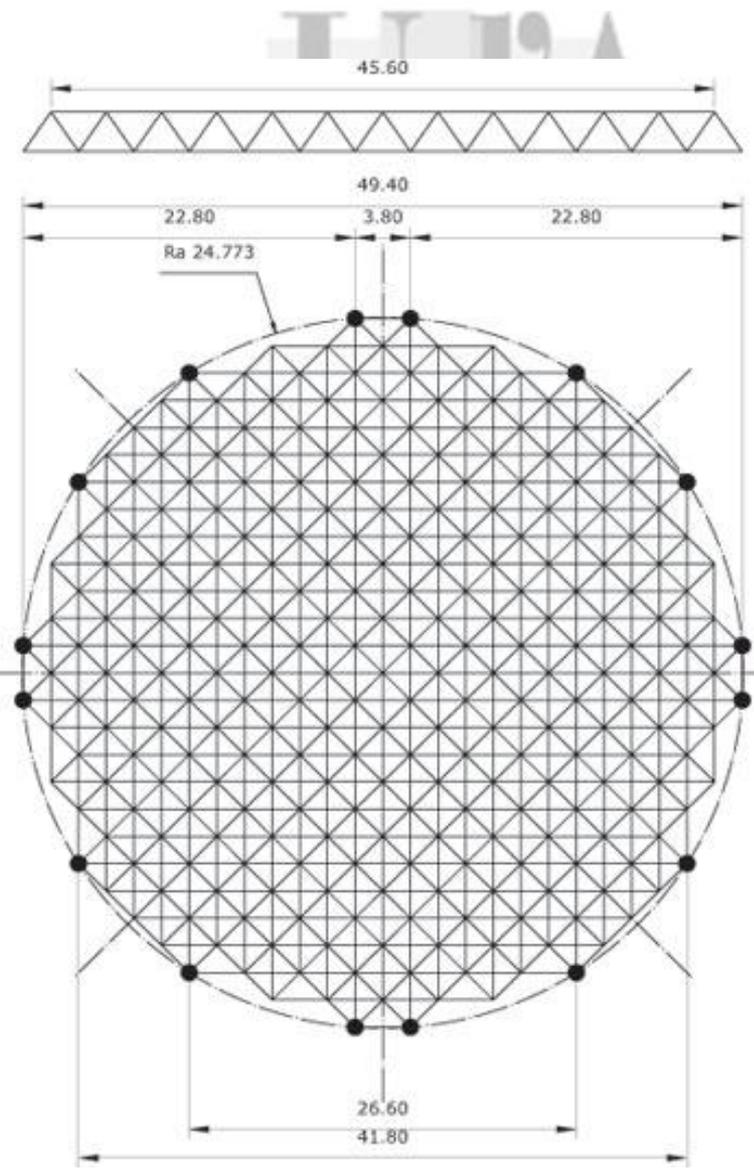
Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# ESEMPI DI STRUTTURE IN ACCIAIO PER EDIFICI MONOPIANO

## PALAZZETTI DELLO SPORT

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# ESEMPI DI STRUTTURE IN ACCIAIO PER EDIFICI MONOPIANO PISCINE

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# ESEMPI DI STRUTTURE IN ACCIAIO PER EDIFICI MONOPIANO

## PENSILINE

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



# VANTAGGI DELL'USO DELLA CARPENTERIA METALLICA PER LA COSTRUZIONE DI EDIFICI INDUSTRIALI

 ALTA PREFABBRICABILITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

 RAPIDITÀ DI ESECUZIONE DELL'EDIFICIO

 ALTO RENDIMENTO STRUTTURALE (LEGGEREZZA)



GRANDI LUCI ED AMPI SPAZI LIBERI DA ELEMENTI STRUTTURALI VERTICALI

 ESTREMA ECONOMICITÀ NELLA REALIZZAZIONE DELL'EDIFICIO

L'ACCIAIO GARANTISCE DUNQUE PRESTAZIONI SUPERIORI RISPETTO AD ALTRI SISTEMI PREFABBRICATI



# VANTAGGI DELL'USO DELLA CARPENTERIA METALLICA PER LA COSTRUZIONE DI EDIFICI INDUSTRIALI

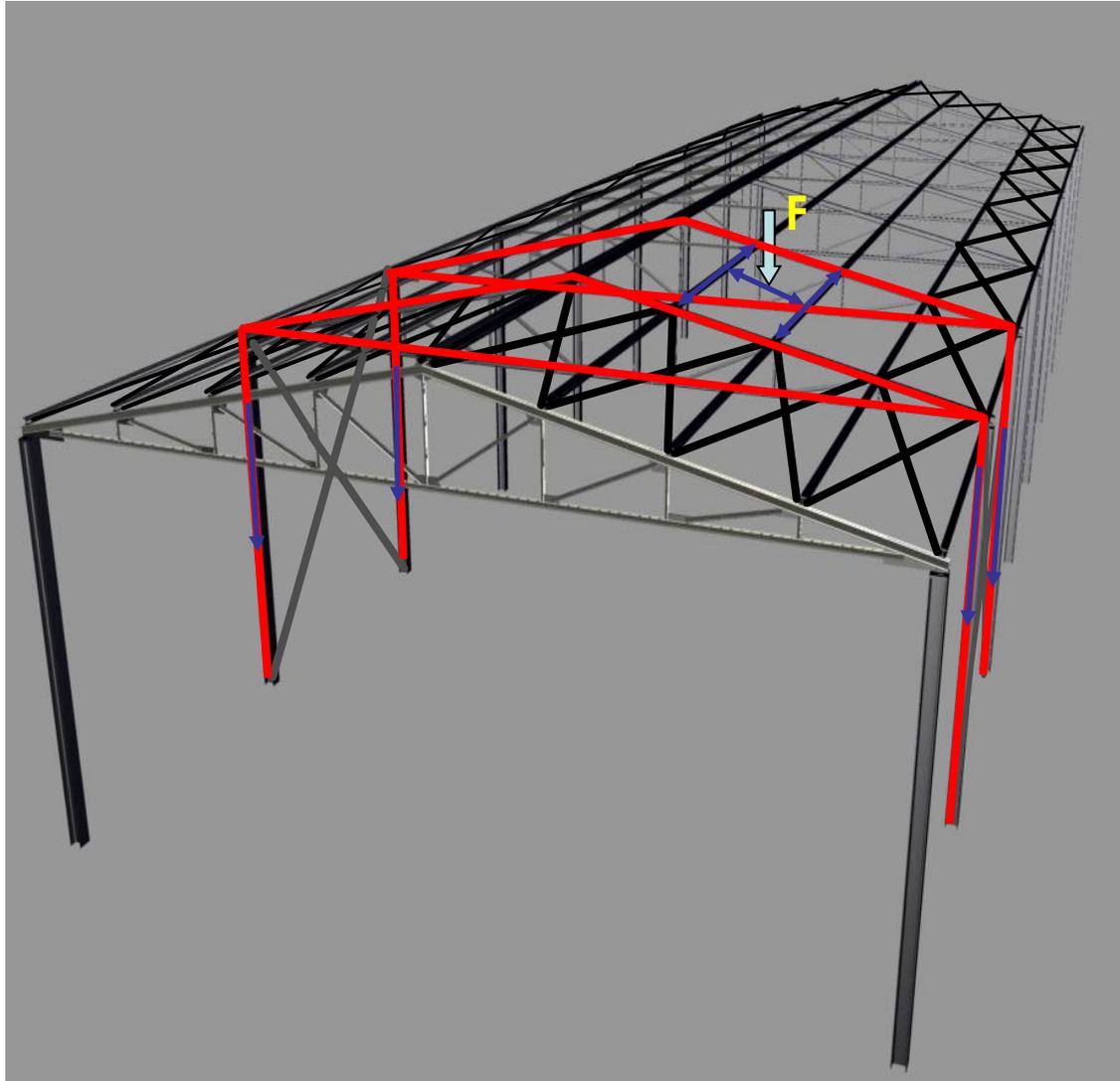


<b>Materiale</b>	<b>Sollec. Ammissibile <math>\sigma</math> (kg/cmq)</b>	<b>Massa volumica <math>\gamma</math> (kg/mc)</b>	<b>Rendim. Mecc. <math>\sigma / \gamma (x 10^3)</math></b>
<b>Muratura</b>	10	1800	6
<b>Legno</b>	60	800	75
<b>Cls armato</b>	85	2500	34
<b>Acciaio (Fe 360)</b>	1600	7850	204
<b>Acciaio (Fe 510)</b>	2400	7850	306
<b>Leghe di alluminio</b>	1400	2800	500
<b>Acciaio ad elevato limite di snervamento</b>	5000-10000	7850	637

# DESCRIZIONE TIPOLOGICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Prof. Gianfranco De Matteis

Edifici Industriali



## Elementi strutturali

### Telai trasversali

- Capriate reticolari correnti
- elementi di parete
- Colonne

### Telai longitudinali

- Colonne
- Travi
- Sistema di controventamento

### Elementi di copertura

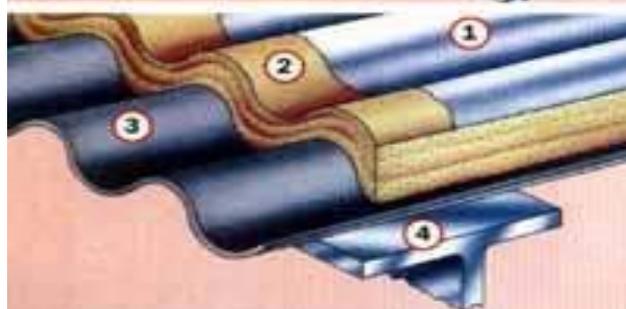
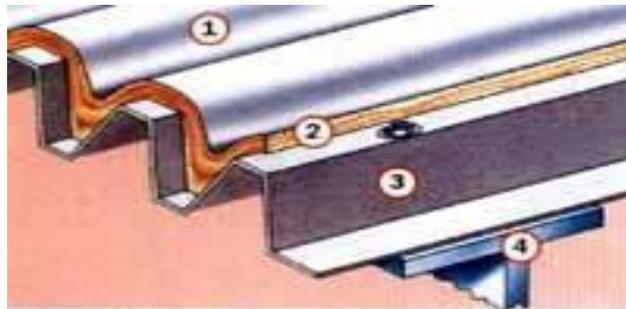
- Elementi di rivestimento  
lamiere ondulate  
lamiere piatte  
elementi prefabbricati
- Arcarecci
- Elementi di falda

### Sistema fondazione

- Plinti in c.a.

# DESCRIZIONE TIPOLOGICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## ELEMENTI DI RIVESTIMENTO

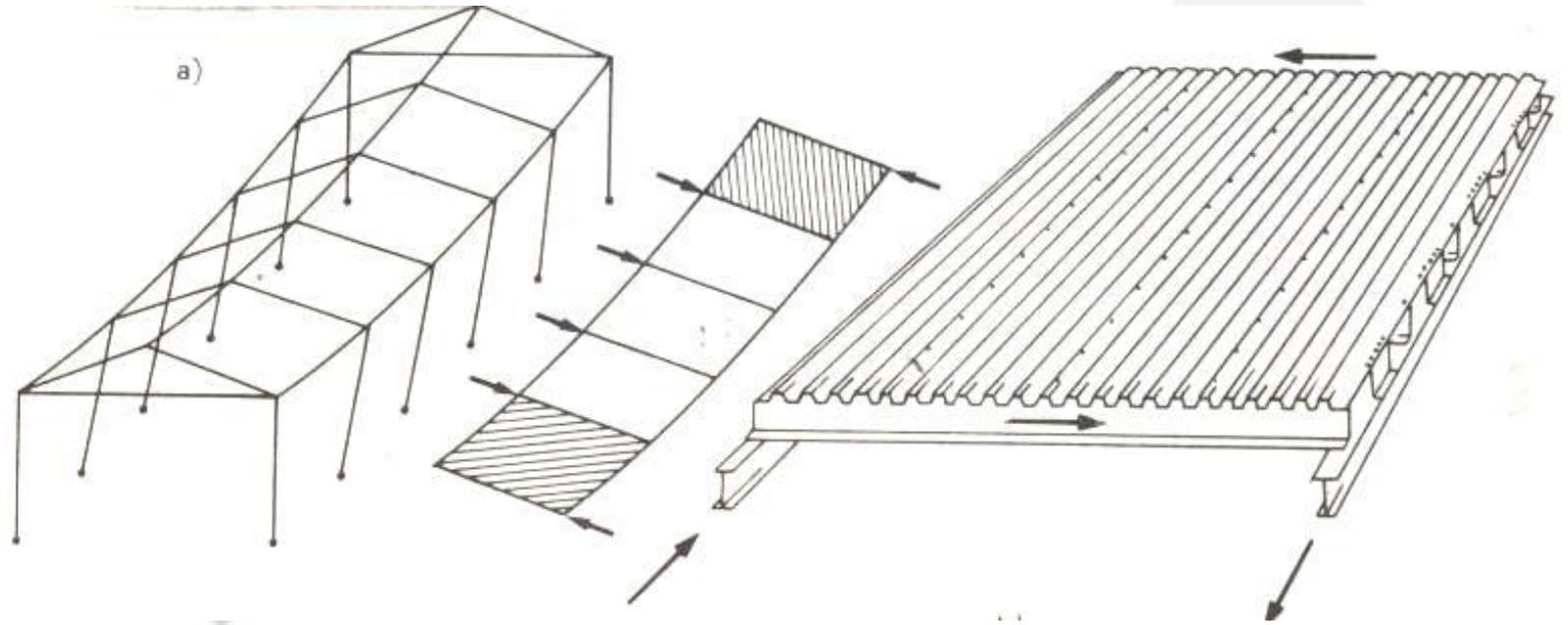


**Gli elementi di rivestimento usualmente utilizzati sono realizzati attraverso lamiere grecate. È anche possibile, qualora si voglia raggiungere determinate prestazioni termiche, l'uso di pannelli sandwich.**

**Rispetto ai soli carichi verticali, possono essere adottati per il calcolo modelli mono-dimensioni (luci di 3.00m al massimo).**

