

Corso di aggiornamento
Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi concentrici

1 - Comportamento ciclico dei controventi

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

Strutture con elementi di controvento

Gli elementi di controvento sono sottostrutture sono molto più rigide delle altre sottostrutture presenti nell'edificio.

Le forze orizzontali sono sostanzialmente assorbite da "poche" sottostrutture verticali di controvento
(Il termine "poche" deve essere inteso come "poche rispetto al numero totale di sottostrutture verticali del sistema")

2/65

Tipi di elementi di controvento

Le sottostrutture controventate possono essere :

- A PARETE PIENA
(ad es. pareti in cemento armato)
- RETICOLARI
(ad es. telai controventati in acciaio)

3/65

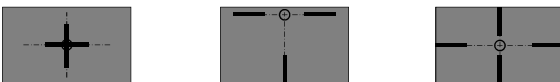
Problematiche principali

- Elevate sollecitazioni applicate alle fondazioni delle sottostrutture controventate
- Elevate sollecitazioni e deformazioni nell'impalcato
- Effetti torsionali

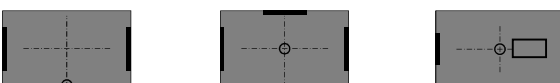
4/65

Stabilità torsionale

Sistemi instabili



Sistemi stabili



5/65

Rispetto ai telai a nodi rigidi ...

VANTAGGI

- Semplicità costruttiva dei nodi
- Elevata resistenza alle azioni laterali, sezioni trasversali più piccole
- Elevata rigidezza, riduzione degli spostamenti di interpiano

SVANTAGGI

- Bassa iperstaticità
- Minore duttilità
- Maggiori condizionamenti architettonici

6/65

Strutture con controventi concentrici tradizionali

Telai con controventi concentrici

I collegamenti trave-colonna sono di norma a cerniera.

Rigidezza e resistenze alle azioni orizzontali sono conferite da elementi diagonali (controventi) convergenti nei nodi:

- nodi trave-pilastro
- punti di travi/pilastri dove convergono altre diagonali

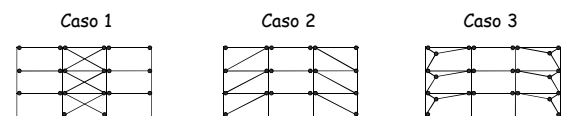
Secondo NTC08, i sistemi con controventi concentrici resistono alle forze laterali principalmente attraverso forze assiali nelle aste (controventi, travi e colonne).

8/65

Controventi concentrici

➤ CONTROVENTI CON DIAGONALE TESA ATTIVA

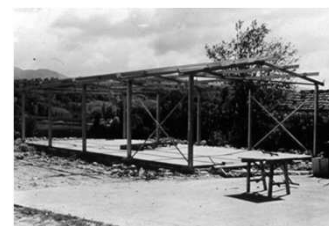
la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.2.1

9/65

Controventi concentrici



Struttura con controventi concentrici ad X (Caso 1)

10/65

Controventi concentrici



Struttura con controventi concentrici ad X (Caso 1) realizzata con profili scatolari

Struttura con controventi concentrici ad X (Caso 1) realizzata con profili angolari

11/65

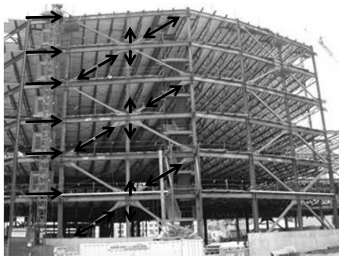
Controventi concentrici



Strutture con controventi concentrici (Caso 2)

12/65

Controventi concentrici



Strutture con controventi concentrici ad X a due piani e due campate

13/65

Controventi concentrici



Visitor centre, Limerick, Ireland.
(architetti: Murray O'Laoire Associates)

Trebilcock e Lawson. Architectural design in steel. Spon Press

14/65

Controventi concentrici

Reliance Controls, Swindon,
con pannelli controventati multipli
(architetti: Foster and Partners)
(Caso 1)



Trebilcock e Lawson. Architectural design in steel. Spon Press

15/65

Controventi concentrici



Campata controventata con
profili a doppio T
(Caso 2)

Campata controventata con
profili scatolari
(Caso 2)

16/65

Controventi concentrici



Campata controventata
con profili tubolari
(Caso 2)

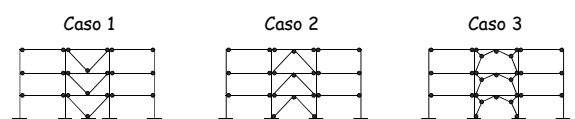
17/65

Controventi concentrici

➤ CONTROVENTI A V

Le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse.

Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

18/65

Controventi concentrici



Struttura controventata
con controventi concentrici a V invertita
(Caso 2)

19/65

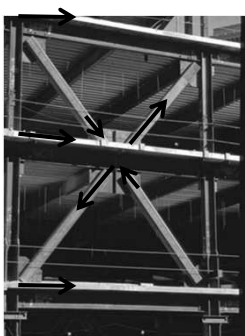
Controventi concentrici



Strutture controventata
con controventi concentrici a V
invertita (Caso 2)

20/65

Controventi concentrici



Strutture controventate
con controventi concentrici a V
a due piani (Caso 2)

21/65

Controventi concentrici



Particolari di collegamento
dei controventi concentrici a V
alla trave di piano
(Caso 2)

22/65

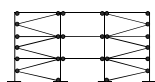
Controventi concentrici

➤ CONTROVENTI A K

Il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna.

ATTENZIONE!

Non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

23/65

Principio di funzionamento

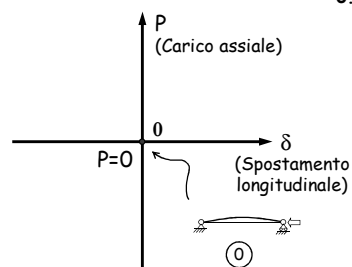
Le diagonali rappresentano gli elementi destinati a sviluppare il comportamento inelastico e dunque a dissipare energia.

Travi e colonne devono rimanere integre durante il sisma (non devono plasticizzarsi nè instabilizzarsi).

24/65

Il singolo controvento

Comportamento ciclico



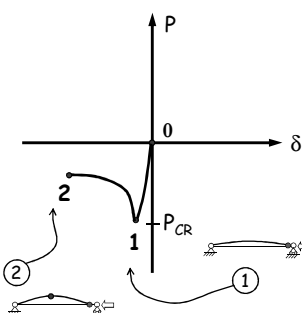
0. Si consideri un'asta imperfetta, ovvero dotata di inflessione iniziale, sottoposta ad un ciclo di spostamenti longitudinali

Nella configurazione iniziale l'asta non presenta spostamenti longitudinali e quindi sforzo normale.

Essa presenta, tuttavia, uno spostamento trasversale in mezzeria.

26/65

Comportamento ciclico



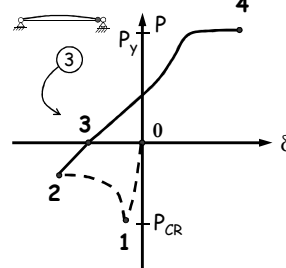
1. Sottoposta ad accorciamento crescente l'asta si instabilizza in corrispondenza del "carico critico"