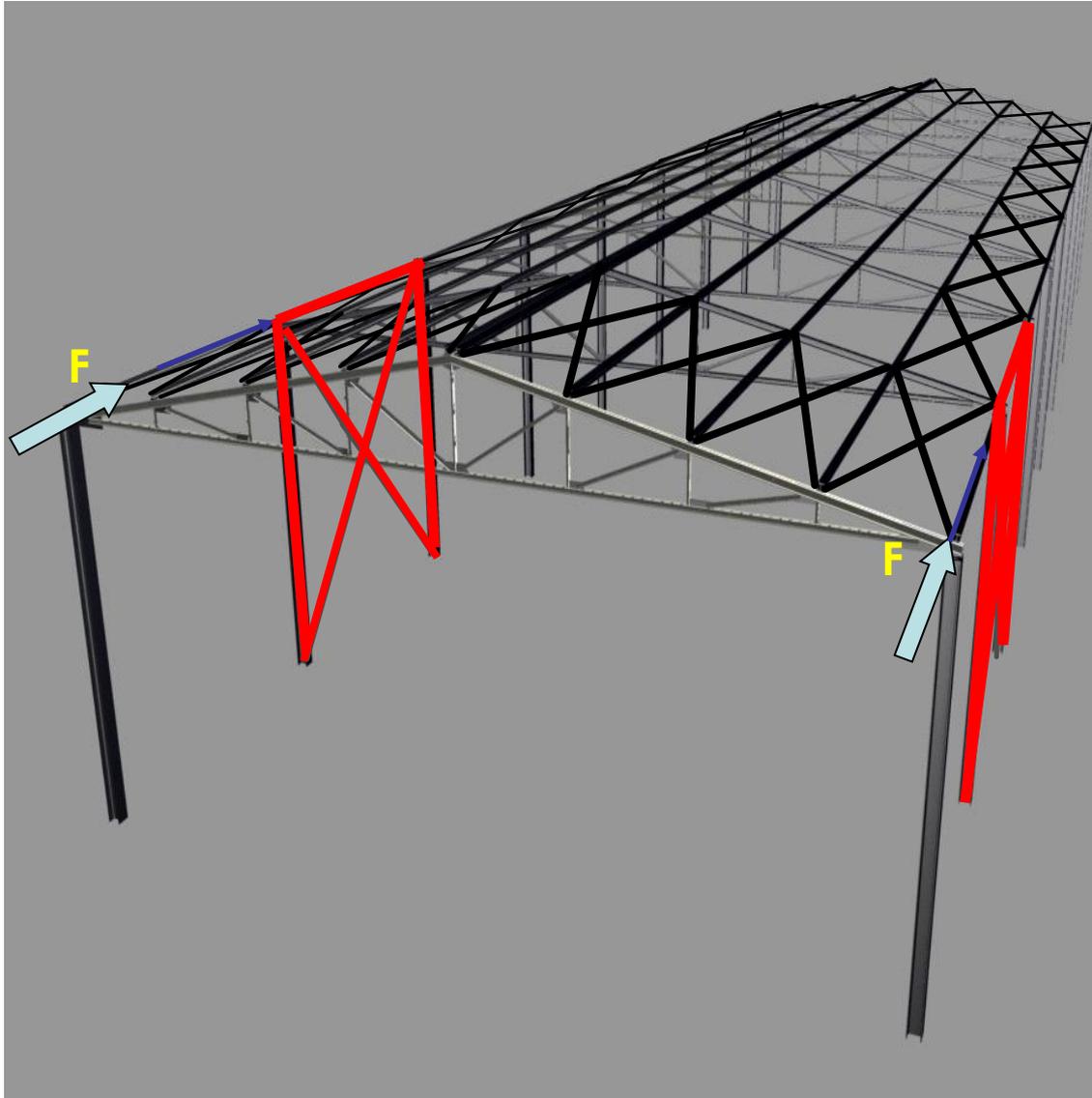
**Rispetto ai carichi orizzontali, al contrario, è importante considerare modelli bidimensionali**

# STRESSED SKIN DESIGN



# DESCRIZIONE TIPOLOGICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



## Elementi strutturali

### Telai trasversali

- Capriate reticolari correnti
- elementi di parete
- Colonne

### Telai longitudinali

- Colonne
- Travi
- Sistema di controventamento

### Elementi di copertura

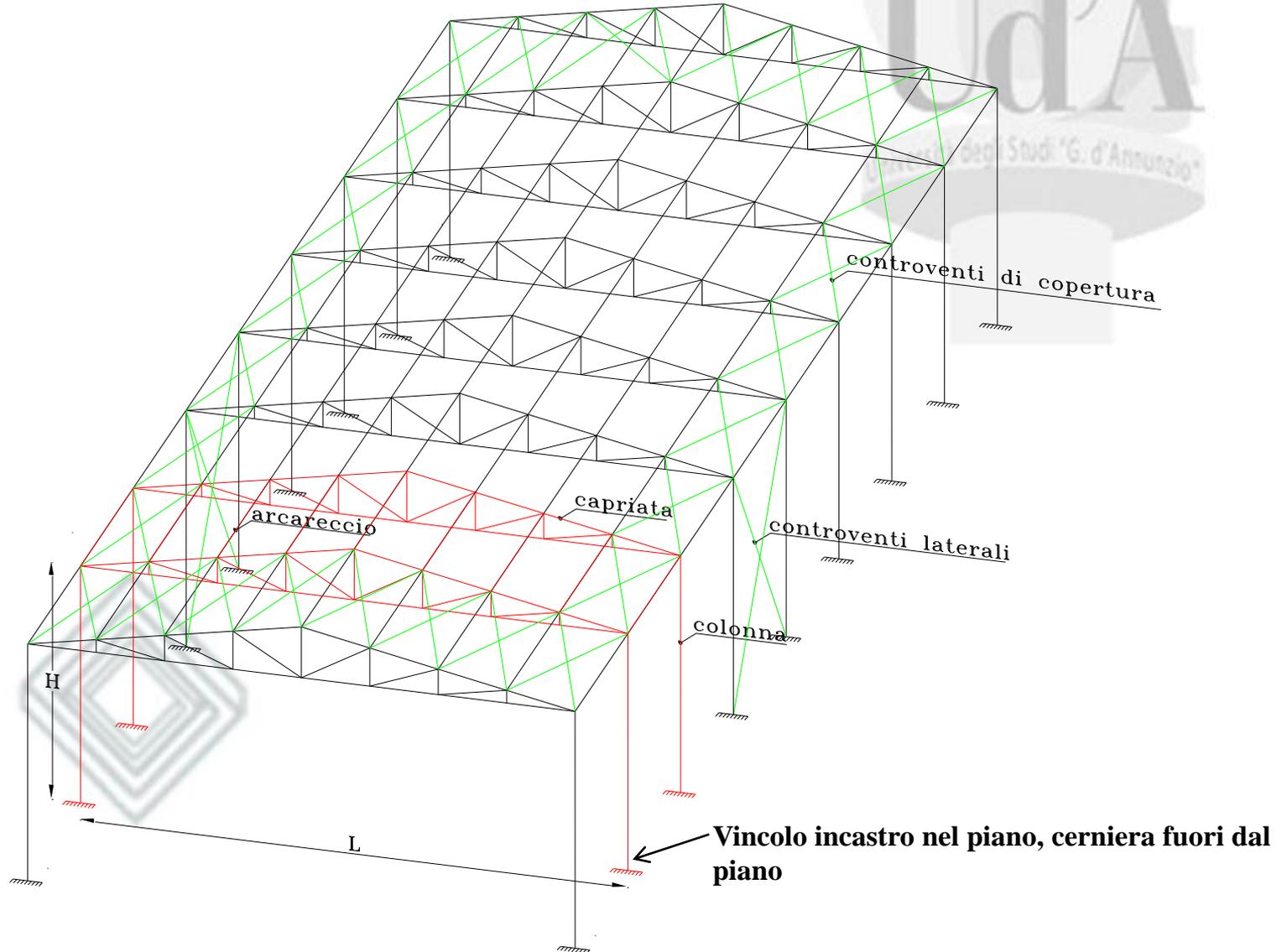
- Elementi di rivestimento  
lamiere ondulate  
lamiere piatte  
elementi prefabbricati
- Arcarecci
- Elementi di falda

### Sistema fondazione

- Plinti in c.a.

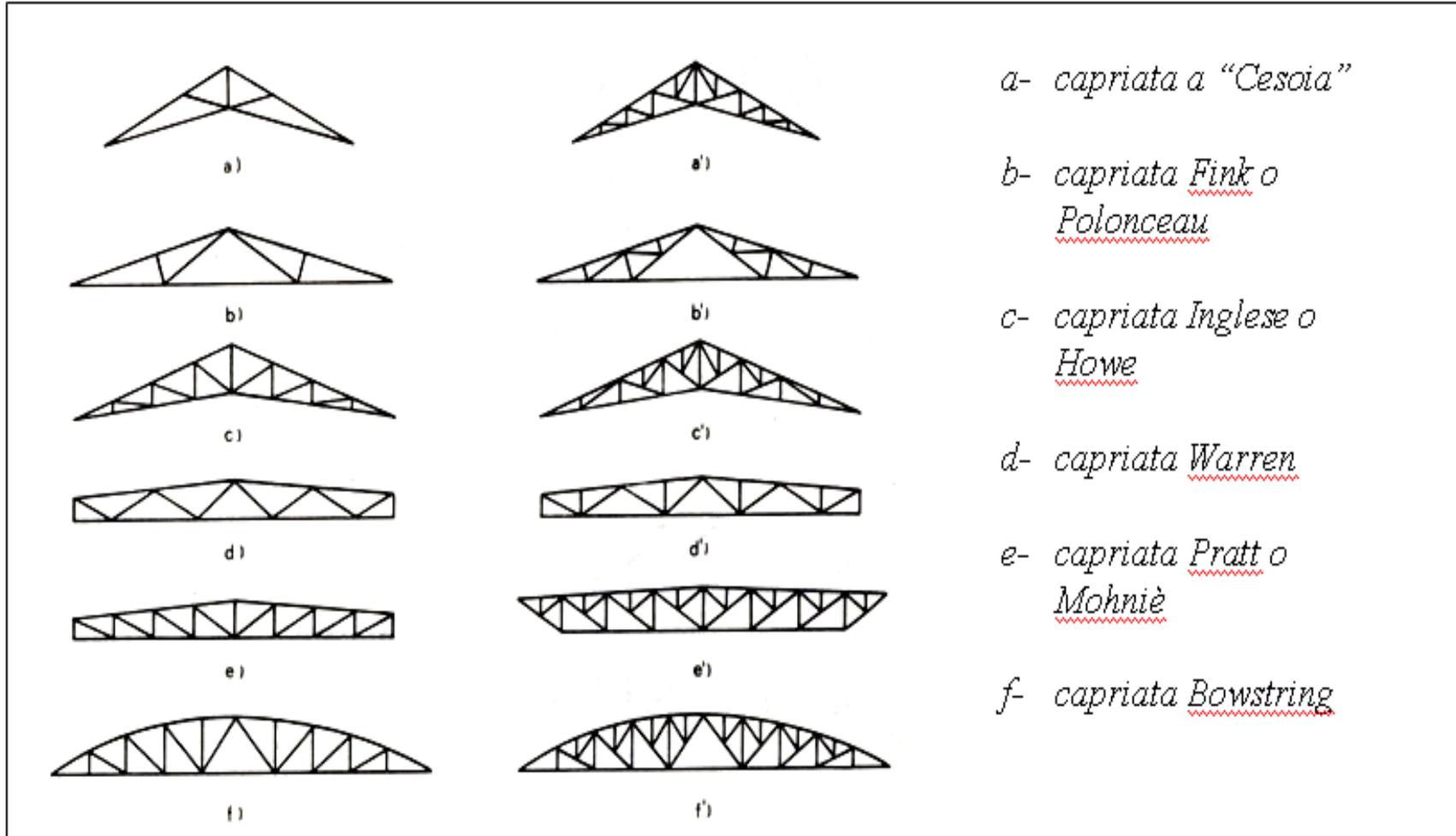
# DESCRIZIONE TIPOLOGICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## SCHEMA COMPLETO DEL CAPANNONE



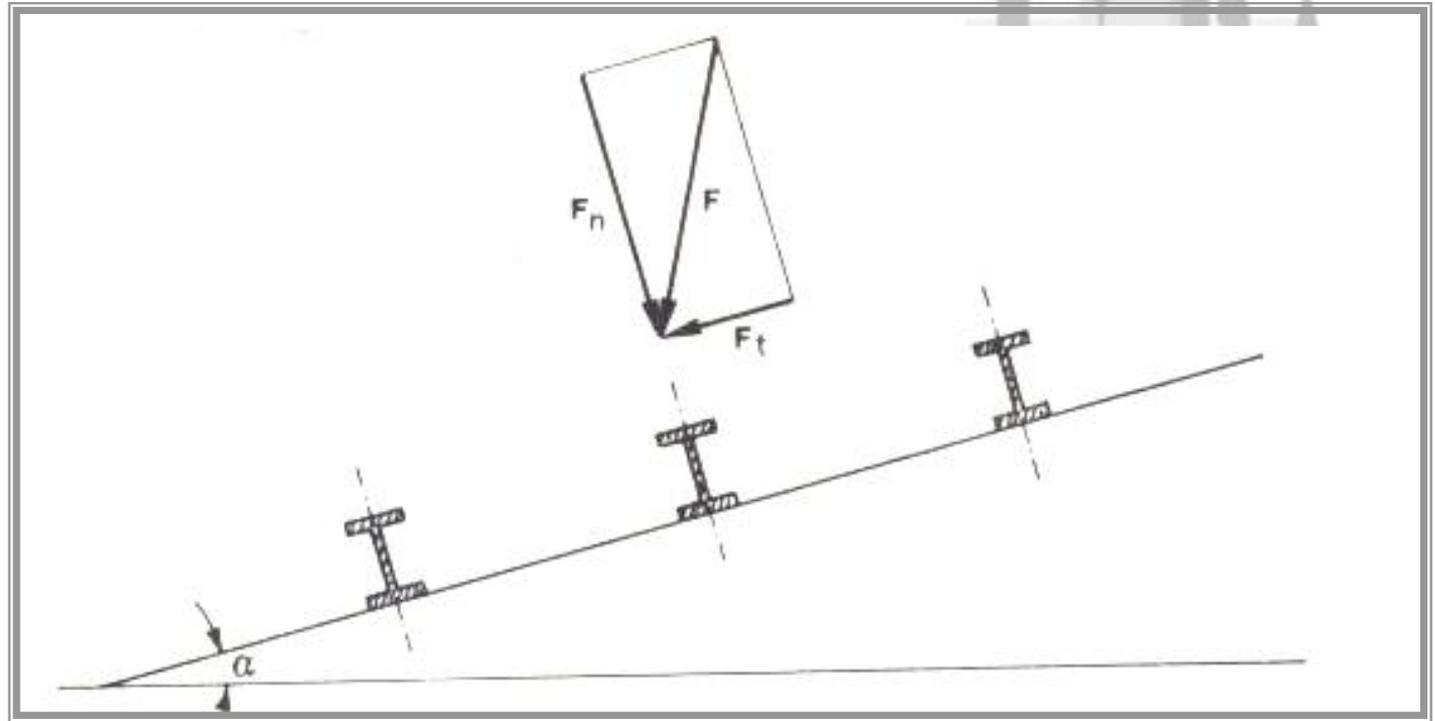
# DESCRIZIONE TIPOLOGICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## DESCRIZIONE DELL'ELEMENTO CAPRIATA



# DESCRIZIONE TIPOLOGICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

## DESCRIZIONE DEGLI ARCARECCI

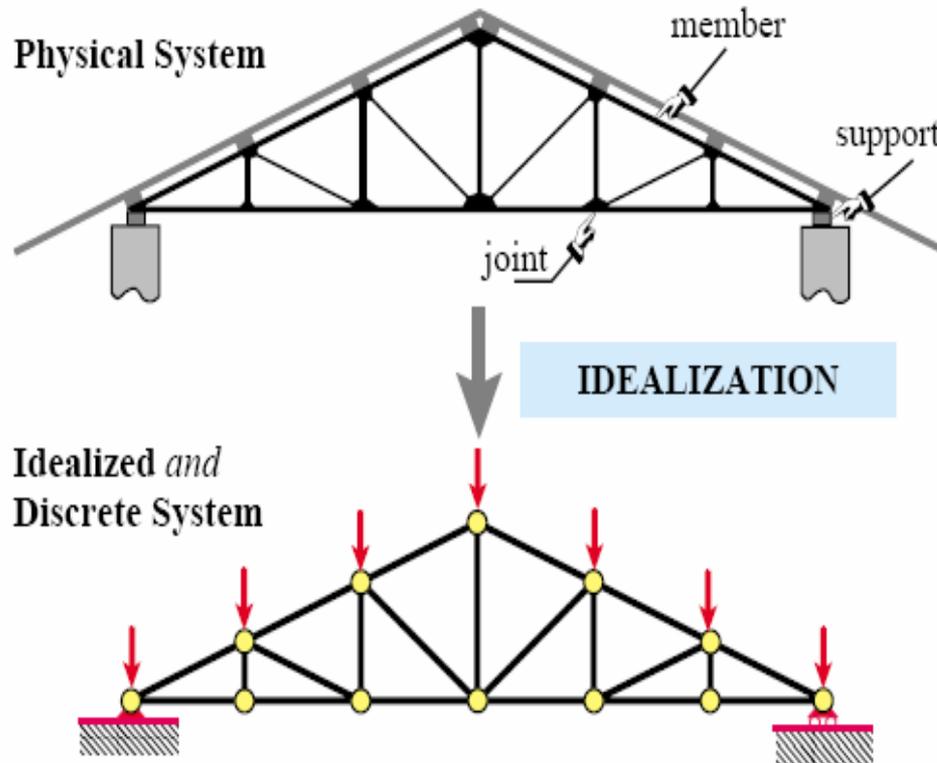


IL SINGOLO ARCARECCIO RISULTA COLLEGATO AI CORRENTI SUPERIORI DELLE CAPRIATE IN CORRISPONDENZA DEI NODI. PER ESSO PUO' ESSERE DUNQUE ADOTTATO UNO SCHEMA DI TRAVE APPOGGIATA ALLE ESTREMITA' (IN ALTERNATIVA TRAVE SU UN MASSIMO DI TRE APPOGGI)

LA SEZIONE È IN GENERALE SOTTOPOSTA A FLESSIONE NELLE DUE DIREZIONE, PER L'INCLINAZIONE DELLE FALDE



# TRACCIATURA DELLE TRAVI RETICOLARI



Le travi reticolari, abbiano esse i nodi bullonati o saldati, vengono di solito analizzate secondo uno schema che considera ogni asta incernierata alle estremità. Il modello di calcolo non è dunque in grado di cogliere i momenti flettenti che insorgono per effetto della solidarizzazione, seppur parziale, dei nodi, ma considera le aste semplicemente tese o compresse. Evitando di scendere troppo nel dettaglio della questione, di può dire che tale assunzione è da ritenersi corretta, in quanto a favore di sicurezza, a patto che vengano rispettate le due seguenti condizioni:

- Nel piano della trave la lunghezza libera di inflessione  $L_c$  delle aste compresse sia pari alla distanza fra le ideali cerniere;
- Lo schema della trave sia tracciato secondo gli assi baricentrici.

# EDIFICIO INDUSTRIALE: FASI PROCESSO PROGETTUALE

- ❑ ANALISI PROGETTO
- ❑ ANALISI DEI CARICHI VERTICALI (IN COPERTURA) E ORIZZONTALI
- ❑ PROGETTO-VERIFICA DEGLI ARCARECCI
- ❑ IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA
- ❑ CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA
- ❑ PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA
- ❑ CALCOLO DEL COLLEGAMENTO TRAVATA-COLONNA
- ❑ CALCOLO DEL COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE
- ❑ PROGETTO DEL SISTEMA DI CONTROVENTAMENTO LATERALE E DI FALDA

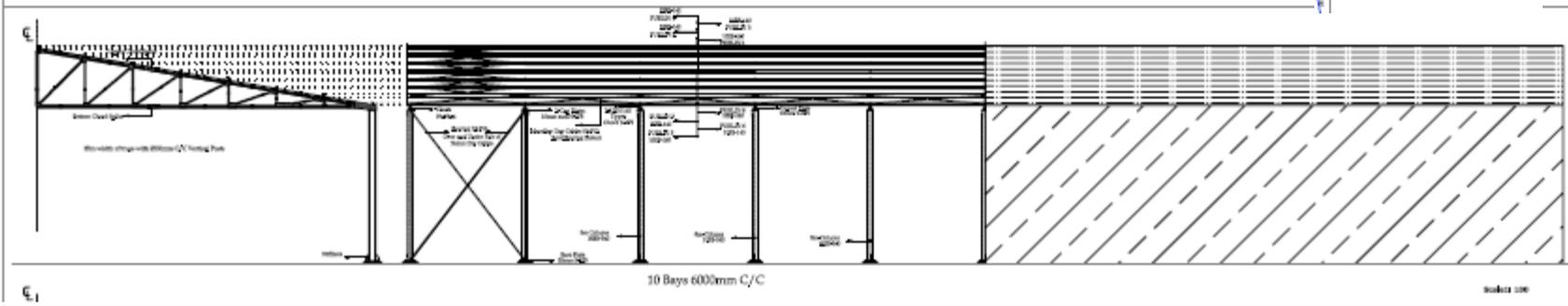
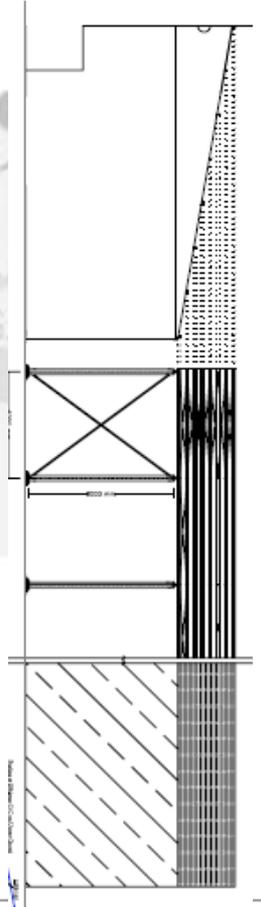
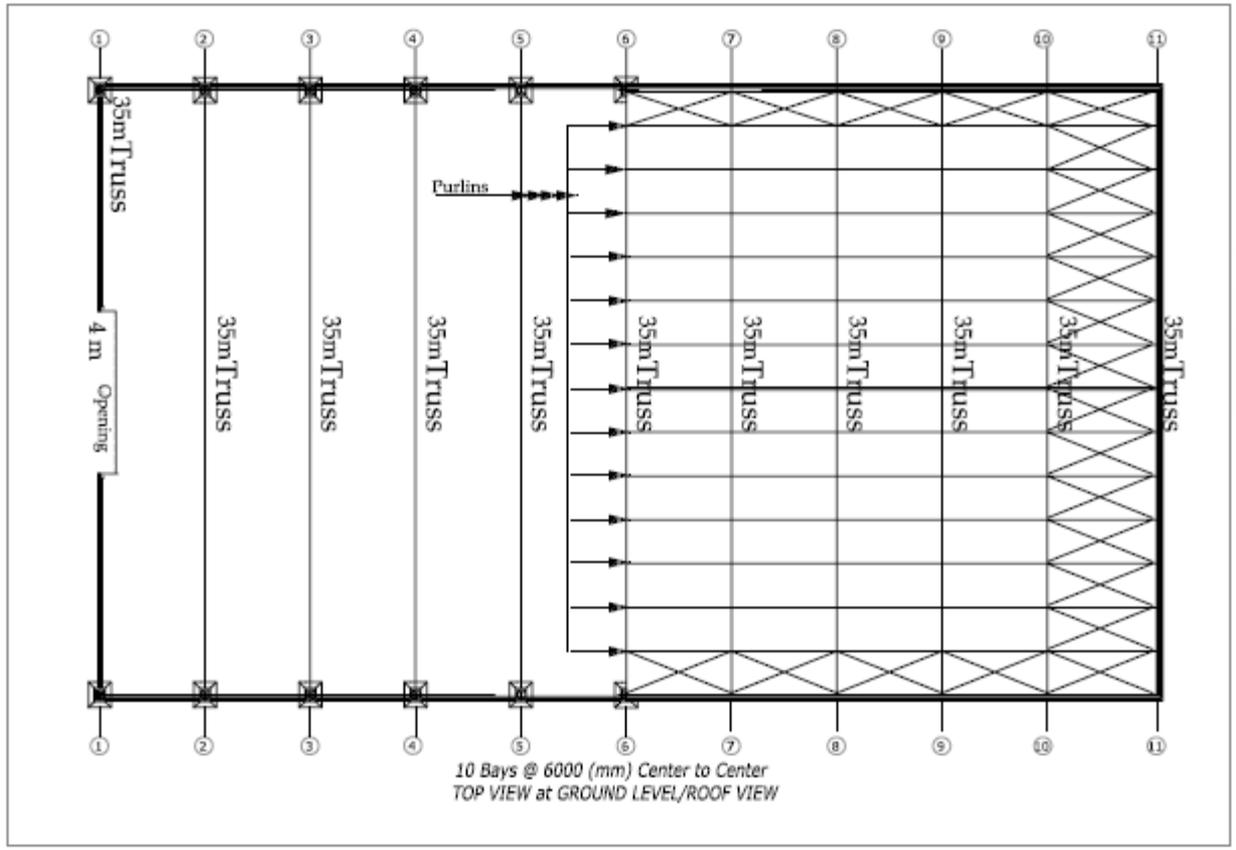


# ANALISI PROGETTO

- La struttura è quella tipica di un edificio industriale monopiano in acciaio situato nell'area di Bagnoli (Napoli)
- Dimensioni in pianta: 35 (trasversale) x 60 (longitudinale) m ; Area: 2100 m<sup>2</sup>; Altezza=11.0 m (altezza colonna di 8.00m)
- La struttura presenta 10 campate in direzione longitudinale caratterizzate da una luce di 6.00m
- Gli arcarecci (di luce pari a 6.00 m) sono semplicemente appoggiati sulle capriate e presentano un passo di 2.54 m (2.50 m sulla proiezione orizzontale della falda di copertura)
- La capriata è di tipo Pratt modificata (inglese), con un'inclinazione del corrente superiore pari al 17% ( $\alpha=9.73^\circ$ )
- I collegamenti sono ottenuti tramite saldature o, più diffusamente tramite bullonature M16 (diametro) di classe 8.8
- Per gli elementi della capriata si adottano profili laminati accoppiati, distanti 18 mm (spessore dei fazzoletti) e collegati tramite imbottiture
- La progettazione tiene conto di carichi variabili da neve e da vento. Le intensità di tali carichi sono calcolate coerentemente alle NNT



# ANALISI PROGETTO



# ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate per il progetto della copertura sono:

- **Peso proprio della lamiera di copertura ( $G_2$ - carico permanente non strutturale)**

Pannelli di copertura isolati KINGSPAN KS100 RW ( $G_2=0.1$  KN/m<sup>2</sup>- scarico su arcareccio  $g_2=0.1 \times 2.54=0.254$  kN/m)

- **Peso proprio dell'arcareccio ( $G_1$ - carico permanente strutturale)**

In prima istanza si assume che l'arcareccio sia un profilo HE 140 A caratterizzato da un peso per unità di lunghezza  $g_{1arc}=0.25$  kN/m

- **Peso proprio della capriata ( $G_1$ - carico permanente strutturale)**

Forfettariamente si assume che la capriata abbia un peso per unità di lunghezza pari a  $g_{1cap}=1.3$  kN/m

- **Carichi variabili sul manto di copertura ( $I_m$ )**

$I_m=0.4$  KN/m<sup>2</sup>- scarico su arcareccio  $g_2=0.4 \times 2.54=1.02$  kN/m)

- **Carichi da neve sul manto di copertura ( $S$ )**

$S=0.64$  KN/m<sup>2</sup>- scarico su arcareccio  $s=0.64 \times 2.5=1.60$  kN/m

- **Carichi da vento sul manto di copertura ( $w$ )**

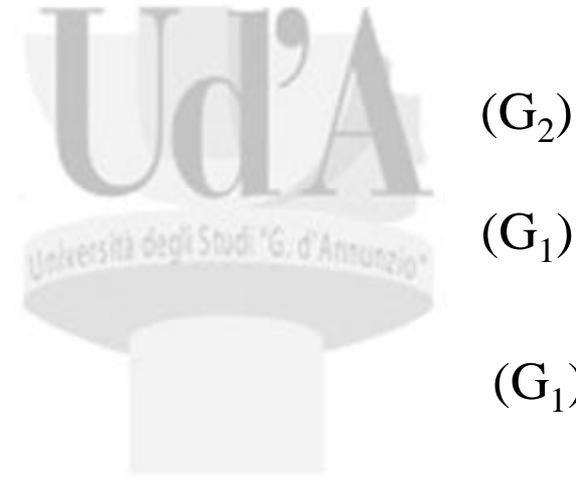
$W=0.345$  KN/m<sup>2</sup> (diretto verso l'alto)- scarico su arcareccio  $w=0.345 \times 2.54=0.8763$  kN/m

- **Imperfezioni per il progetto dei controventi di falda (i)**

# ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate per il progetto delle colonne e per i controventi laterali sono:

- Scarico da peso proprio della lamiera di copertura (G<sub>2</sub>)
- Scarico da Peso proprio dell'arcareccio (G<sub>1</sub>)
- Scarico da Peso proprio della capriata (G<sub>1</sub>)
- Peso proprio delle colonne (G<sub>1</sub>)
- Scarico da Carichi variabili in copertura (IM)
- Scarico da Carichi da neve in copertura (s)
- Scarico da Carichi da vento in copertura (w)
- Carichi da vento sulle facciate (w)
- Escursioni termiche (t)



# ANALISI DEI CARICHI: COMBINAZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
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 $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

Verifiche S.L.U.

Verifiche S.L.E.

Sisma da non  
combinare con  
neve e vento

# PROGETTO-VERIFICA DEGLI ARCARECCI

## CARICHI PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO

$$P_{ser,1} = (g_1) + (g_2) + (s) + (\psi_{22} \times i_m)$$

$$P_{ser,1} = (0.2) + (0.25) + (1.60) + (0.0 \times 1.0136) = 2.05 \frac{KN}{m}$$

$$P_{ser,2} = (g_1) + (g_2) + (i_m) + \psi_{22} \times s$$

$$P_{ser,2} = (0.2) + (0.2534) + (1.0136) + (0.0 \times 1.6) = 1.46 \frac{KN}{m}$$

## CARICHI PER STATO LIMITE ULTIMO

$$P_{ult1} = (\gamma_{g1} \times g_1) + (\gamma_{g2} \times g_2) + (\gamma_{q1} \times s) + (\gamma_{q2} \times \psi_{02} \times i_m)$$

$$P_{ult1} = (1.30 \times 0.2) + (1.50 \times 0.25) + (1.5 \times 1.6) + (1.5 \times 0.0 \times 1.014) = 3.01 \text{ KN/m}$$

$$P_{ult2} = (\gamma_{g1} \times g_1) + (\gamma_{g2} \times g_2) + (\gamma_{q1} \times i_m) + (\gamma_{q2} \times \psi_{02} \times s)$$

$$P_{ult2} = (1.30 \times 0.2) + (1.50 \times 0.25) + (1.5 \times 1.0136) + (1.5 \times 0.0 \times 1.6) = 2.13 \text{ KN/m}$$



# PROGETTO-VERIFICA DEGLI ARCARECCI

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Componenti of Pult:

1- Verticale  $P_{ult,y} = P_{ult} \times \cos(\alpha)$

2- Orizzontale  $P_{ult,z} = P_{ult} \times \sin(\alpha)$



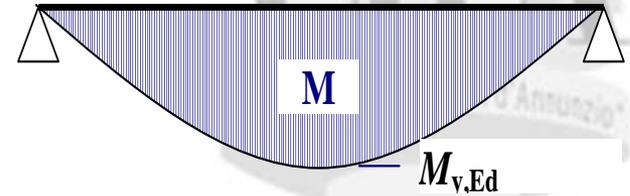
$$M_{ult,z} = \left( \frac{P_{ult,y} \times (L)^2}{8} \right) = \left( \frac{2.97 \times (6)^2}{8} \right) = 13.365 \text{ KNm}$$

$$M_{ult,y} = \left( \frac{P_{ult,z} \times (L)^2}{8} \right) = \left( \frac{0.508 \times (6)^2}{8} \right) = 2.289 \text{ KNm}$$



$$\left( \frac{M_{ult,y}}{W_{pl,y} \times 275} \right) + \left( \frac{M_{ult,z}}{W_{pl,z} \times 275} \right) < 1.0$$

$$\left( \frac{13.365 \times 10^6}{173500 \times 275} \right) + \left( \frac{2.289 \times 10^6}{84850 \times 275} \right) = (0.294) + (0.102) = 0.397 < 1.0 \xrightarrow{\text{yields}} \text{Ok}$$



Classe della sezione:

$$c / t_f = 6.50; < 9 = 8.32; \text{Class 1}$$

$$c / t_w = 16.73; < 72 = 66.56; \text{Class 1}$$

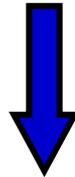
# PROGETTO-VERIFICA DEGLI ARCARECCI

## VERIFICA ALLO STATO LIMITE ESERCIZIO

Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*



$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot P_{ser,1} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 2.05 \cdot 6000^4}{384 \cdot 206000 \cdot 1033 \cdot 10^4} = 16.25 \text{ mm} < \frac{L}{200} = 30 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1.60 \cdot 6000^4}{384 \cdot 206000 \cdot 1033 \cdot 10^4} = 12.68 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

**L'ARCARECCIO RISULTA DUNQUE SOVRADIMENSIONATO. CIÒ PERMETTE DI ADOTTARE UNA SEZIONE INFERIORE E DI REIMPLEMENTARE IL CALCOLO AL FINE DI REALIZZARE UN RISPARMIO**



# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

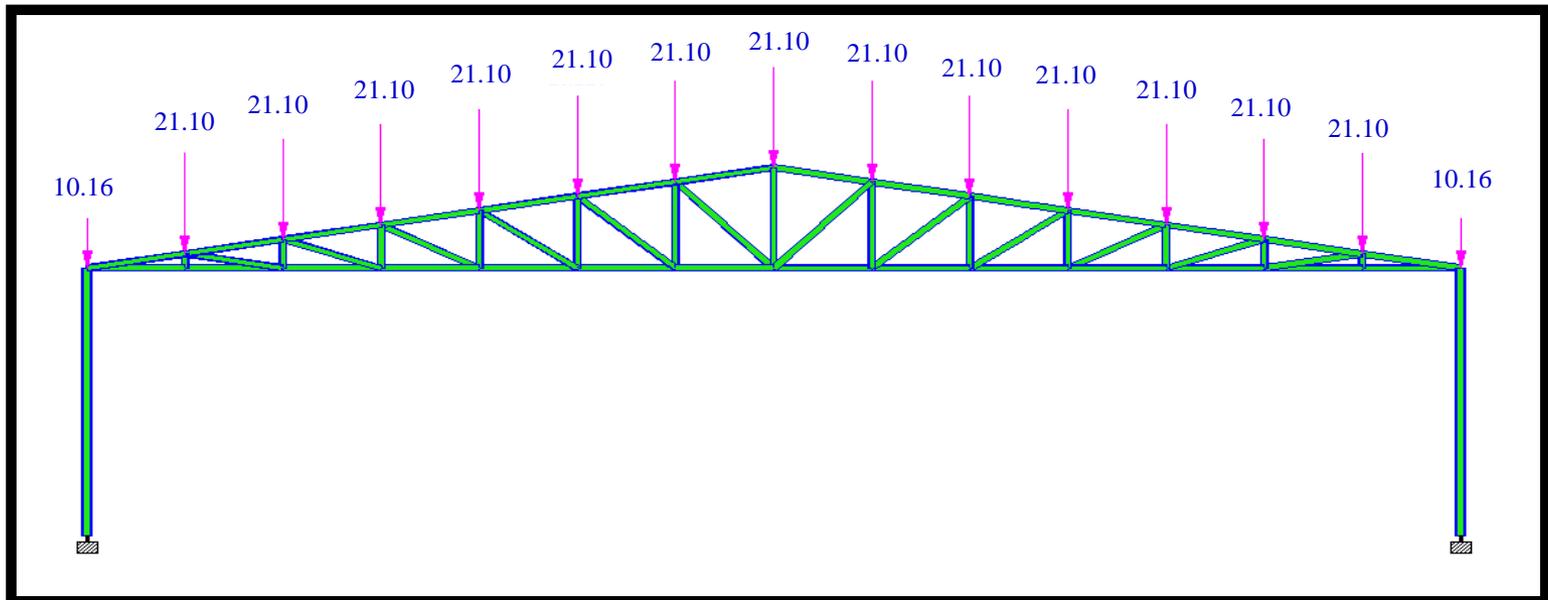
Gli scarichi sui nodi della capriata sono calcolati a partire dalle reazioni sugli arcarecci aggiungendo opportunamente, in corrispondenza di ogni nodo, l'aliquota forfettaria che tiene conto del peso della capriata ( $R_{truss} = \gamma_G \cdot i_{arc} \cdot g_{1cap} = 1.3 \cdot 2.50 \cdot 1.3$ ):

$$R_y = \left( \frac{P_{ulty}}{2} \right) \times L \quad R_z = \left( \frac{P_{ult,z}}{2} \right) \times L \quad L = \text{lunghezza arcareccio}$$

$$R_{ult} = \sqrt{(R_y)^2 + (R_z)^2}$$

$$R_{net1} = 2 \times R_{ult} + R_{truss}$$

$$R_{truss} = \text{Aliquota peso proprio capriata}$$



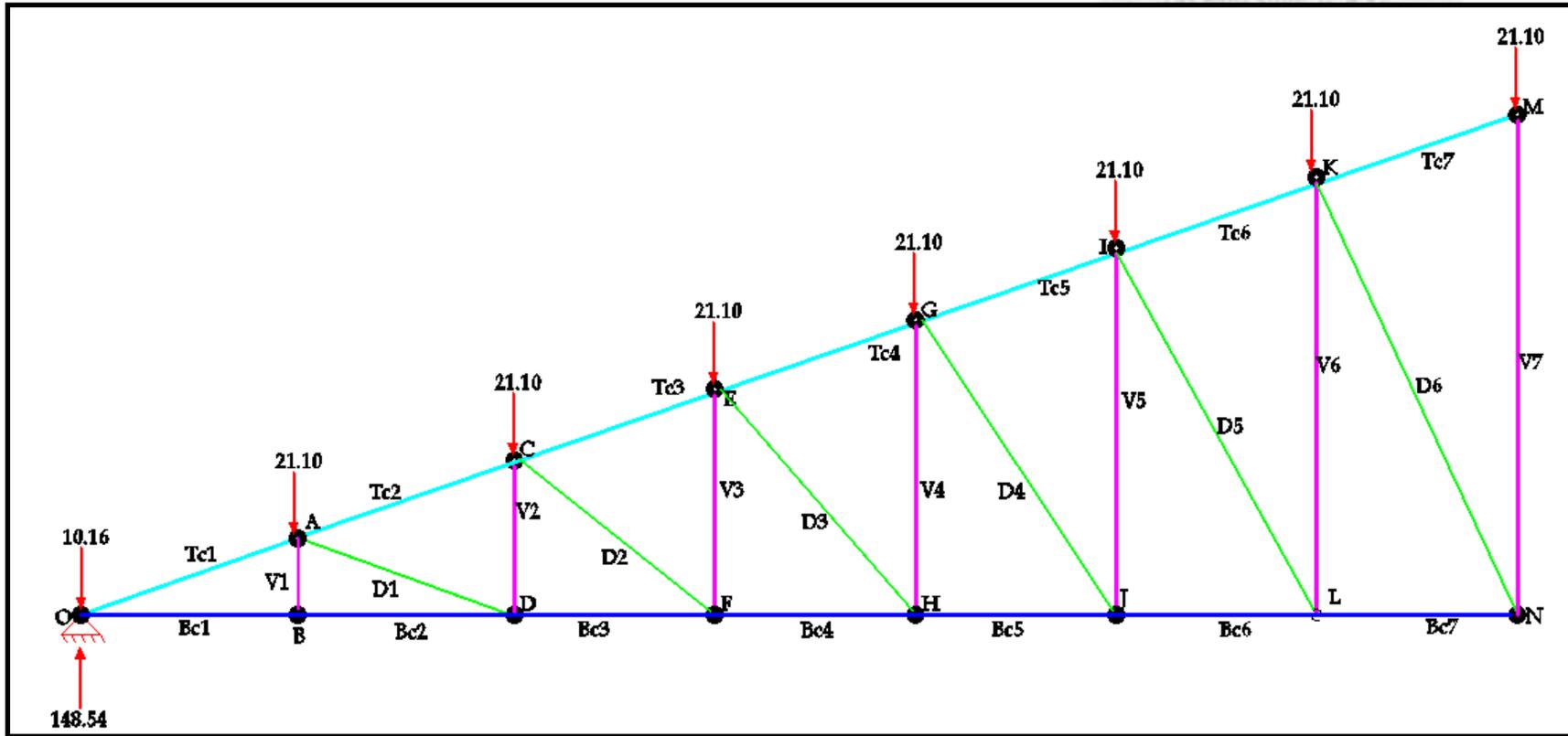
Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA



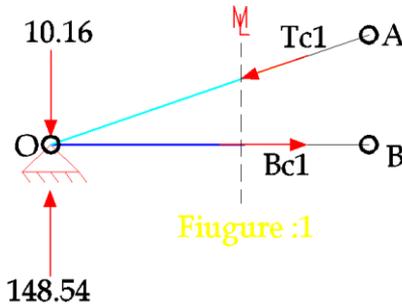
Prof. Gianfranco De Matteis

Edifici Industriali



# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

Per Tc1 eq. rotazione @ B:

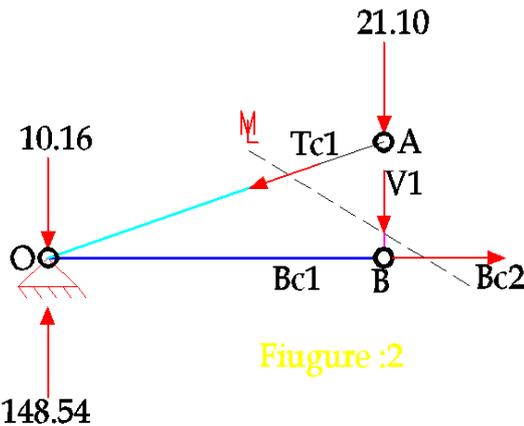


Fiugure :1

$$Tc1 = \left( \frac{(148.54 \times 2.5) - (10.61 \times 2.5)}{(0.428) \times \cos(9.72^\circ)} \right) = 817.44 \text{ KN C}$$

Per Bc1 eq. rotazione @ Node A:

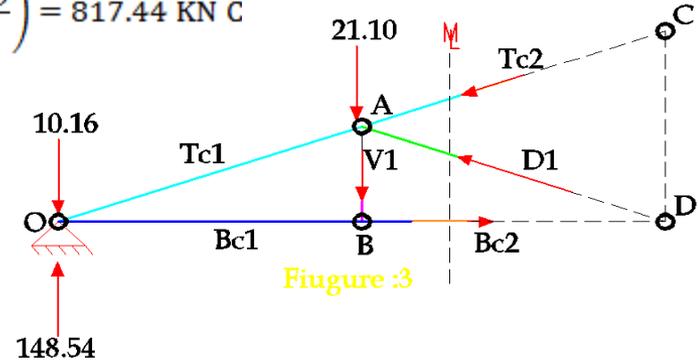
$$Bc1 = \left( \frac{(148.54 \times 2.5) - (10.61 \times 2.5)}{(0.428)} \right) = 805.70 \text{ KN T}$$



Fiugure :2

Per Bc2 eq. rotazione @ Node A

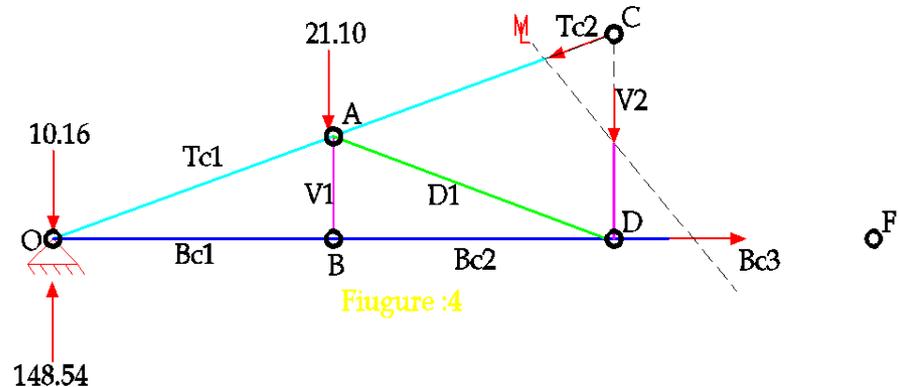
$$Bc2 = \left( \frac{(148.54 \times 2.5) - (10.61 \times 2.5)}{(0.428)} \right) = 805.70 \text{ KN T}$$



Fiugure :3

Per Tc2 eq. rotazione @ Node D:

$$Tc2 = \left( \frac{(148.54 \times 5) - (10.61 \times 5) - 21.20 \times (2.5)}{(0.857) \times \cos(9.72^\circ)} \right) = 753.68 \text{ KN C}$$



Fiugure :4

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

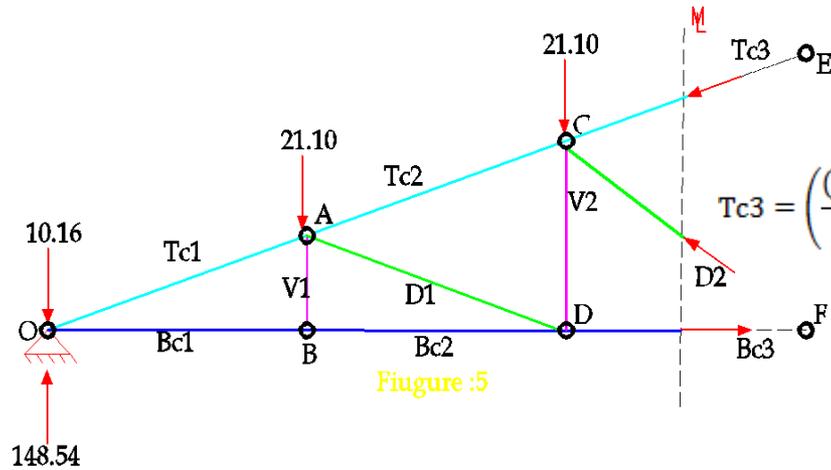


Figura :5

Per Tc3 eq. rotazione @ Node F:

$$Tc3 = \left( \frac{(148.54 \times 7.5) - (10.61 \times 7.5) - 21.20 \times (5 + 2.5)}{(1.29) \times \cos(9.72^\circ)} \right) = 688.46 \text{KN C}$$

Per Bc3 eq. rotazione @ Node C:

$$Bc3 = \left( \frac{((148.54 \times 5) - (10.61 \times 5) - 21.20 \times (2.5))}{(0.857)} \right) = 742.83 \text{KN T}$$