2. Se si aumenta l'accorciamento dell'asta lo sforzo normale si riduce

Si forma una cerniera in mezzeria per effetto del momento flettente

27/65

Comportamento ciclico

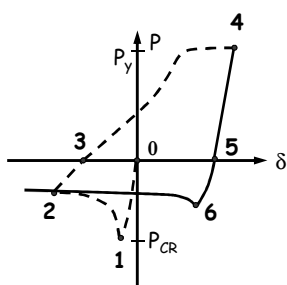


3. Se si riduce l'accorciamento dell'asta si trova una deformazione non nulla per $P=0$

4. Sollecitata a trazione l'asta giunge alla plasticizzazione

28/65

Comportamento ciclico



5. Riduce l'accorciamento dell'asta si trova una deformazione non nulla per $P=0$

6. Sollecitata a compressione l'asta perviene all'instabilità per $P < P_{CR}$

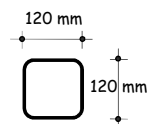
29/65

Comportamento ciclico

Esempio

Scatolare quadrato 120X4

Raggio d'inerzia 46.96 mm



Caso 1

Lunghezza 2404.4 mm

Snellezza 51.19

Snellezza limite 93.01
plastico

Snellezza 0.55
adimensionalizzata

Caso 2

Lunghezza 4590.3 mm

Snellezza 97.03

Snellezza limite 93.01
plastico

Snellezza 1.05
adimensionalizzata

Caso 3

Lunghezza 8961.9 mm

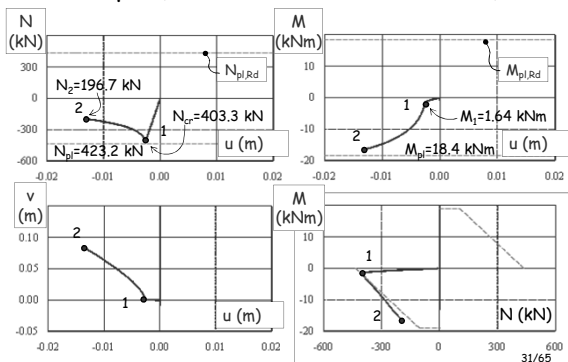
Snellezza 190.81

Snellezza limite 93.01
plastico

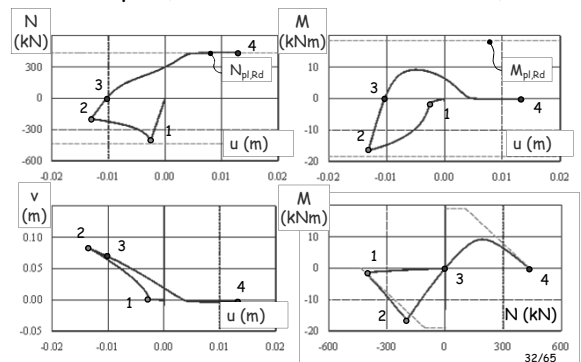
Snellezza 2.05
adimensionalizzata

30/65

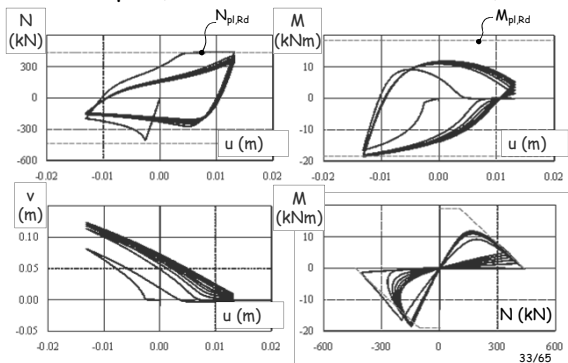
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 0.55)



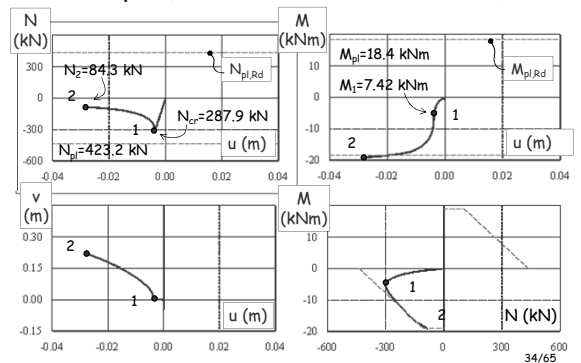
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 0.55)



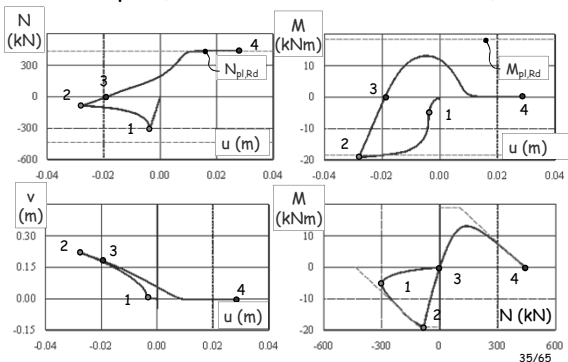
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 0.55)



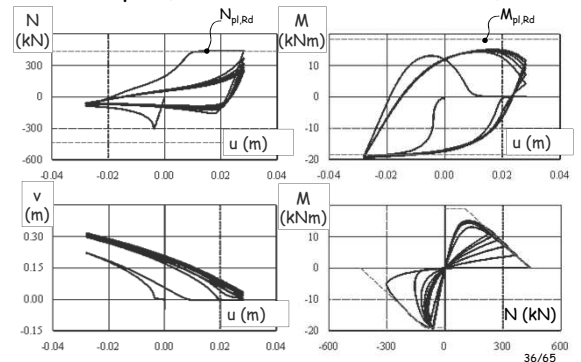
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 1.05)



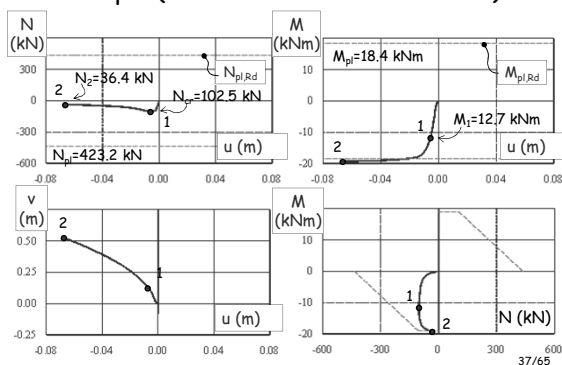
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 1.05)



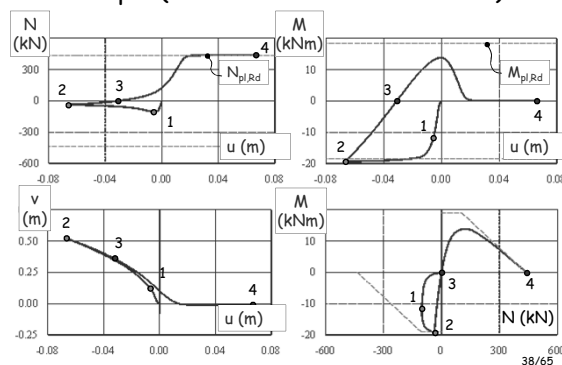
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 1.05)



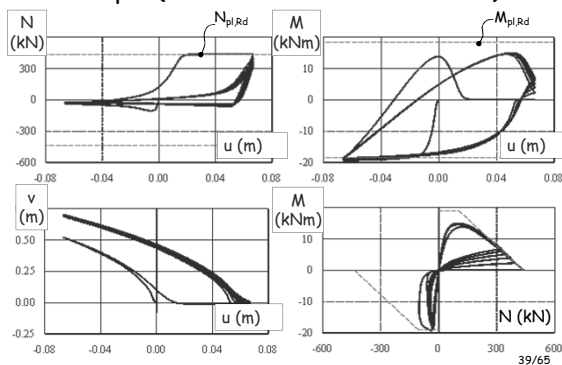
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 2.05)



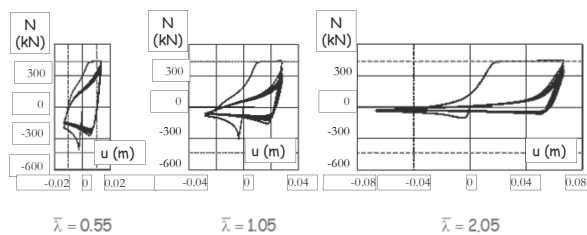
Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 2.05)



Comportamento ciclico Esempio (snellezza normalizzata 2.05)



Comportamento ciclico Esempio (controventi di diverse snellezza)



Resistenza all'instabilità

Lo sforzo normale di progetto corrispondente all'instabilità dell'asta è valutato mediante le relazioni:

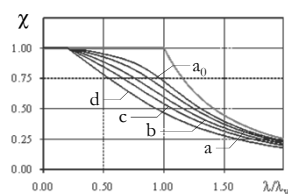
$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

Non ammesse

~~$$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$~~

il fattore di riduzione χ dipende dalla snellezza normalizzata e dal fattore di imperfezione.