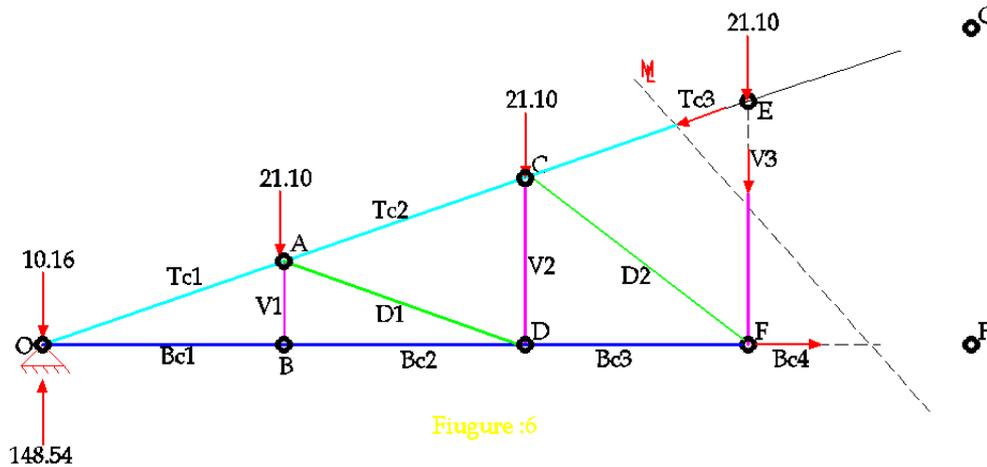


Figura :6

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

Combinazione da SLU con neve carico variabile fondamentale

## Corrente inferiore

Member	Axial Force (KN)	Nature of Force
Bc1	805.7	Tension
Bc2	805.7	Tension
Bc3	742.8	Tension
Bc4	678.5	Tension
Bc5	620.5	Tension
Bc6	557.8	Tension
Bc7	495.4	Tension

## Corrente superiore

Member	Axial Force (KN)	Nature of Force
Tc1	817.437	Compression
Tc2	753.6767	Compression
Tc3	688.4603	Compression
Tc4	629.5331	Compression
Tc5	565.9179	Compression
Tc6	502.6467	Compression
Tc7	439.5715	Compression

## Montanti

Member	Axial Force (KN)	Nature of Force
V1	0	Tension
V2	10.61	Tension
V3	21.22	Tension
V4	31.83	Tension
V5	42.44	Tension
V6	53.05	Tension
V7	127.32	Tension

## Diagonali

Member	Axial Force (KN)	Nature of Force
D1	61.9395	Compression
D2	67.87682	Compression
D3	65.28043	Compression
D4	75.99136	Compression
D5	82.06593	Compression
D6	89.27166	Compression

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI

## PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

E

Elemento		Carico			
		Combinazione con neve come carico variabile fondamentale		Combinazione con vento come carico variabile fondamentale	
		F (KN)	Nature of Force	F (KN)	Nature of Force
Corrente inferiore	Bc1	805.67	Trazione	547.7	Compressione
	Bc2	805.67	Trazione	547.7	Compressione
	Bc3	742.82	Trazione	450.8	Compressione
	Bc4	678.55	Trazione	396.6	Compressione
	Bc5	620.47	Trazione	353.1	Compressione
	Bc6	557.77	Trazione	313.8	Compressione
	Bc7	495.41	Trazione	276.6	Compressione
Corrente superiore	Tc1	817.44	Compressione	555.6	Trazione
	Tc2	753.68	Compressione	457.4	Trazione
	Tc3	688.46	Compressione	402.4	Trazione
	Tc4	629.53	Compressione	358.2	Trazione
	Tc5	565.92	Compressione	318.4	Trazione
	Tc6	502.65	Compressione	280.7	Trazione
	Tc7	439.57	Compressione	244.2	Trazione
Montanti	V1	0	Trazione	0	Compressione
	V2	10.61	Trazione	16.6	Compressione
	V3	21.22	Trazione	18.6	Compressione
	V4	31.83	Trazione	22.4	Compressione
	V5	42.44	Trazione	26.9	Compressione
	V6	53.05	Trazione	31.8	Compressione
	V7	127.32	Trazione	71.3	Compressione
Diagonali	D1	61.94	Compressione	98.3	Trazione
	D2	67.88	Compressione	57.3	Trazione
	D3	65.29	Compressione	48.9	Trazione
	D4	75.99	Compressione	47.6	Trazione
	D5	82.06	Compressione	48.9	Trazione
	D6	89.27	Compressione	51.5	Trazione

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

## PROGETTO VERIFICA DEL CORRENTE INFERIORE

Elemento	Carico			
	Combinazione fondamentale con neve come carico variabile		Combinazione fondamentale con vento come carico variabile	
	Sforzo normale (KN)		Sforzo normale	
Bc1	805.6659	Trazione	547.7	Compressione

Sezione (di tentativo) UPN-120 (sezione di classe 1)

### Verifiche a compressione

$$N_{cr,y} = \left( \frac{\pi^2 EI_y}{L_0^2} \right) = 2977453.13 \text{ N} \quad \& \quad N_{cr,z} = \left( \frac{\pi^2 EI_z}{L_0^2} \right) = 1222473.54 \text{ N} \quad \lambda_y = \sqrt{\left( \frac{N_{pl}}{N_{cr,y}} \right)} = 0.56 \quad \& \quad \lambda_z = \sqrt{\left( \frac{N_{pl}}{N_{cr,z}} \right)} = 0.87$$

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 0.74 \text{ with } \alpha_y = 0.49 \quad \phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 1.04 \text{ with } \alpha_z = 0.49$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.808 \quad \& \quad \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.615 \quad \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.615$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} A_t f_y}{\gamma_{m,0}} = 548,127 \text{ N} > 547,700 \text{ N}$$

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

## PROGETTO VERIFICA DEL CORRENTE INFERIORE

Elemento	Carico			
	Combinazione fondamentale con neve come carico variabile		Combinazione fondamentale con vento come carico variabile	
	Sforzo normale (KN)		Sforzo normale	
Bc1	805.6659	Trazione	547.7	Compressione

Sezione (di tentativo) UPN-120 (sezione di classe 1)

### Verifiche a trazione

$$N_{pl} = A_t \times f_y \quad A_t = 2 \times A_f = 890,476 \text{ N}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{m,0}} \quad A_{net} = 2 \times (A_f - 2 \times d_0 \times t_w) = 2896 \text{ mm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 1067,382 \text{ N}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{b,Rd}, N_{pl}) = 890,476 \text{ N} > 805.66$$

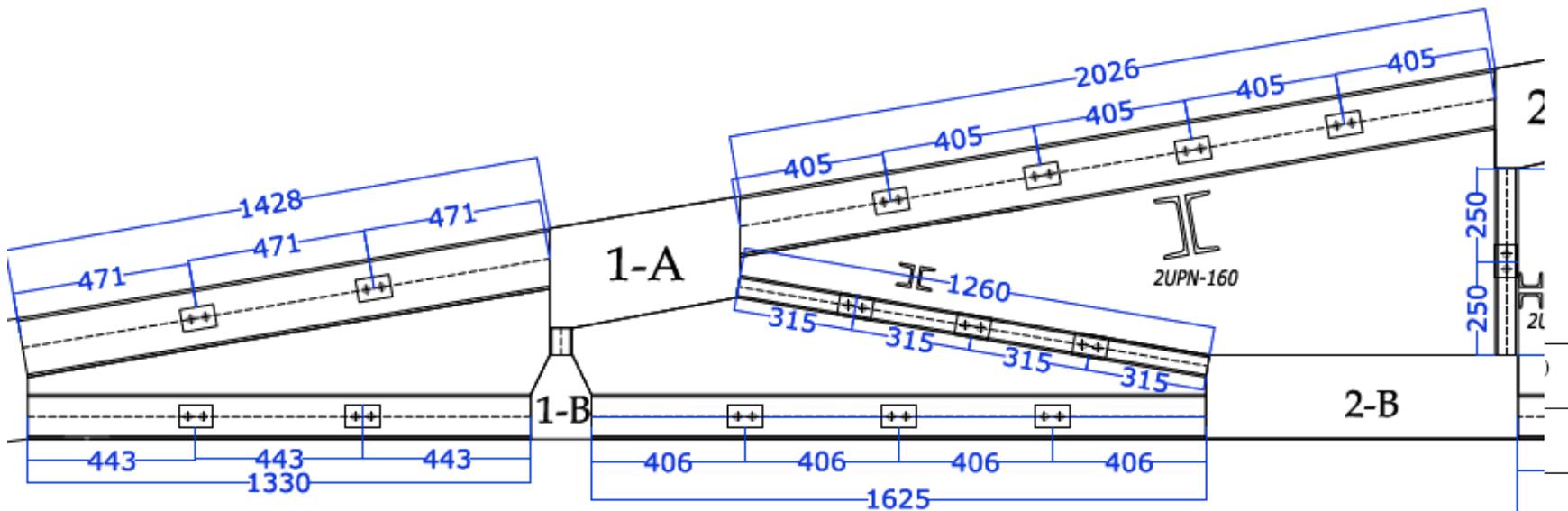
APPLICANDO GLI STESSI CRITERI SI HANNO LE SEGUENTI SEZIONI:

- CORRENTI SUPERIORI: 2 UPN 160
- PER ELEMENTI DIAGONALI E MONTANTI: 2 L 60X5\

# IDENTIFICAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI ASSIALI E PROGETTO-VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

## IMBOTTITURE (Circ. Min. 14.02.09 Par. 4.2.4.1.3.1.5)

La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, vedi Figura, posti ad un intervallo pari allo spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella. Nel caso di angolari a lati disuguali, l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse y di può essere verificata considerando un raggio d'inerzia



costituente l'asta.

# CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA

I collegamenti della capriata oggetto di analisi sono di tipo bullonato. La loro verifica consiste nella verifica delle singole unioni a taglio

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;} \quad (4.2.57)$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;} \quad (4.2.58)$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.} \quad (4.2.59)$$

$A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,} \quad (4.2.60)$$

dove  $A$  indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$ , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con  $f_{tr}$  è indicata la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi, mentre  $A_0$  indica la sezione del foro.

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \quad (4.2.61)$$

dove:

$d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

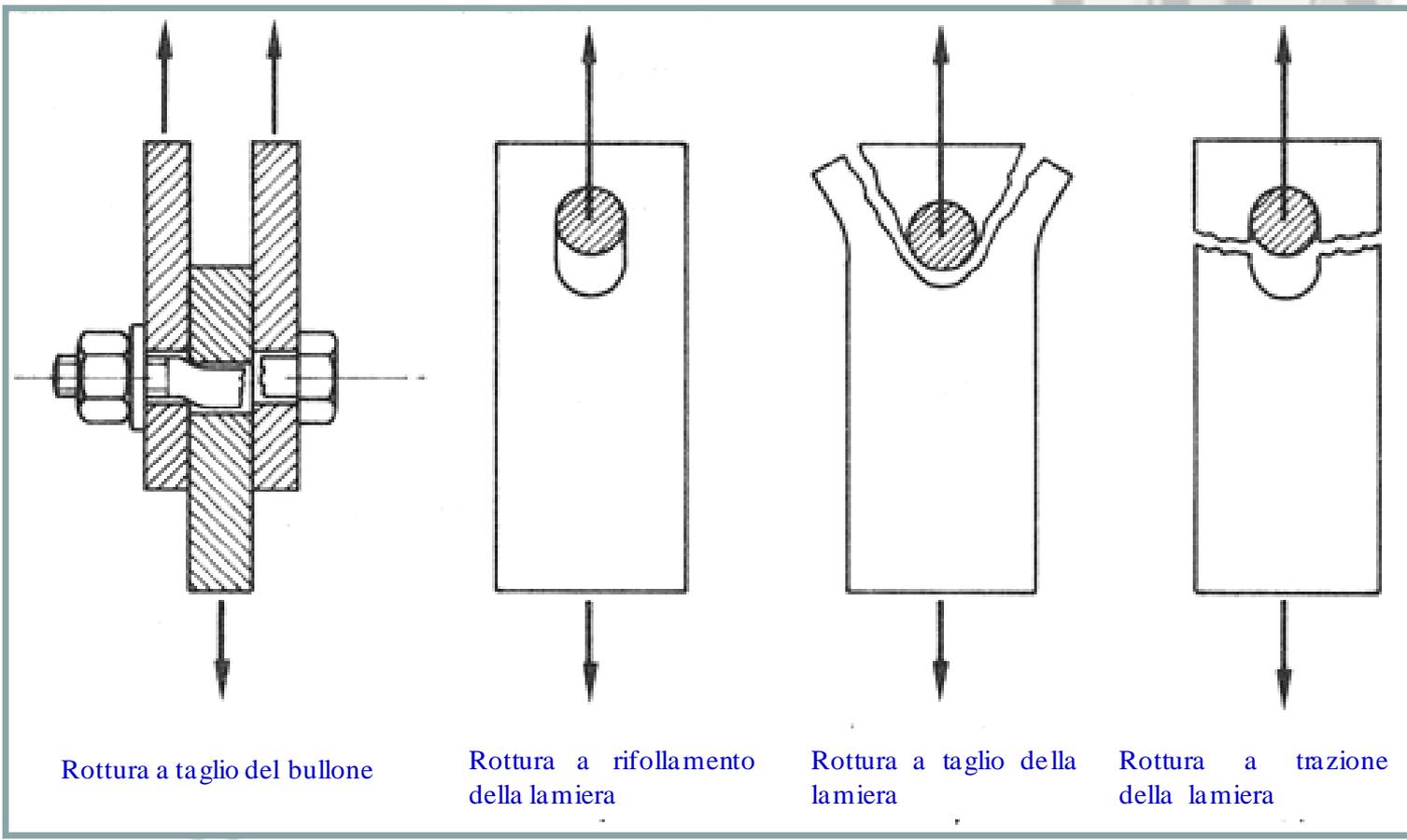
essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.3 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

**Oltre la verifica di cui sopra, è anche prescritta la verifica a rottura dell'area netta**

# CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA



Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



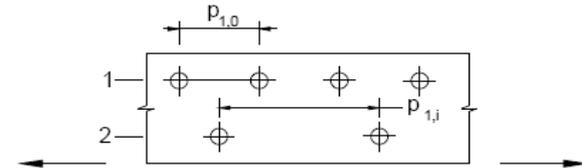
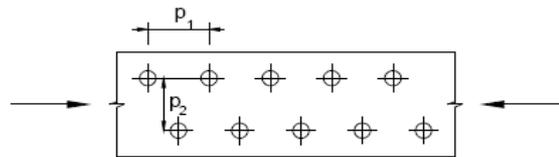
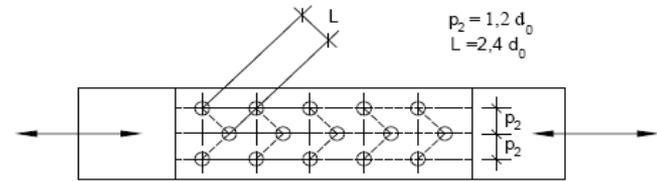
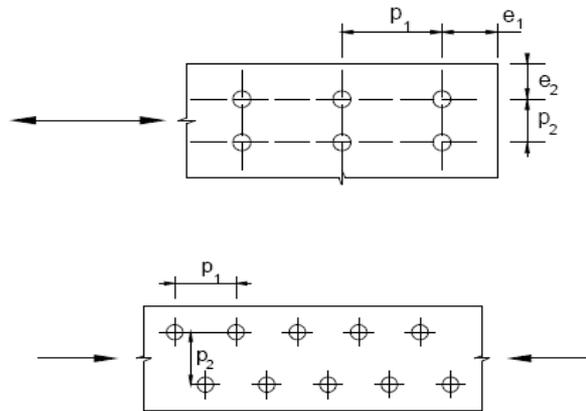
# CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA

Interasse e distanza dai margini. Al fine di poter utilizzare regole di calcolo semplificate, intendendo con  $d_0$  il diametro del foro, devono essere soddisfatte le seguenti prescrizioni relative alla geometria delle unioni.

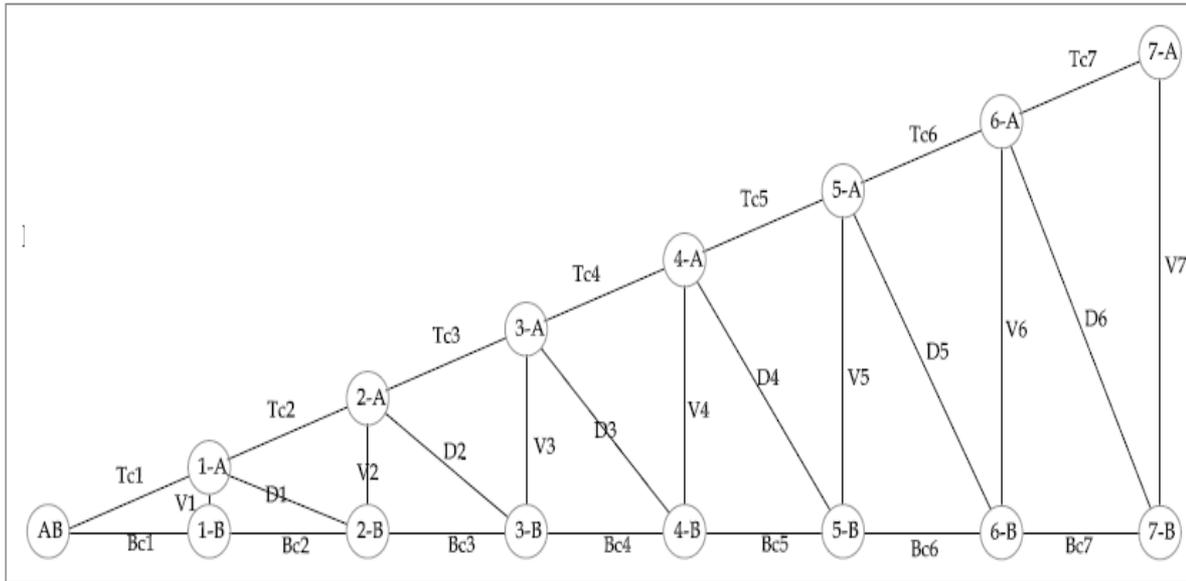
Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t; 200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t; 400\text{mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$ ; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0.6 \cdot p_1$ .  
 $t$  è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.



# CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA

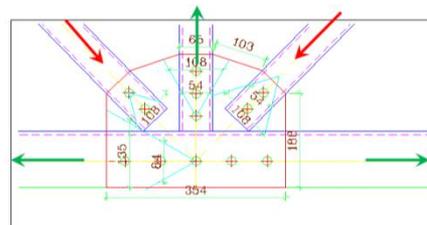


Bolt Dia	Bolt Grade	Hole diameter	Plate Thickness	e1	e2	p1	p2
16	8.8	18	18	30	30	45	50
20	8.8	22	18	30	30	50	60

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_{res}}{\gamma_{m2}}$$

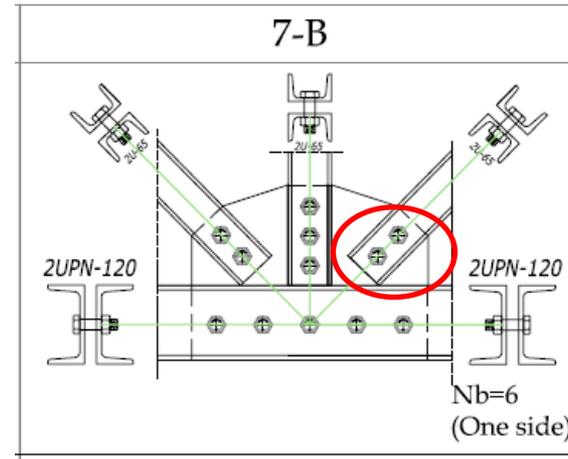
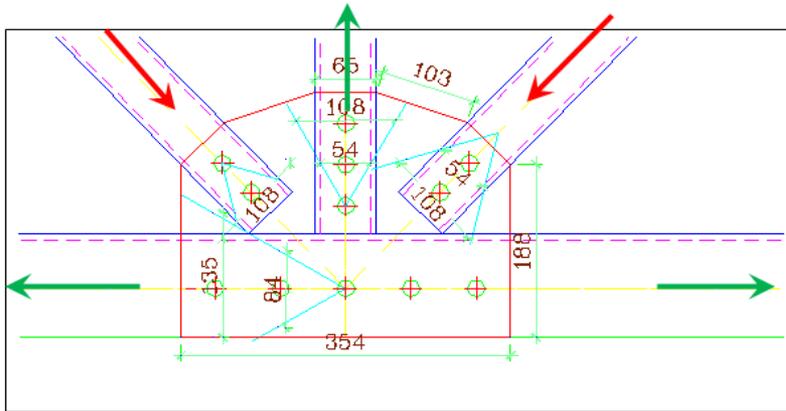
$$F_{b,Rd} = \frac{k1 \times ab \times fu \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

- Collegamenti elementi-fazzoletti: Si calcolano per gli sforzi normali presenti nelle aste
- Collegamenti fazzoletti-elementi: Si calcolano considerando gli sforzi che devono essere trasferiti



**Lo sforzo da trasferire è in questo caso pari alla differenza degli sforzi nelle aste**

# CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA (esempio)



Verifica diagonale dx  $F_{Ed} = 89.27 \text{ KN}$

Spaziatura dei bulloni

$e_1$	$e_2$	$p_1$	$p_2$	$d$	$d_0$	$n_b$
30	33	45	N/A	16	18	2

Distance	M16			Check k
	min	Our case	max	
$e_1$	21.6	30	62	Ok
$e_2$	21.6	33	62	Ok
$p_1$	39.6	45	77	Ok
$p_2$	43.2	N/A	77	N/A

Verifica a taglio  $F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$

$$F_{v,Rd} = 60.288 \text{ KN} \quad F_{v,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_b}$$

$n_b$	$F_{v,Rd}$	$F_{Ed}$	$F_{v,Ed}$	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}$	Check
2	60.288	89.27	44.635	0.740	OK

Bearing Check  $F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$

Verifica a rifollamento

$$F_{v,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_b} \quad F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times ab \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_b$	$k_1$	$d$	$t$	$f_u$	$F_{b,Rd}$	$F_{v,Ed}$	$F_{v,Ed}/F_{b,Rd}$	Check
0.56	2.50	16	11	430	84.09	44.64	0.53	OK

# CALCOLO DEI COLLEGAMENTI DI CAPRIATA

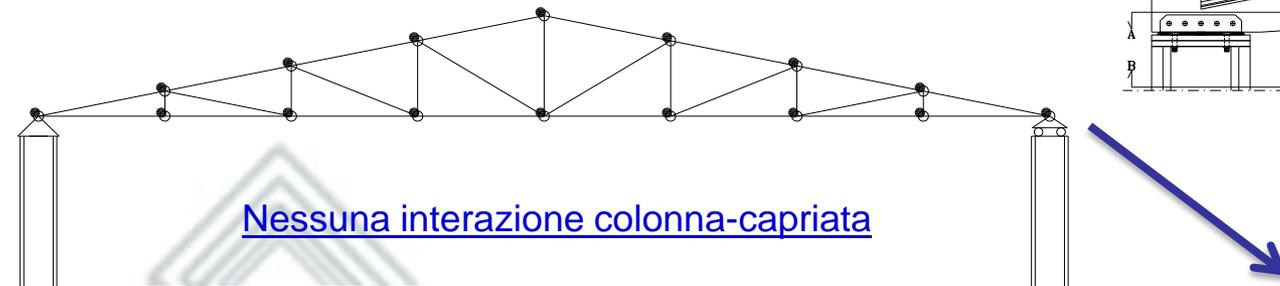
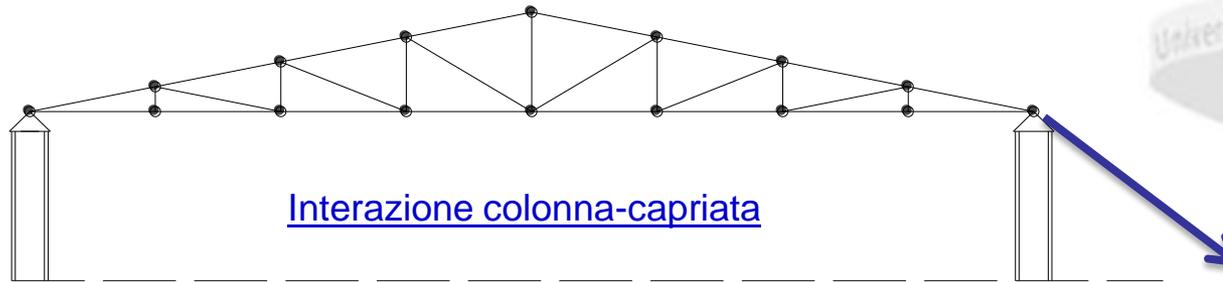
Member		Axial Force (KN)	M16 Grade 8.8 Bolts					M20 Grade 8.8 Bolts				
			Fb,rd	nb	Fv,rd	nb	Max nb	Fb,rd	nb	Fv,rd	nb	Max nb
Lower Chord UPN-120	Bc1	805.67	93.23	9	60.3	13	13	95.98	8	94.08	9	9
	Bc2	805.67	93.23	9	60.3	13	13	95.98	8	94.08	9	9
	Bc3	742.82	93.23	8	60.3	12	12	95.98	8	94.08	8	8
	Bc4	678.55	93.23	7	60.3	11	11	95.98	7	94.08	7	7
	Bc5	620.47	93.23	7	60.3	10	10	95.98	6	94.08	7	7
	Bc6	557.77	93.23	6	60.3	9	9	95.98	6	94.08	6	6
	Bc7	495.41	93.23	5	60.3	8	8	95.98	5	94.08	5	5
Upper Chord UPN-160	Tc1	817.44	99.9	8	60.3	14	14	102.8	8	94.08	9	9
	Tc2	753.68	99.9	8	60.3	12	12	102.8	7	94.08	8	8
	Tc3	688.46	99.9	7	60.3	11	11	102.8	7	94.08	7	7
	Tc4	629.53	99.9	6	60.3	10	10	102.8	6	94.08	7	7
	Tc5	565.92	99.9	6	60.3	9	9	102.8	6	94.08	6	6
	Tc6	502.65	99.9	5	60.3	8	8	102.8	5	94.08	5	5
	Tc7	439.57	99.9	4	60.3	7	7	102.8	4	94.08	5	5
Verticals V7- U-65x42 Others U-60x30	V1	0	79.91	0	60.3	0	0					
	V2	10.61	79.91	0	60.3	0	0					
	V3	21.22	79.91	0	60.3	0	0					
	V4	31.83	79.91	0	60.3	1	1					
	V5	42.44	79.91	1	60.3	1	1					
	V6	53.05	79.91	1	60.3	1	1					
	V7	127.32	73.25	2	60.3	2	2					
Diagonals D6- U-65x42 Others U-60x30	D1	98.3	79.91	1	60.3	2	2					
	D2	67.88	79.91	1	60.3	1	1					
	D3	65.28	79.91	1	60.3	1	1					
	D4	75.99	79.91	1	60.3	1	1					
	D5	82.07	79.91	1	60.3	1	1					
	D6	89.27	73.25	1	60.3	1	1					



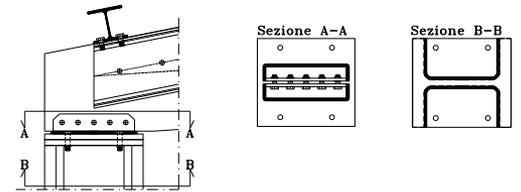
# PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA

In prima istanza si seleziona una sezione e si applicano tutte le verifiche secondo tutte le possibili combinazioni. Se i collegamenti sono in grado di trasferire azioni taglianti, sarà significativo prendere in considerazione l'interazione capriata-colonna. Ciò richiederà anche di considerare l'interazione dovuta alle escursioni termiche

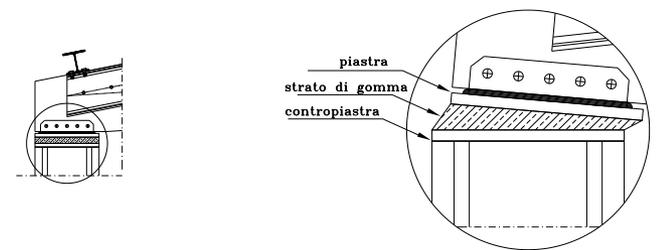
Prof. Gianfranco De Matteis  
Edifici Industriali



nodo  
capriata-colonna



particolare nodo  
deformato



# PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA

## Scelta sezione (HE340B)

h	b	tw	tf	r	A	I <sub>y</sub>	W <sub>ply</sub> ♦	i <sub>y</sub>	Avz	I <sub>z</sub>	W <sub>pl.z</sub> ♦	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>6</sup>
					x102	x104	x103	x10	x102	x104	x103	x104	x109
340	300	12	21.5	27	170.9	36660	2408	14.65	56.09	9690	985.7	7.53	2454

## Classificazione

Flangia esterna sottoposta a compressione uniforme

$$c = (b - tw - 2 r) / 2 = 55.25 \text{ mm}$$

$$c / tf = 5.442 < 9 \quad \text{Class 1}$$

Anima interna sottoposta a compressione e flessione

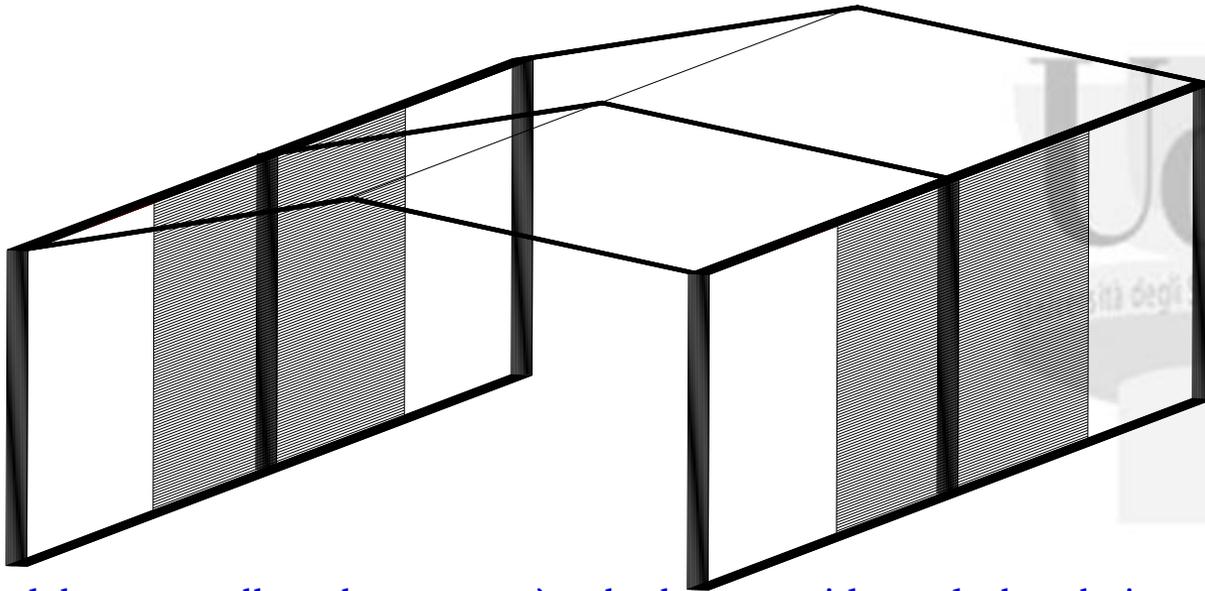
$$tf \times b + tw \times \alpha \times d - tw \times (d - \alpha d) - tf \times b = \frac{Ned}{fy} \quad \alpha = \frac{\frac{Ned}{fy}}{2 \times tw \times d} + \frac{1}{2} = 0.5815 \quad \frac{d}{tw} = 20.25$$

$$\frac{396 \text{ €}}{13 \alpha - 1} = 51.22 \quad \frac{d}{tw} = 20.25 < \frac{396 \text{ €}}{13 \alpha - 1} = 51.22$$