Resistenza all'instabilità



Curve d'instabilità considerate dalle Norme Tecniche per le Costruzioni

Curva d'instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione	0.13	0.21	0.34	0.49	0.75

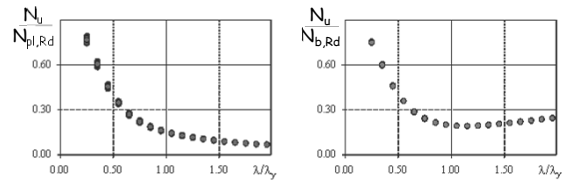
Resistenza all'instabilità

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità intorno all'asse	Curva
Sezioni laminate		$t_f \leq 40$ [mm]	y-y	a
		$40 < t_f \leq 100$ [mm]	z-z	b
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	b
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	c
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	d
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	d
Sezioni tubolari		Sezioni formata a caldo	qualunque	a
		Sezioni formata a freddo	qualunque	c

43/65

Resistenza post-critica

Scatolari quadrati (80X3 - 400X12)

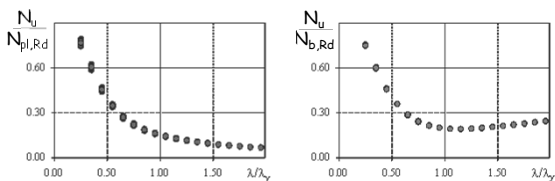


Sforzi normali residui dopo cinque cicli di spostamento di ampiezza massima pari allo spostamento disponibile del controvento

44/65

Resistenza post-critica

Scatolari quadrati (80X3 - 400X12)



$$\cancel{N_{u,Rd} = \gamma_b N_{pl,Rd}} \text{ oppure } N_{u,Rd} = \gamma_b N_{b,Rd} ?$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

45/65

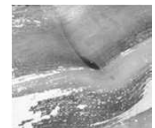
Spessori limite dei profili dei controventi

Elevate deformazioni si sviluppano all'atto dell'instabilità locale negli spigoli della sezione trasversale. La prima lesione si forma in queste zone e si propaga attraverso la sezione in occorrenza di carichi ciclici.

L'instabilità locale è influenzata

- dal rapporto tra larghezza e spessore delle flange
- dalla storia di carico.

C'è anche una dipendenza dalla snellezza dell'asta, (per un dato livello di deformazione le maggiori curvature insorgono in cerniere plastiche nelle aste con bassa snellezza).



Instabilità locale nella zona centrale di un controvento a sezione scatolare 46/65

Esempi d'instabilità dell'asta



47/65

Esempi d'instabilità dell'asta



48/65

Instabilità dell'asta



Per avere una discreta duttilità di piano è opportuno che le sezioni di estremità del controvento possano ruotare liberamente fuori piano

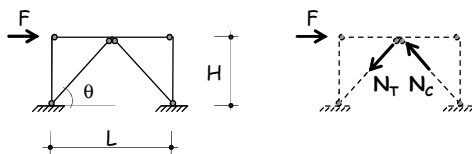


49/65

Coppia di controventi a V

Comportamento in occorrenza di azioni laterali

Coppia di controventi a V Comportamento sismico

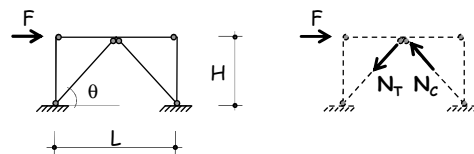


Campo elastico

1. Le intensità delle due forze, N_T e N_C , sono eguali
$$N_T = N_C = F / (2 \cos \theta)$$
2. Le componenti verticali sono eguali e contrarie
$$V_{trave} = M_{trave} = 0$$

51/65

Coppia di controventi a V Comportamento sismico



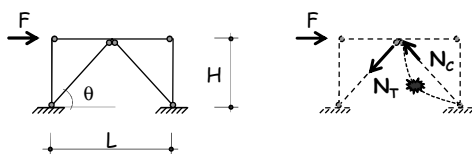
Campo elastico

3. La rigidezza laterale di piano è
$$K_L = 2 \left(\frac{AE}{L} \right)_{br} \cos^2 \theta = 2 k_e \cos^2 \theta$$

il contributo fornito dalle due aste diagonali è uguale

52/65

Coppia di controventi a V Comportamento sismico

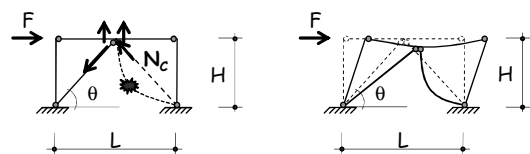


Ad instabilità avvenuta...

1. Le intensità delle due forze, N_T e N_C , non sono più eguali
$$N_T \neq N_C$$
2. Si perde il contributo alla rigidezza laterale offerto dalla diagonale compressa

53/65

Coppia di controventi a V Comportamento sismico

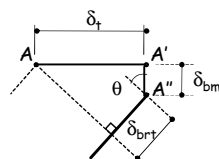
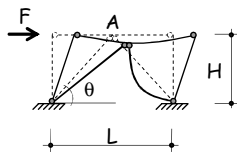


Ad instabilità avvenuta...

3. Le intensità delle due forze, N_T e N_C , non sono più eguali
$$V_{trave} \neq 0 ; M_{trave} \neq 0$$
4. Lo squilibrio tra le componenti verticali delle forze N_T e N_C , sollecita flessionalmente la trave

54/65

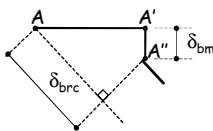
Coppia di controventi a V Comportamento sismico



Ad instabilità avvenuta...

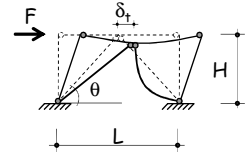
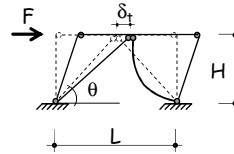
$$\delta_{brc} = \delta_t \cos \theta + \delta_{bm} \sin \theta$$

$$\delta_{brt} = \delta_t \cos \theta - \delta_{bm} \sin \theta$$



55/65

Coppia di controventi a V Comportamento sismico

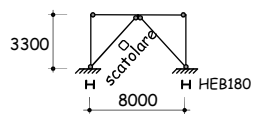


Ad instabilità avvenuta...

- Fissato un valore dello spostamento orizzontale del traverso, l'inflexione della trave determina un accorciamento di entrambe le diagonali.
Riduzione dello sforzo normale nella diagonale tesa, ulteriore accorciamento della diagonale compressa

56/65

Coppia di controventi a V Esempio



Diagonale
Lunghezza 5186 mm

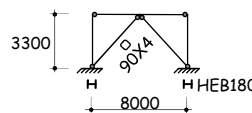
Scatolare quadrato 90X4

Raggio d'inerzia 34.7 mm
Snellezza 149.42
Snellezza limite plastico 93.01
Snellezza adimensionalizzata 1.61

Scatolare quadrato 150X8

Raggio d'inerzia 57.1 mm
Snellezza 90.74
Snellezza limite plastico 93.01
Snellezza adimensionalizzata 0.98

Coppia di controventi a V Esempio 1: Trave infinitamente rigida

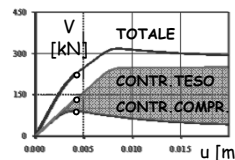


Controvento

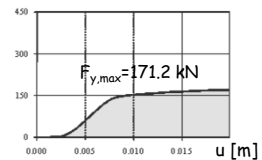
Snellezza adimensionalizzata 1.61

Taglio esterno di prima instabilità 223.7 kN

Taglio esterno max 318.3 kN

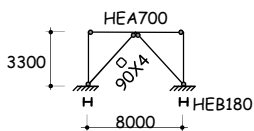


Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

Coppia di controventi a V Esempio 1: Trave forte

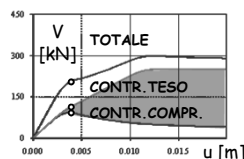


Controvento

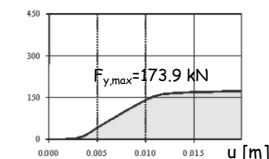
Snellezza adimensionalizzata 1.61

Taglio esterno di prima instabilità 205.3 kN

Taglio esterno max 297.5 kN

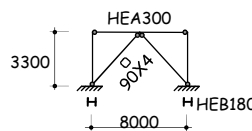


Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

Coppia di controventi a V Esempio 1: Trave debole

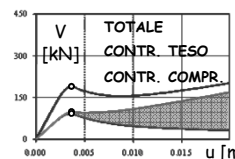


Controvento

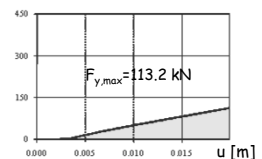
Snellezza adimensionalizzata 1.61

Taglio esterno di prima instabilità 190.9 kN

Taglio esterno max 202.4 kN

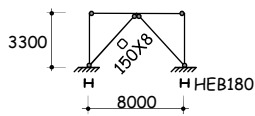


Tagli resistenti indotti dai controventi



Forza verticale squilibrata

Coppia di controventi a V Esempio 2: Trave infinitamente rigida

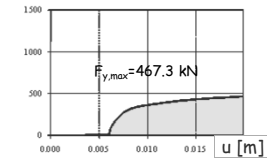
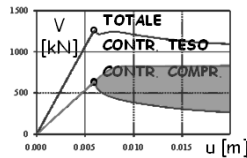


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 0.98

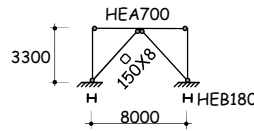
Taglio esterno di prima instabilità 1263.3 kN

Taglio esterno max 1265.8 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi Forza verticale squilibrata $\alpha_{61/65}$

Coppia di controventi a V Esempio 2: Trave forte

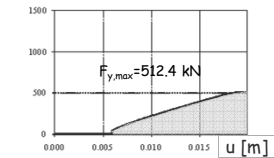
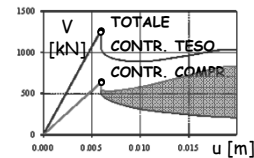


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 0.98

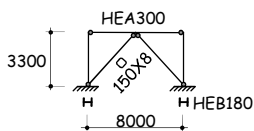
Taglio esterno di prima instabilità 1249.2 kN

Taglio esterno max 1249.2 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi Forza verticale squilibrata $\alpha_{62/65}$

Coppia di controventi a V Esempio 2: Trave debole

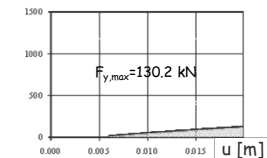
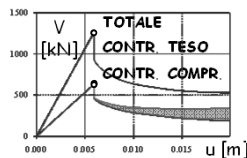


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 0.98

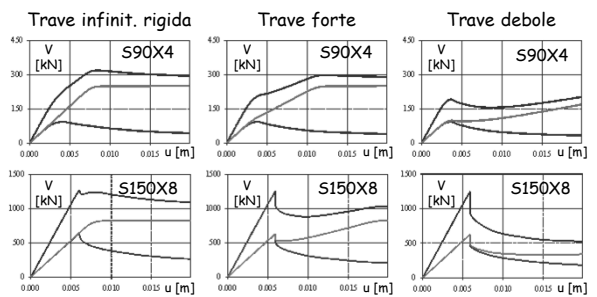
Taglio esterno di prima instabilità 1245.6 kN

Taglio esterno max 1245.6 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi Forza verticale squilibrata $\alpha_{63/65}$

Coppia di controventi a V Riepilogo



64/65

Telai con controventi concentrici

2 - Telai con controventi a diagonale tesa attiva

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

Definizione del fattore di struttura

Può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

1. dal materiale della struttura
2. dalla tipologia della struttura
3. dal livello di duttilità globale della struttura
4. dalla sovrarresistenza della struttura
5. della regolarità in pianta della struttura

K_R dipende dalla regolarità in altezza della struttura

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

2/65

Definizione del fattore di struttura (q_0)

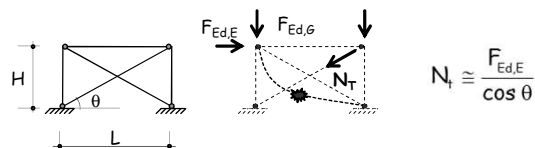
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	5.0 α_u/α_1
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	2.0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	4.0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.2.2

3/65

Progetto dei controventi

Le diagonali sono destinate a dissipare energia per isteresi (comportamento inelastico). Si assume che l'azione sismica sia sopportata solo dai controventi tesi.



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.5

4/65

Progetto dei controventi

l'Eurocodice 8 suggerisce di progettare i controventi in modo che

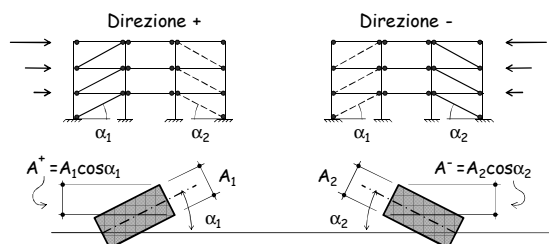
$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

A^+ e A^- sono le aree delle proiezioni orizzontali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, quando l'azione sismica ha rispettivamente la direzione positiva e negativa.

Circolare esplicativa n. 617 del 02/02/2009 - 7.5.5

5/65

Progetto dei controventi



Condizione proposta dall'Eurocodice 8

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

Circolare esplicativa n. 617 del 02/02/2009 - 7.5.5

6/65

Progetto dei controventi

l'Eurocodice 8 suggerisce di progettare i controventi in modo che

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

A^+ e A^- sono le aree delle proiezioni orizzontali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, quando l'azione sismica ha rispettivamente la direzione positiva e negativa.

La resistenza laterale deve risultare indipendente dal verso dell'azione sismica.

Circolare esplicativa n. 617 del 02/02/2009 - 7.5.5

7/65

Spessori limite dei profili

REGOLA GENERALE (per tutte le strutture in acciaio) per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Garantisce la duttilità locale limitando il rapporto larghezza-spessore b/t .

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

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.3.1

8/65

Spessori limite dei profili

Parti interne compresse			
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha \geq 0.5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0.5: c/t \leq \frac{56\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha \geq 0.5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0.5: c/t \leq \frac{415\epsilon}{\alpha}$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 4.2.3.1

9/65

Spessori limite dei profili

Piattabande esterne			
Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate	
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione Con estremità in compressione	Con estremità in trazione
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 4.2.3.1

10/65

Spessori limite dei profili

Regola specifica per strutture in acciaio con controventi concentrici

- Aste del controvento con Sezioni Circolari Cave
 $d/t \leq 36$

- d diametro esterno del tubo
- t spessore del tubo

- Profili Scatolari a Sezione Rettangolare

$$b/t \leq 18$$

- b larghezza delle parti che costituiscono la sezione
- t spessore delle parti che costituiscono la sezione

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

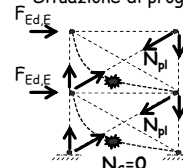
11/65

Snellezza dei controventi

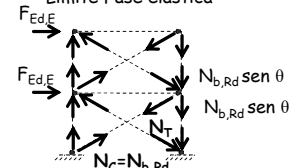
Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Situazione di progetto



Limite Fase elastica



$$\text{se } \bar{\lambda} \geq 1.3 \Rightarrow \chi \leq 0.5 \Rightarrow 2 N_{b,Rd} \leq 2 \times 0.5 N_{pl} \leq N_{pl}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

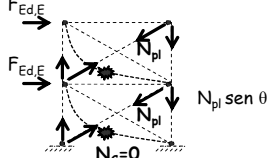
12/65

Snellezza dei controventi

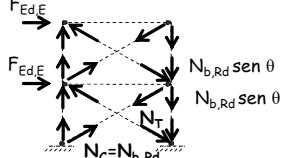
Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Situazione di progetto



Limite Fase elastica



se $\bar{\lambda} < 1.3 \Rightarrow \chi > 0.5 \Rightarrow 2 N_{b,Rd} > 2 \times 0.5 N_{pl} \geq N_{pl}$

13/65

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

Snellezza dei controventi

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Il limite inferiore è definito per evitare di sovraccaricare le colonne nella fase di comportamento elastica delle diagonali.