Ciò significa che anche l'anima è di classe 1

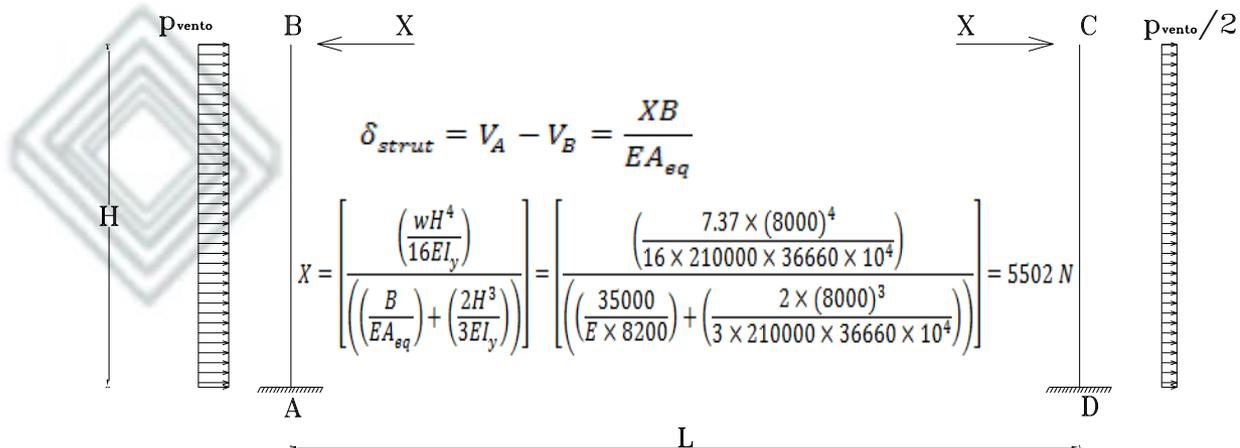
# PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA

Scelta sezione (HE340B)



L'azione del vento sulla colonna verrà calcolata considerando la relativa area di influenza

$$X \rightarrow \overset{B'}{\circ} \quad A_{eq} = A_{cinf} + A_{csup} \quad \overset{C'}{\circ} \leftarrow X$$



# PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA

## Verifica di stabilità colonna

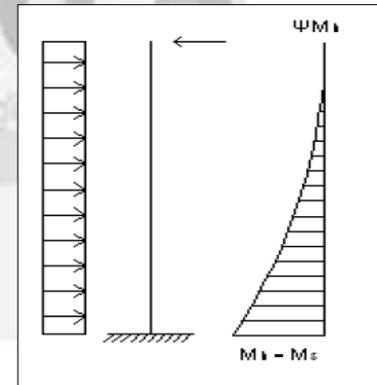
$$N_{cr,y} = \left( \frac{\pi^2 EI_y}{L_0^2} \right) = 2968 \text{ KN} \quad \& \quad N_{cr,z} = \left( \frac{\pi^2 EI_z}{L_0^2} \right) = 783.7 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = \sqrt{\left( \frac{N_{pl}}{N_{cr,y}} \right)} = 1.258 \quad \& \quad \lambda_z = \sqrt{\left( \frac{N_{pl}}{N_{cr,z}} \right)} = 2.45 \quad \phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2] = 1.472 \quad \& \quad \phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] = 3.39$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0.447 \quad \& \quad \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0.0712$$

$$\left( \frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) + K_{yy} \left( \frac{M_{yed}}{\chi_{LT} \frac{M_{yRk}}{\gamma_{m1}}} \right) \leq 1.0 \quad \text{for Z-Z axis \&}$$

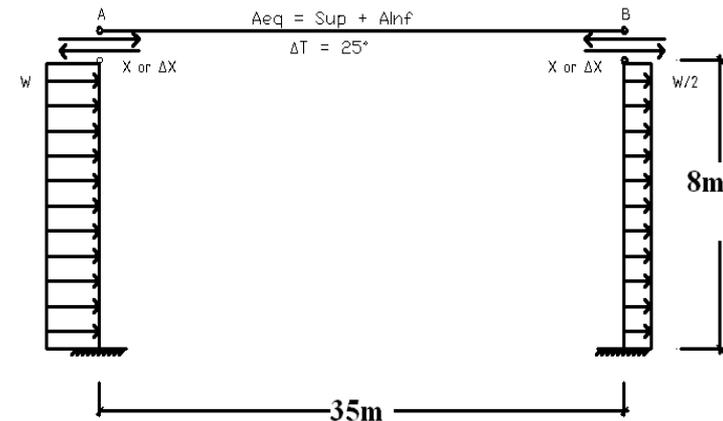
$$K_{yy} = C_{my} \left( 1 + 0.8 \times \frac{N_{ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) = 1.087 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1.0$$



## Verifica di deformabilità della colonna

$$\delta_{strut} = V_A - V_B = \frac{XB}{EA_{eq}} \quad X = \left[ \frac{\left( \frac{wH^4}{16EI_y} \right)}{\left( \left( \frac{B}{EA_{eq}} \right) + \left( \frac{2H^3}{3EI_y} \right) \right)} \right]$$

$$v_A = \left( \frac{wH^4}{8EI_y} \right) - \left( \frac{XH^3}{3EI_y} \right) \quad v_B = \left( \frac{0.5wH^4}{8EI_y} \right) + \left( \frac{XH^3}{3EI_y} \right)$$



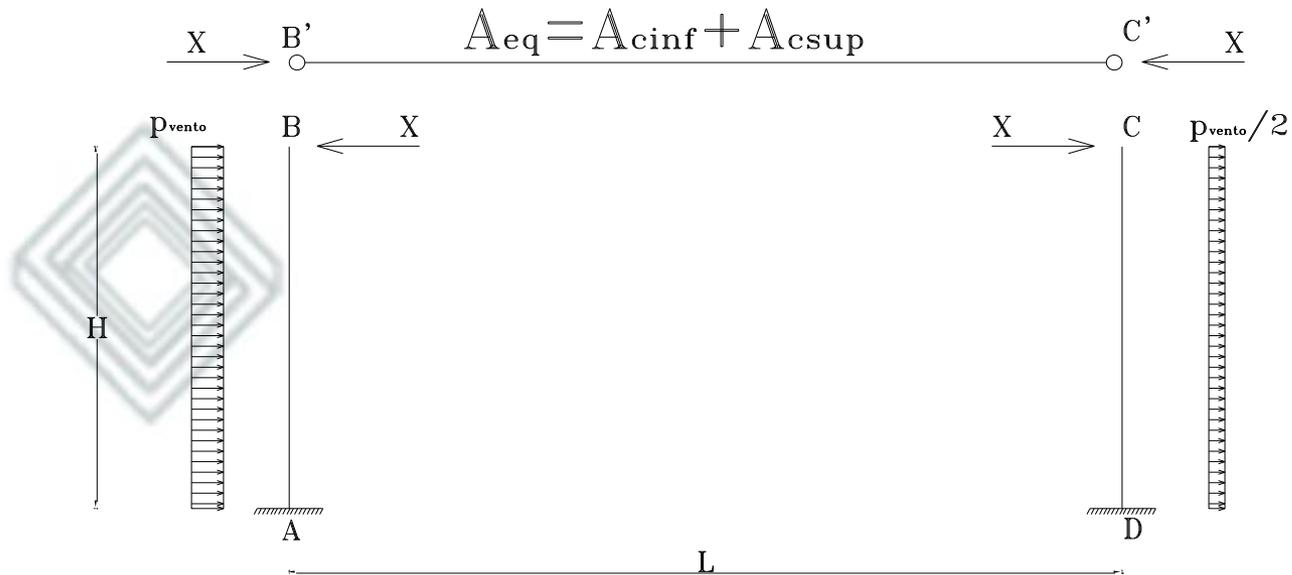
# PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA

## Verifica di deformabilità (es- azione laterale: forza da vento)

$$v_A = \left( \frac{wH^4}{8EI_y} \right) - \left( \frac{XH^3}{3EI_y} \right) \quad v_A = \left( \frac{7.37 \times (8000)^4}{8 \times 210000 \times 36660 \times 10^4} \right) - \left( \frac{5502 \times (8000)^3}{3 \times 210000 \times 36660 \times 10^4} \right) = 36.8 \text{ mm}$$

$$v_B = \left( \frac{0.5wH^4}{8EI_y} \right) + \left( \frac{XH^3}{3EI_y} \right) \quad v_B = \left( \frac{0.5 \times 7.37 \times (8000)^4}{8 \times 210000 \times 36660 \times 10^4} \right) + \left( \frac{5502 \times (8000)^3}{3 \times 210000 \times 36660 \times 10^4} \right) = 36.7 \text{ mm}$$

$$v_A = 36.8 < \frac{L}{150} = 53.33 \text{ mm} \quad \text{ok} \quad \& \quad v_B = 36.7 < \frac{L}{150} = 53.33 \text{ mm} \quad \text{ok}$$



# PROGETTO-VERIFICA DELLA COLONNA

Verifica di stabilità colonna (combinazione comprendente sia vento che neve)

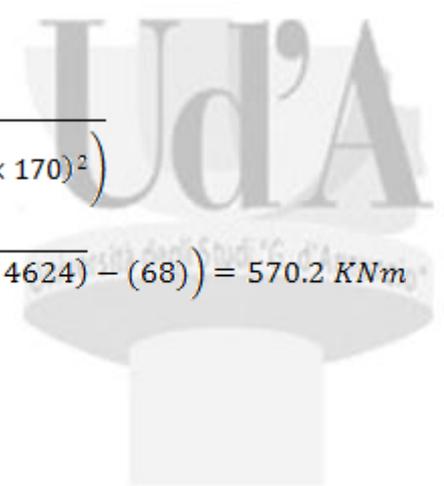
$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(KH^2)} \left( \sqrt{\left( \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KH^2)GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 y_g)^2 \right)} - C_2 y_g \right)$$
$$= 1 \frac{\pi^2 E \times 9690 \times 10^4}{(16000)^2} \left( \sqrt{\left( \left( \frac{2}{0.7} \right)^2 \frac{2454 \times 10^9}{9690 \times 10^4} + \frac{(16000)^2 \times 87000 \times 257.2 \times 10^4}{\pi^2 E \times 9690 \times 10^4} + (0.4 \times 170)^2 \right)} - (0.4 \times 170) \right)$$
$$M_{cr} = 783722 \left( \sqrt{(206735 + 285514 + 4624)} - (68) \right) = 570.2 \text{ KNm}$$

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\left( \frac{W_{plz} f_y}{M_{cr}} \right)} = \sqrt{\left( \frac{662.2}{570.2} \right)} = 1.07$$

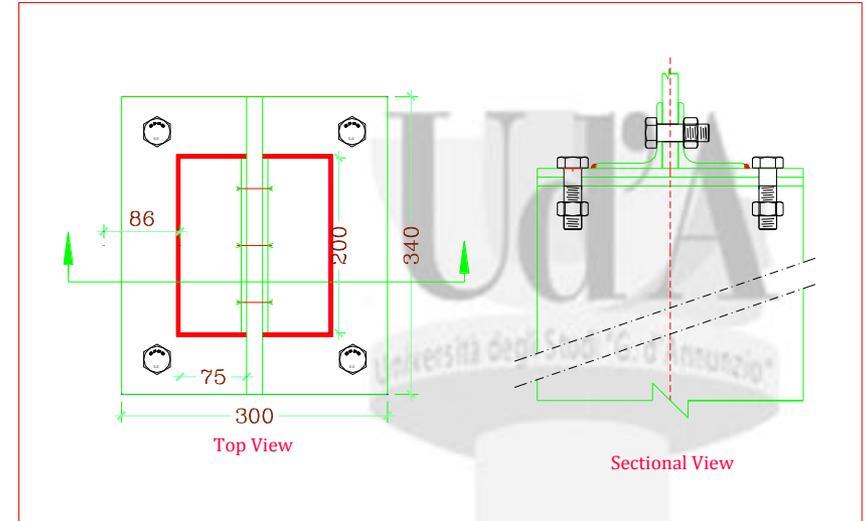
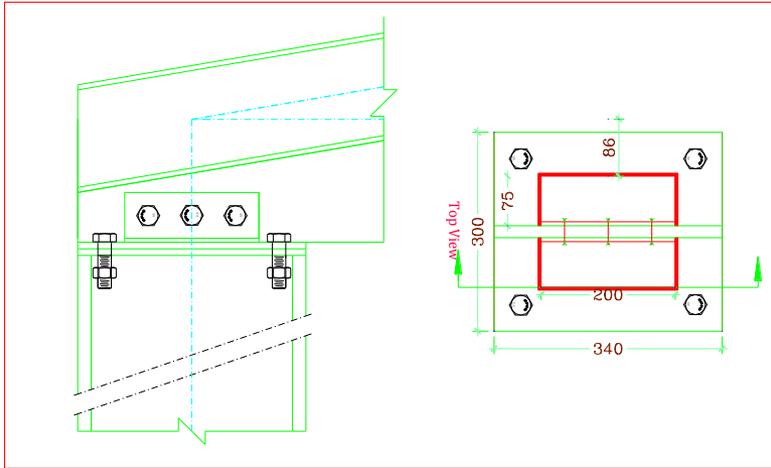
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{1.19 + \sqrt{1.19^2 - 1.07^2}} = 0.61$$

$$\left( \frac{N_{sd}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) + K_{yy} \left( \frac{M_{y, sd}}{\chi_{LT} \frac{M_{y, Rk}}{\gamma_{m1}}} \right) \leq 1.0$$

$$\left( \frac{99.30}{1.0 \frac{4700}{1.05}} \right) + 1.080 \left( \frac{354000}{0.61 \frac{2408 \times 275}{1.05}} \right) = 0.022 + 0.993 = 1.0 \leq 1.0 \quad ok$$