Il limite superiore mira ad ottenere un comportamento ciclico più dissipativo.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

14/65

Sovraresistenza dei Controventi

Sovraresistenza del controvento del piano i:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,j}}$$

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura è richiesto che

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25$$

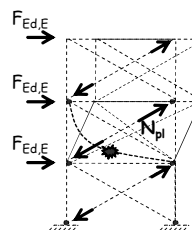
Attenzione !

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto della diagonale:

Controventi a diagonale tesa attiva: $N_{pl,Rd}$

15/65

Sovraresistenza dei Controventi



$$\Omega > 1.25$$

$$\Omega = 1$$

$$\Omega > 1.25$$

La dissipazione è significativa solo a pochi piani

16/65

Progetto degli altri elementi

Con la sola eccezione delle diagonali, tutti gli elementi della struttura controventata devono avere un comportamento elastico sino al collasso della struttura

"le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne".



Gli elementi strutturali differenti dalle diagonali devono essere progettati sulla base delle massime azioni sviluppabili dalle diagonali

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

17/65

Progetto di travi e colonne: Sollecitazioni di progetto

Travi e colonne (soggette prevalentemente a sforzi assiali) in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$$

Ω è il minimo dei coefficienti di sovraresistenza dei controventi

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

18/65

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale

γ_{Rd} è il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale.
In assenza di valutazioni specifiche:

Acciaio	γ_{Rd}
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.1

19/65

Progetto di travi e colonne: Verifica

Travi e colonne (soggette prevalentemente a sforzi assiali) in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

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

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità in presenza il valore di progetto del momento

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale nell'elemento $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$

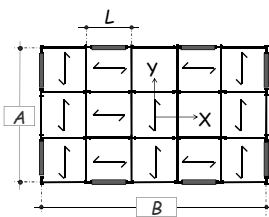
Ω è il minimo dei coefficienti di sovrarresistenza dei controventi

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

20/65

L'edificio in esame

Pianta



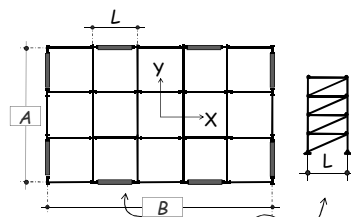
L'edificio è :

- di pianta rettangolare (960 m²) eguale ad ogni piano.
- A = 24 m
- B = 40 m
- L = 8 m
- costituito da 4 elevazioni ($h_p=3.3$ m)

21/65

L'edificio in esame

Pianta



Collegamenti:

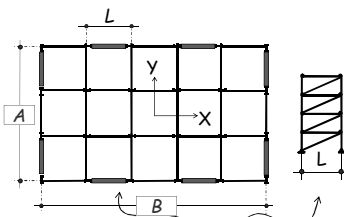
- i controventi sono incernierati alle colonne e alle travi.
- le colonne sono passanti ed incernierate alla base.
- le travi di piano sono incernierate alle estremità.

Telai con controventi diagonali (disposti simmetricamente)

22/65

L'edificio in esame

Pianta



Telai con controventi diagonali (disposti simmetricamente)

Carichi e masse di piano

carichi verticali:

$$g_k + \psi_2 q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 5 \times (24 \times 40) / 2 = 2400 \text{ kN}$$

$$M = W/g = 244.65 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

23/65

Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.205	g
F_0	2.470	
T_c^*	0.525	s
ξ	0.03	---

Dato	Valore	
S_s	1.40	---
S_T	1.00	---
S	1.29	---
C_c	1.478	---
T_B	0.175	s
T_c	0.525	s
T_b	2.420	s

Località: Catania

Periodo di riferimento della costruzione: 50 anni

Suolo: C

Categoria Topografica: T1

24/65

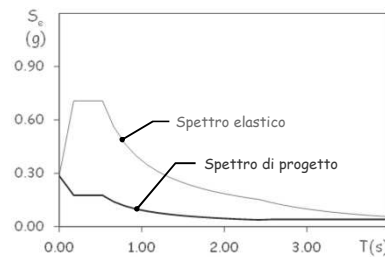
Fattore di struttura (q_0)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	$5.0 \alpha_u / \alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.2.2

25/65

Spettro Elastico e di Progetto



26/65

1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati: $T_1 = C_1 \times H^{3/4}$

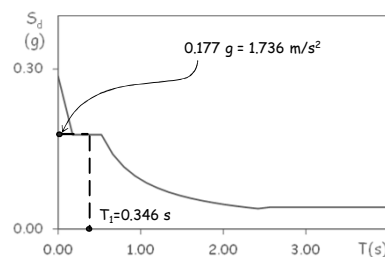
- Per edifici controventati $C_1 = 0.050$ ➔
- $H = h_p \times 4 = 3.30 \times 4 = 13.20$ m

$$T_1 = 0.050 \times 13.20^{3/4} = 0.346 \text{ s}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

27/65

Pseudo-Accelerazione di Progetto



28/65

Calcolo del taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \frac{W}{g} \lambda$$

- $S_d(T_1) = 0.177 \text{ g}$
- $W = 2400 \text{ kN} \times 4 = 9600 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.177 \text{ g} \frac{9600 \text{ kN}}{g} \times 0.85 = 1442.2 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

29/65

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 2400 \text{ kN}$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 2400 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 4 \times 3.3) = 79200 \text{ kNm}$
- $F_h = 1442.2 \text{ kN}$

$$F_i = 1442.2 \times \frac{3.3 \times 2400}{79200} = 144.2 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

30/65

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

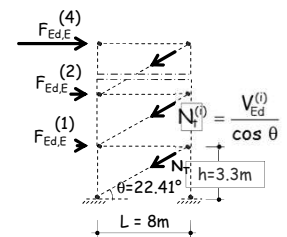
- $W_i = 2400$
- $\sum z_i W_i = 79200 \text{ kNm}$
- $F_h = 1442.2 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
4	13.2	576.9	576.9
3	9.9	432.7	1009.5
2	6.6	288.4	1298.0
1	3.3	144.2	1442.2

31/65

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	$F_{Ed,E}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
4	576.9	576.9
3	432.7	1009.5
2	288.4	1298.0
1	144.2	1442.2

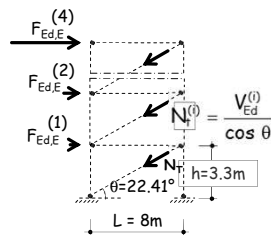


$$N_t^{(4)} = \frac{576.9 \text{ kN}}{\cos \theta} = 624.5 \text{ kN}$$

32/65

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	$F_{Ed,E}$ (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)
4	576.9	576.9	624.5
3	432.7	1009.5	1092.0
2	288.4	1298.0	1404.0
1	144.2	1442.2	1560.1



$$N_t^{(1)} = \frac{1442.2 \text{ kN}}{\cos \theta} = 1560.1 \text{ kN}$$

33/65

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)
4	624.5
3	1092.0
2	1404.4
1	1560.1

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed}$$

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M0} = 1.05$
- $N_{Ed} = 1092.0 \text{ kN}$

$$A \geq \frac{1.05 \times 1092.0}{235} \times 10 = 48.8 \text{ cm}^2$$

Scatolare 175 x 8
A = 51.24 cm²

34/65

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{pl,Rd}$ (kN)
4	624.5			
3	1092.0	Scat 1750x8	S235	1146.8
2	1404.4			
1	1560.1			

35/65

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{pl,Rd}$ (kN)
4	624.5	Scat 150x5	S235	629.8
3	1092.0	Scat 175x8	S235	1146.8
2	1404.4	Scat 180x10	S235	1445.1
1	1560.1	Scat 200x10	S235	1624.2

36/65

Scelta della Sezione dei Controventi Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)
4	624.5	629.8
3	1092.0	1146.8
2	1404.4	1445.1
1	1560.1	1624.2

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,j}}{N_{Ed,i}} \Rightarrow \Omega_4 = \frac{629.8}{624.5} = 1.008$$

...

$$\Omega_1 = \frac{1624.2}{1560.1} = 1.041$$

37/65

Scelta della Sezione dei Controventi Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

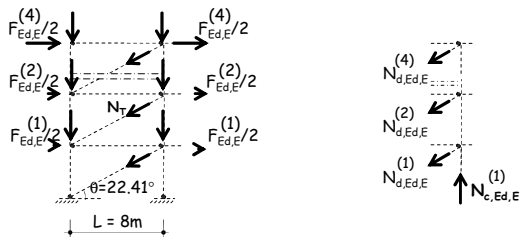
Piano	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Ω
4	624.5	629.8	1.008
3	1092.0	1146.8	1.050
2	1404.4	1445.1	1.029
1	1560.1	1624.2	1.041

$$\left. \begin{array}{l} \Omega_{\min} \\ \Omega_{\max} \end{array} \right\} \frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} = \frac{1.050}{1.008} < 1.25$$

La condizione di uniformità delle sovreresistenze è soddisfatta

38/65

Sforzo Normale delle Colonne Centrali



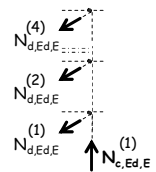
$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,G}^{(i)} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \sum_{j=i+1}^n N_{d,Ed,E}^{(j)} \sin \theta$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.008 = 1.331$$

39/65

Sforzo Normale delle Colonne Centrali Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
4	-316.7
3	-871.0
2	-1583.6
1	-2375.4



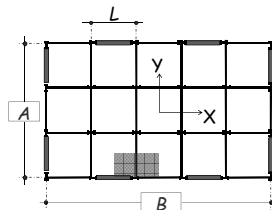
$$N_{c,Ed,E}^{(1)} = 1.331 \times (624.5 + 1092.0 + 1404.4 + 1560.1) \sin 22.4$$

$$N_{c,Ed,E}^{(1)} = 2375.4 \text{ kN}$$

40/65

Sforzo Normale delle Colonne Centrali Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
4	-316.7	-160.0
3	-871.0	-320.0
2	-1583.6	-480.0
1	-2375.4	-640.0



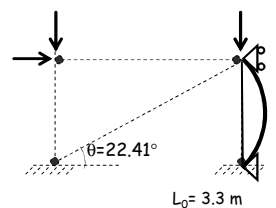
$$N_{c,Ed,G}^{(4)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{m} \times 4\text{m}) = 160 \text{ kN}$$

41/65

Progetto delle Colonne

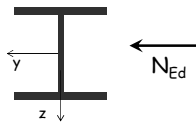
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	-316.7	-160.0	-476.7
3	-871.0	-320.0	-1191.0
2	-1583.6	-480.0	-2063.6
1	-2375.4	-640.0	-3015.4

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



42/65

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

Assumo $\chi = 0.8$ e calcolo ...

$$A = \frac{\gamma_{M0} \times N_{Ed}}{\chi f_y} = \frac{1.05 \times 3015.4}{0.8 \times 235} \times 10 = 168.4 \text{ cm}^2$$

Sezione **HEB 340**

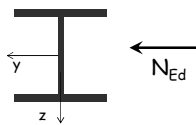
A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	p _{min} (cm)
170.8	9690	7.53 43/65

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità introno all'asse	Curva	
				S235 S275 S355 S420	S460
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ [mm]	y-y z-z	a a ₀
		$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y-y z-z	b c	a
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y z-z	b c	a
		$t_f < 100$ [mm]	y-y z-z	d c	c

44/65

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

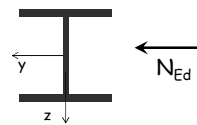
⇒ Sezione **HEB 340**

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	p _{min} (cm)	Curva
170.8	9690	7.53	C

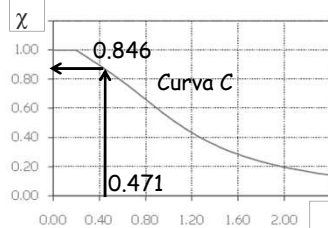
Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{7.53} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.81}{93.01} = 0.471$

45/65

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 Sezione **HEB 340**
 $A = 170.8 \text{ cm}^2$

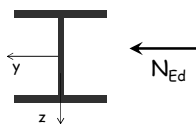


$$N_{b,Rd} = 0.846 \frac{170.8 \times 235}{1.05 \times 10}$$

$$N_{b,Rd} = 3234.0 \text{ kN}$$

Si può provare una sezione più piccola.

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

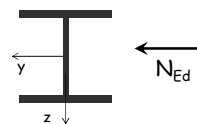
⇒ Sezione **HEB 320**

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	p _{min} (cm)	Curva
161.3	9239	7.57	C

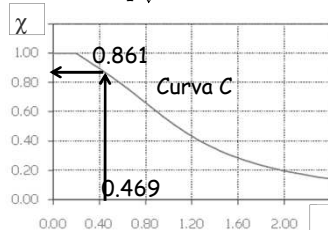
Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{7.57} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.60}{93.01} = 0.469$

47/65

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -3015.4 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 Sezione **HEB 320**
 $A = 161.3 \text{ cm}^2$



$$N_{b,Rd} = 0.861 \frac{161.3 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 3108.3 \text{ kN}$$

48/65

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	-316.7	-160.0	-476.7	HEB 200	S235	1266.1
3	-871.0	-320.0	-1191.0	HEB 200	S235	1266.1
2	-1583.6	-480.0	-2063.6	HEB 320	S235	3108.3
1	-2375.4	-640.0	-3015.4	HEB 320	S235	3108.3

49/65

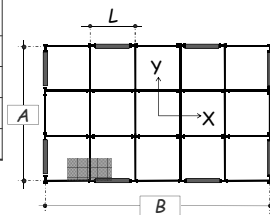
Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ver St.
4	-316.7	-160.0	-476.7	HEB 200	S235	1266.1	0.38
3	-871.0	-320.0	-1191.0	HEB 200	S235	1266.1	0.94
2	-1583.6	-480.0	-2063.6	HEB 320	S235	3108.3	0.66
1	-2375.4	-640.0	-3015.4	HEB 320	S235	3108.3	0.97

50/65

Sforzo Normale delle Colonne Esterne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	0.0	-160.0	-160.0
3	316.7	-320.0	-3.3
2	870.9	-480.0	390.9
1	1583.5	-640.0	943.5



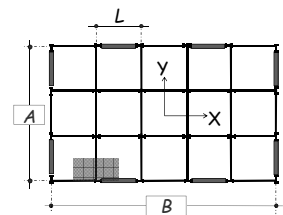
L'effetto del sisma si sottrae a quello dei carichi verticali

51/65

Sforzo Normale delle Colonne Esterne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	-160	-294.4
3	-3.3	-588.8
2	390.9	-883.2
1	943.5	-1177.6

$G_k + F$ G_d



Nella condizione non sismica

$$q_d = 1.4 \times 4.4 + 1.5 \times 2 = 9.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad N_{c,Ed}^{(4)} = 9.2 \times 32 = 294.4 \text{ kN}$$

52/65

Sforzo Normale delle Colonne Esterne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ver St.
4	-294.4	HEB 160	S235	746.3	0.40
3	-588.8	HEB 160	S235	746.3	0.79
2	-883.2	HEB 200	S235	1266.1	1.70
1	-1177.6	HEB 200	S235	1266.1	0.93

53/65

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.

$$T_1 = 0.973 \text{ s anziché } 0.346 \text{ s}$$



Cambia lo sforzo normale di progetto sui controventi

54/65

Non Linearità Geometriche

Le non linearità geometriche possono essere trascurate se ad ogni orizzontamento:

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

dove:

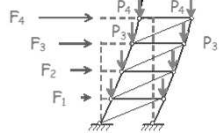
$$d_r = d_E q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$d_r = d_E \left[1 + (q-1) \frac{T_C}{T_1} \right] \quad \text{se } T_1 < T_C$$

Se $0.1 < \theta < 0.2$ incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.1, 7.3.3.3