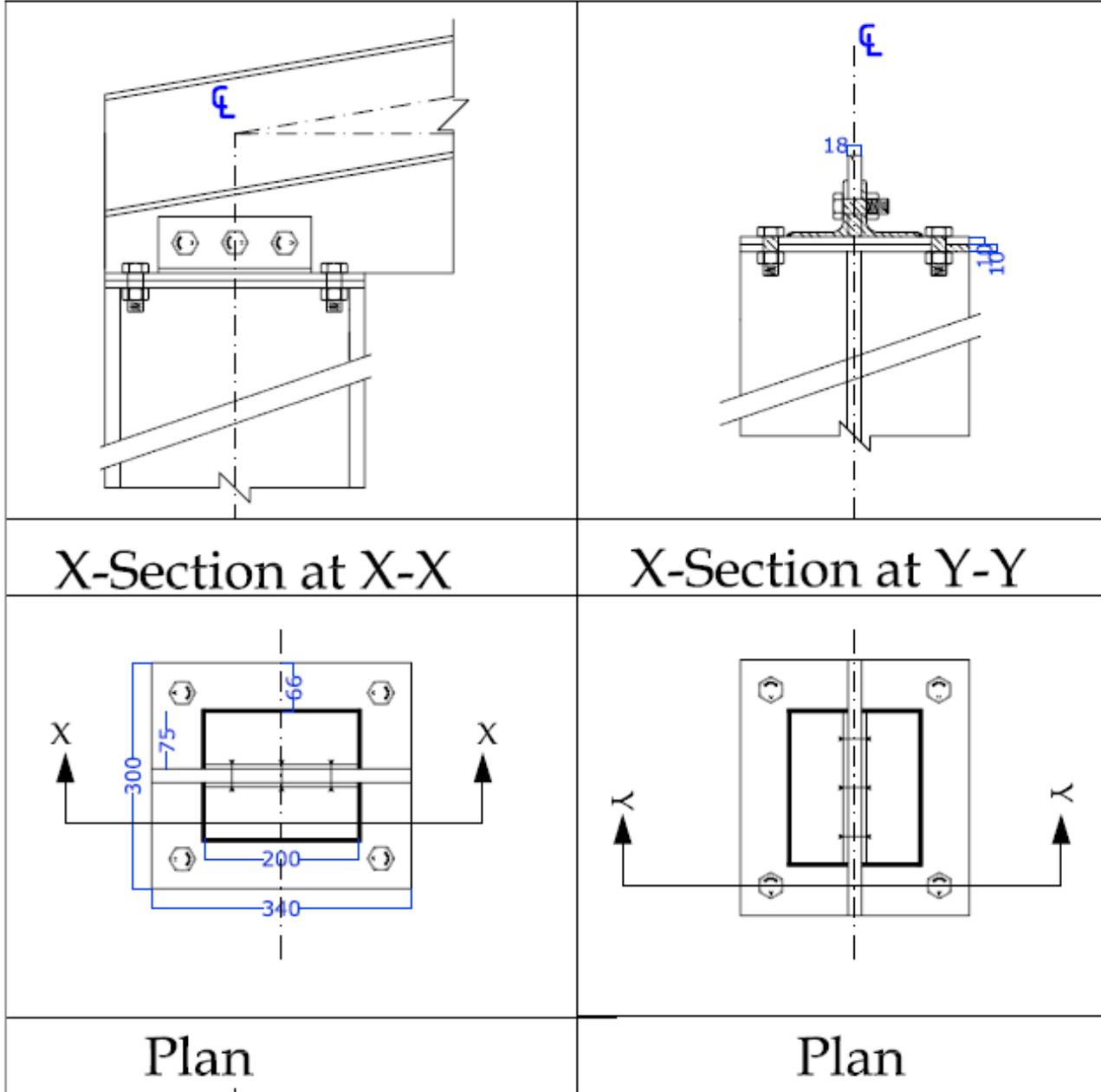


# CALCOLO DEL COLLEGAMENTO TRAVATA-COLONNA

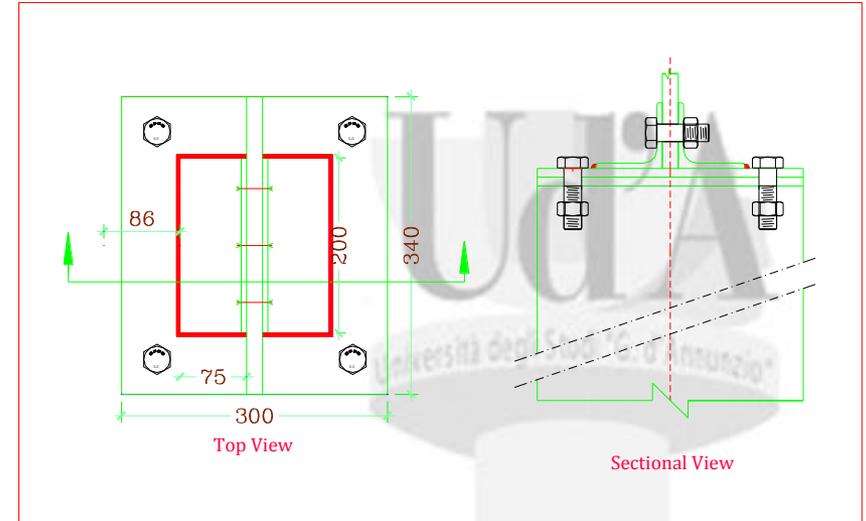
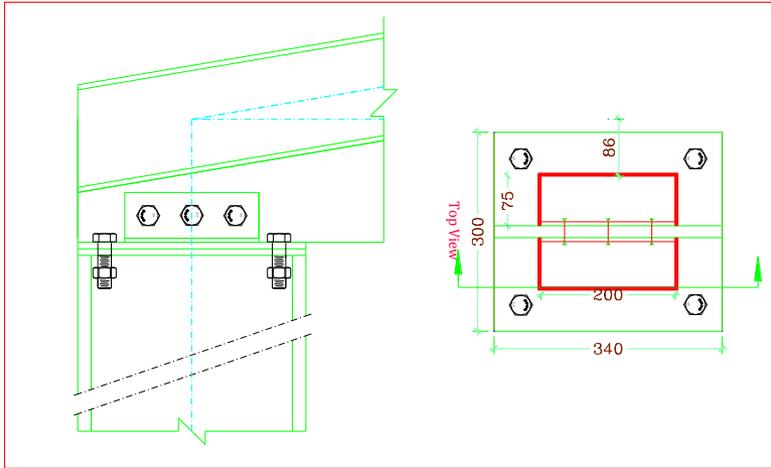


- **Componente 1: collegamento fazzoletto-squadrette (bullonato)**
- **Componente 2: collegamento squadrette-piastra (saldato)**
- **Componente 3: collegamento piastra-contropiastra (bullonato)**
- **Componente 4: collegamento contropiastra-colonna (saldato)**

# CALCOLO DEL COLLEGAMENTO TRAVATA-COLONNA



# CALCOLO DEL COLLEGAMENTO TRAVATA-COLONNA



Es: collegamento bullonato piastra-contropiastra (collegamento bullonato a taglio e trazione)

Forza di trazione:

$$(F_{t,Ed}) = \frac{R}{4} = \frac{110,5}{4} = 27,625 \text{ KN}$$

Forza di tagliante:

$$(F_{v,Ed}) = \frac{X}{4} = \frac{5,5}{4} = 1,375 \text{ KN}$$

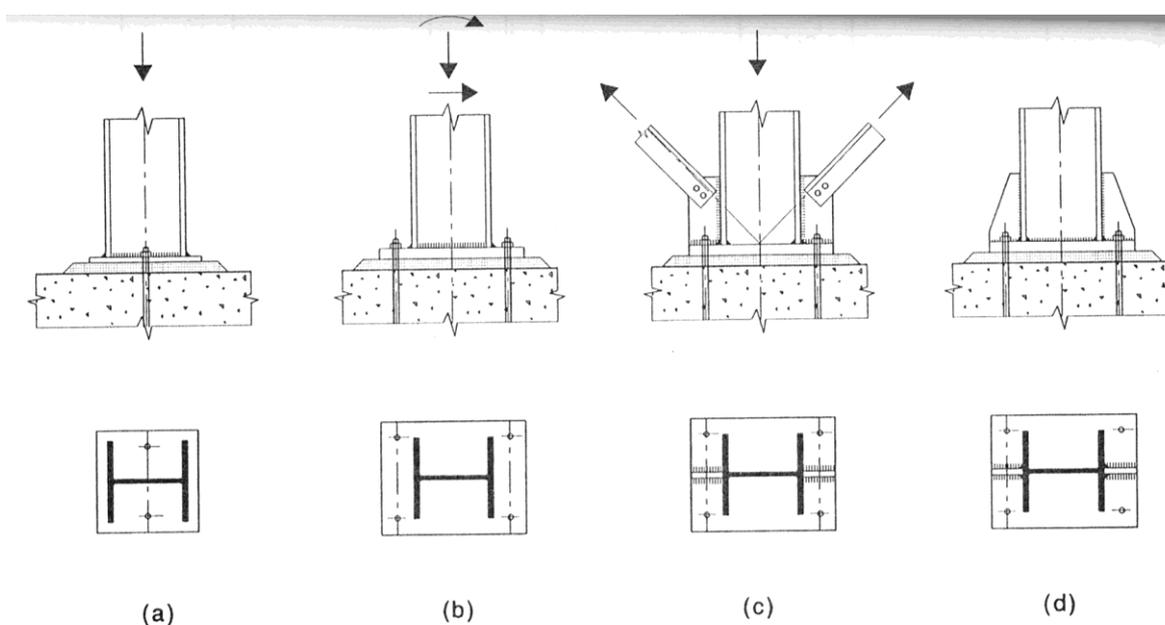
Verifica a taglio e trazione

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{1,375}{94,08} + \frac{27}{1,4 \times 141,5} = 0,1533 < 1,0 \xrightarrow{\text{yields}} \text{ok}$$

# CALCOLO DEL COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE

Per quanto riguarda i giunti tra la colonna e la fondazione, si opererà nelle stesse modalità viste in precedenza per il collegamento capriata-colonna: si considereranno le diverse componenti e le si verificheranno per resistenza (approccio semplificato che non tiene conto della rigidezza).

Le configurazioni da adottare dipendono essenzialmente dalla tipologia e dall'entità degli sforzi che devono essere trasferiti. Ad esempio, con riferimento alla figura, si possono osservare giunti che sono in grado di trasferire esclusivamente sforzo normale (a); sforzo normale, taglio e momento di piccola-media entità (b); sforzo normale, taglio e momento di media-grande entità (c-d).

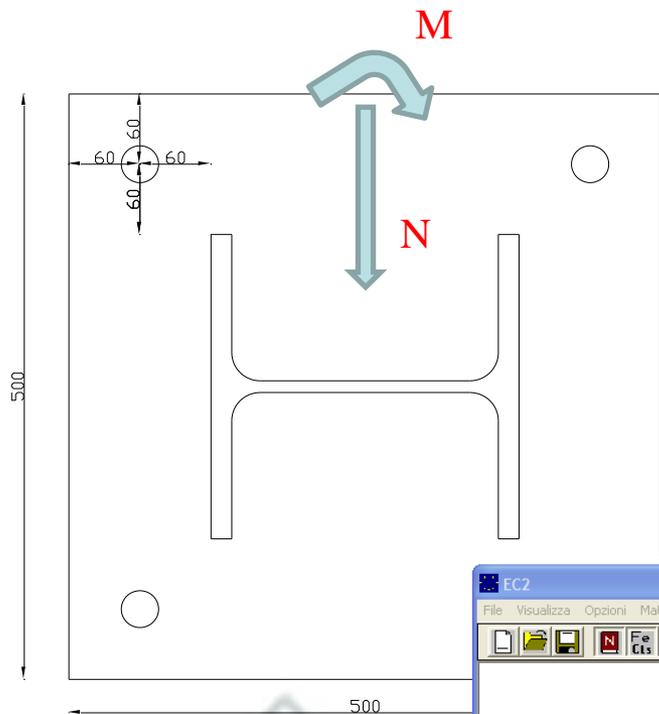


- Colonna;
- Collegamento saldato colonna-fondazione;
- Piastra di base;
- Tirafondi;
- Letto di malta espansiva ad alta resistenza ed eventuali pozzetti riempiti della stessa malta nei quali "annegare" i tirafondi;
- Plinto di fondazione.

La cosa importante è assumere una tipologia di collegamento coerente con lo schema statico preso a riferimento in sede di calcolo.

# CALCOLO DEL COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE

Verifica della dimensione geometrica in pianta della piastra e dimensionamento del diametro dei tirafondi di ancoraggio



**EC2**  
File Visualizza Opzioni Materiale Sezione Armatura

**Risultati verifica**

Sezione verificata  
M<sub>ed</sub> = 218.7 kNm  
N<sub>ed</sub> = 219.2 kN  
N/M<sub>ed</sub> = 0.4196

eps c sup = 0.0027  
eps s inf = -0.0100  
asse neutro x = 9.4 cm

Stampa Chiudi

**Normativa**  
Eurocodice 2  
secondo le modifiche previste dal D.M. 9/1/96, parte I, cap. III

**Sezione**  
b = 50 cm h = 50 cm

Calcestruzzo  
R<sub>ck</sub> 25 MPa

Acciaio  
cl. 6.6

01.46.15

**Verifiche**  
Flessione composta

Caratteristiche della sezione  
Sezione Rettangolare b = 50 cm h = 50 cm  
Armature [cm<sup>2</sup>]  
superiore : 14.14  
inferiore : 14.14 altri strati : ---

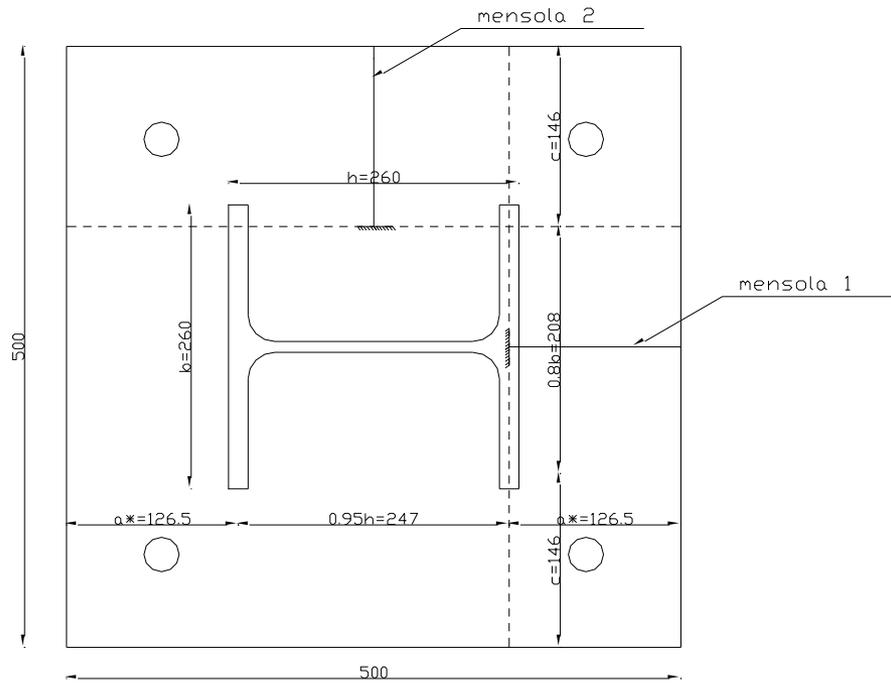
Modalità  
 Verifica  
 Progetto  
 Domini M - N

Sollecitazioni  
M = 91.77 kNm positivo se tende le fibre inferiori  
N = 91.99 kN positivo se di compressione

Esegui Chiudi

# CALCOLO DEL COLLEGAMENTO COLONNA-FONDAZIONE

Verifica dello spessore della piastra ed eventuale posizionamento di costolature



Si individuano delle mensole e si determinano su di esse le sollecitazioni agenti a causa del contatto della piastra con il letto di malta

Verifica dell'ancoraggio dei tirafondi

Si usano formule empiriche di comprovata affidabilità

$$N_1 = \frac{f_{ad}}{(1 + \Phi/a)^2} \cdot \pi \cdot \Phi \cdot L$$



**GRAZIE PER L'ATTENZIONE**