55/65

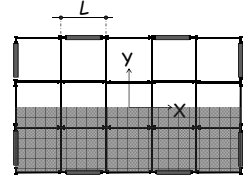


Non Linearità Geometriche

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

Il carico totale di piano nella combinazione sismica per ciascun telaio è:

$$P^{(i)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (40 \text{ m} \times 12 \text{ m}) = 2400 \text{ kN}$$



56/65

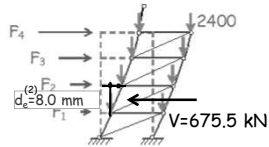
Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 2)

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

$$d_r = d_E q = 8.0 \times 4$$

$$d_r = 32.1 \text{ mm}$$

$$\theta = \frac{3 \times 2400 \text{ kN} \times 32.1 \text{ mm}}{675.5 \text{ kN} \times 3300 \text{ mm}} = 0.11$$



57/65

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r (mm)	θ
4	2400	363.5	38.6	0.08
3	4800	539.9	34.3	0.09
2	7200	675.5	32.1	0.11
1	9600	758.4	21.9	0.08

$\theta > 0.1 \Rightarrow$ Bisogna considerare le non linearità geometriche

58/65

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r (mm)	θ	1/(1-θ)
4	2400	363.5	38.6	0.08	1.09
3	4800	539.9	34.3	0.09	1.10
2	7200	675.5	32.1	0.11	1.12
1	9600	758.4	21.9	0.08	1.08

Le sollecitazioni sismiche devono essere amplificate per gli effetti del secondo ordine

59/65

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.



Cambiano lo sforzo normale di progetto sui controventi



Le sezioni di travi e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design

60/65

Sezioni dei Controventi Confronti tra le iterazioni

Piano	Profilo	λ	Profilo	λ
4	Scat 150x5	1.570	Scat 120x4	1.962
3	Scat 175x8	1.368	Scat 135x5	1.752
2	Scat 180x10	1.348	Scat 140x6	1.708
1	Scat 200x10	1.204	Scat 140x7	1.721

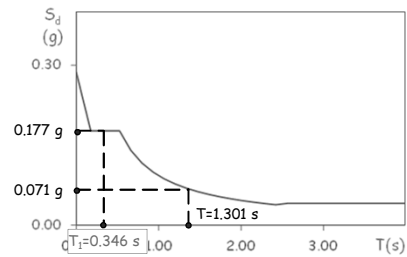
Prima iter. $T=0.346$ s
(da formula
approssimata)

Iter. finale $T=1.301$ s
(da analisi modale)

La snellezza normalizzata soddisfa i limiti di
normativa

61/65

Sezioni dei Controventi Confronti



La variazione di periodo comporta una
forte riduzione delle forze rispetto al
primo dimensionamento

62/65

Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II
l'azione sismica di progetto non deve produrre agli
elementi costruttivi non strutturali danni tali da
rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli
spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in
presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo
SLD siano inferiori a dei valori limite.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

63/65

Criteri di Verifiche SLE

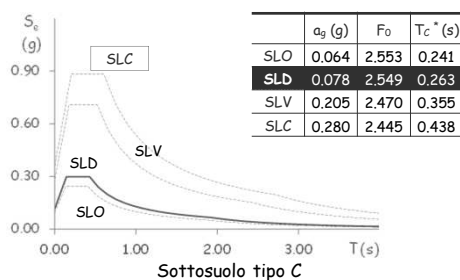
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II
l'azione sismica di progetto non deve produrre agli
elementi costruttivi non strutturali danni tali da
rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

SITUAZIONE PROGETTUALE		VERIFICA
1	tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$
2	tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

64/65

Criteri di Verifiche SLE



65/65

Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto
uno spostamento relativo limite

$$d_{lim} = 0.005 h_p = 16.50 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d_{lim} (mm)
4	15.98	16.5
3	16.24	16.5
2	15.55	16.5
1	12.08	16.5

66/65

Corso di aggiornamento
Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi concentrici

3 - Telai con controventi a V inversa

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

Definizione del fattore di struttura

Può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

1. dal materiale della struttura
2. dalla tipologia della struttura
3. dal livello di duttilità globale della struttura
4. dalla sovrarresistenza della struttura
5. della regolarità in pianta della struttura

K_R dipende dalla regolarità in altezza della struttura

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

2/69

Definizione del fattore di struttura (q_0)

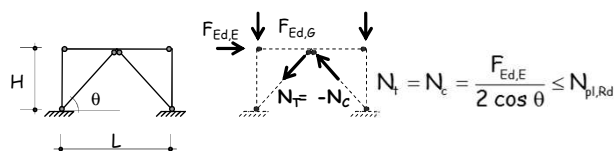
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	5.0 α_u/α_1
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	2.0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	4.0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.2.2

3/69

Progetto dei controventi

Le diagonali sono destinate a dissipare energia per isteresi (comportamento inelastico). Si assume che l'azione sismica sia sopportata sia dai controventi tesi che quelli compressi.



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.5

4/69

Spessori limite dei profili

REGOLA GENERALE (per tutte le strutture in acciaio)
per parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

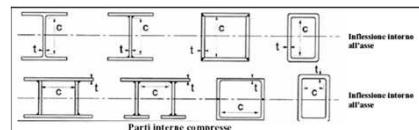
Garantisce la duttilità locale limitando il rapporto larghezza-spessore b/t .

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

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.3.1

5/69

Spessori limite dei profili



Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72 \epsilon$	$c/t \leq 33 \epsilon$	se $\alpha > 0.5$ se $\alpha \leq 0.5$ $c/t \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ $c/t \leq 36 \epsilon / \alpha$
2	$c/t \leq 83 \epsilon$	$c/t \leq 38 \epsilon$	se $\alpha > 0.5$ se $\alpha \leq 0.5$ $c/t \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ $c/t \leq 41.5 \epsilon / \alpha$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 4.2.3.1

6/69

Spessori limite dei profili

Regola specifica per strutture in acciaio con controventi concentrici

- Aste del controvento con Sezioni Circolari Cave
 - $d/t \leq 36$
 - d diametro esterno del tubo
 - t spessore del tubo
- Profili Tubolari a Sezione Rettangolare
 - $b/t \leq 18$
 - b larghezza delle parti che costituiscono la sezione
 - t spessore delle parti che costituiscono la sezione

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

7/69

Snellezze limite dei controventi

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le condizioni

$$\bar{\lambda} \leq 2.0$$

Sia i controventi tesi sia quelli compressi sono inseriti nel modello di calcolo

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

8/69

Progetto degli altri elementi

Con la sola eccezione delle diagonali, tutti gli elementi della struttura controventata devono avere un comportamento elastico sino al collasso della struttura

"le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne".



Gli elementi strutturali differenti dalle diagonali devono essere progettati sulla base delle massime azioni sviluppabili dalle diagonali

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

9/69

Rapporti di Sovreresistenza dei Controventi

Sovreresistenza del controvento del piano i:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}}$$

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura è richiesto che

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25$$

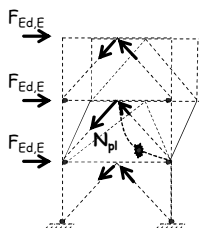
Attenzione !

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto della diagonale:

Controventi a V: $N_{b,Rd}$

10/69

Rapporti di Sovreresistenza dei Controventi



$$\Omega > 1.25$$

$$\Omega = 1$$

$$\Omega > 1.25$$

La dissipazione è significativa solo a pochi piani

11/69

Progetto di travi e colonne: Solicitazioni di progetto

Travi e colonne (soggette prevalentemente a sforzi assiali) in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

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

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità in presenza il valore di progetto del momento

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale nell'elemento $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd}\Omega N_{Ed,E}$

Ω è il minimo dei coefficienti di sovreresistenza dei controventi

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

12/69

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale

γ_{Rd} è il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale. In assenza di valutazioni specifiche:

Acciaio	γ_{Rd}
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

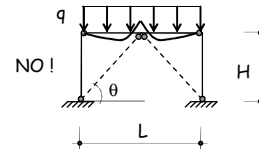
D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.1

13/69

Progetto delle Travi nella tipologia a V

Le travi devono resistere agli effetti :

- delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali



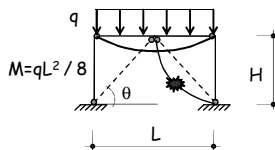
D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

14/69

Progetto delle Travi nella tipologia a V

Le travi devono resistere agli effetti :

- delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali



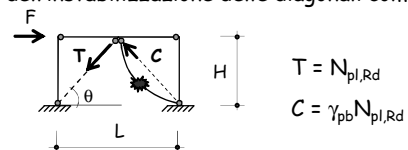
D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

15/69

Progetto delle Travi nella tipologia a V

Le travi devono resistere agli effetti :

- delle forze verticali squilibrate che si sviluppano a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse.



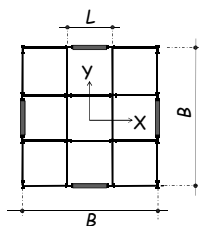
$\gamma_{pb}=0.3$ è il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.5

16/69

L'edificio in esame

pianta



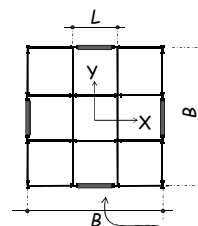
L'edificio è :

- di pianta quadrata (24X24 m²) eguale ad ogni piano.
B = 24 m
L = 8 m
- costituito da 8 elevazioni ($h_p=3.3$ m)

17/69

L'edificio in esame

pianta



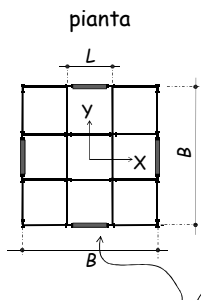
Collegamenti:

- i controventi sono incernierati alle colonne e alle travi.
- le colonne sono passanti ed incernierate alla base.
- le travi di piano sono incernierate alle estremità.

Telai con controventi concentrici a V inversa

18/69

L'edificio in esame



Telai con controventi concentrici a V inversa

Carichi e masse di piano

carichi verticali:

$$g_k + \psi_2 q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 5 \times (24 \times 24) / 2 = 1440 \text{ kN}$$

$$M = W/g = 146.79 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

19/69

Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.205	g
F_0	2.470	
T_c^*	0.525	s
ξ	0.03	---

Dato	Valore	
S_s	1.40	---
S_T	1.00	---
S	1.29	---
C_c	1.478	---
T_B	0.175	s
T_C	0.525	s
T_D	2.420	s

Località: Catania

Periodo di riferimento della costruzione: 50 anni

Suolo: C

Categoria Topografica: T1

20/69

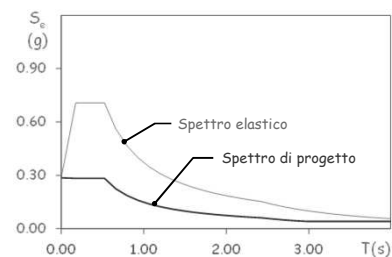
Fattore di struttura (q_0)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	$5.0 \alpha_u / \alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	$2.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	$4.0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.2.2

21/69

Spettro Elastico e di Progetto



22/69

1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

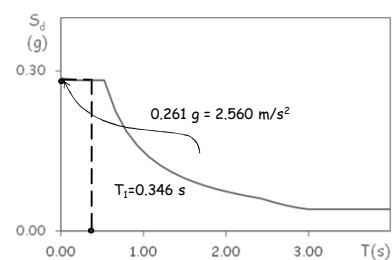
- Per edifici controventati $C_1 = 0.050$
- $H = h_p \times 4 = 3.30 \times 4 = 13.20 \text{ m}$

$$T_1 = 0.050 \times 13.20^{3/4} = 0.346 \text{ s}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

23/69

Pseudo-Accelerazione di Progetto



24/69

Calcolo del taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda$$

- $S_d(T_1) = 0.261 g$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 4 = 5760 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.261 g \cdot \frac{5760 \text{ kN}}{g} \cdot 0.85 = 1275.6 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

25/69

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 4 \times 3.3) = 1440 \text{ kN} \times 33 \text{ m}$
- $F_h = 1275.6 \text{ kN}$

$$F_1 = 1275.6 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m} \frac{1440 \text{ kN}}{1440 \times 33 \text{ kNm}} = 127.6 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

26/69

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

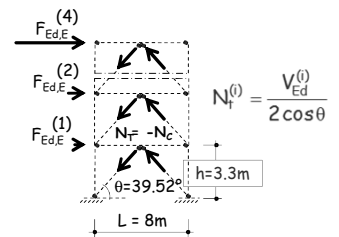
- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 1440 \text{ kN} \times 33 \text{ m}$
- $F_h = 1275.6 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
4	13.2	510.2	510.2
3	9.9	382.7	892.9
2	6.6	255.1	1148.0
1	3.3	127.6	1275.6

27/69

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	$F_{Ed,E}$ (kN)	V_{Ed} (kN)
4	510.2	510.2
3	382.7	892.9
2	255.1	1148.0
1	127.6	1275.6

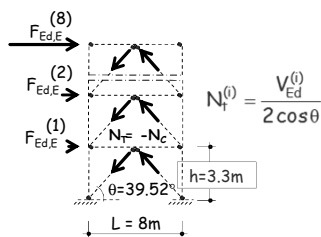


$$N_t^{(4)} = \frac{510.2 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 332.5 \text{ kN}$$

28/69

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)
4	510.2	510.2	332.5
3	382.7	892.9	578.3
2	255.1	1148.0	741.2
1	127.6	1275.6	828.5



$$N_t^{(1)} = \frac{1275.6 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 828.5 \text{ kN}$$

29/69

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)
4	332.5
3	578.3
2	741.2
1	828.5

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed}$$

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
 - $\gamma_{M1} = 1.05$
 - $N_{Ed} = 578.3 \text{ kN}$
 - ipotizzo $\chi = 0.8$
- $$A \geq \frac{578.3 \text{ kN} \times 1.05}{0.8 \times 235 \text{ N/mm}^2} \times 10 = 32.3 \text{ cm}^2$$
- Scatolare 160 x 6
A = 37.37 cm²

30/69

Scelta della Sezione dei Controventi

Calcolo dell'effettivo valore di χ



Scatolare 160 x 6

A (cm ²)	I (cm ⁴)	p (cm)
37.37	1442	6.21

Sezione trasversale	Limiti	Instabilità introno all'asse	Curva
Sezioni formata a caldo	qualunque	a	a ₀
Sezioni formata a freddo	qualunque	c	c

31/69

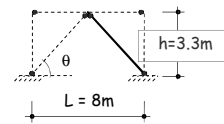
Scelta della Sezione dei Controventi

Calcolo dell'effettivo valore di χ



Scatolare 160 x 6

A (cm ²)	I (cm ⁴)	p (cm)	Curva
37.37	1442	6.21	a



$$L_0 = \sqrt{h^2 + (L/2)^2} = 5.18 \text{ m}$$

$$\chi = 0.736 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd} = 0.736 \frac{37.37 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1.05} \frac{1}{10} = 615.2 \text{ kN}$$

Vedere foglio excel "Verifica Stabilità"

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N _{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	N _{b,Rd} (kN)	N _{pl,Rd} (kN)	λ
4	332.5					
3	578.3	Scat 160x6	S235	615.2	836.4	0.897
2	741.2					
1	828.5					

33/69

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N _{Ed} (kN)	Profilo	Acciaio	N _{b,Rd} (kN)	N _{pl,Rd} (kN)	λ
4	332.5	Scat 135x5	S235	350.8	562.7	1.060
3	578.3	Scat 160x6	S235	615.2	836.4	0.897
2	741.2	Scat 180x6	S235	759.0	949.2	0.793
1	828.5	Scat 180x7	S235	844.9	1060.2	0.798

34/69

Scelta della Sezione dei Controventi

Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N _{Ed} (kN)	N _{b,Rd} (kN)
4	332.5	350.8
3	578.3	615.2
2	741.2	759.0
1	828.5	844.9

$$\Omega_i = \frac{N_{b,Rd}^i}{N_{Ed}^i} \Rightarrow \Omega_4 = \frac{350.8}{332.5} = 1.055$$

...

$$\Omega_1 = \frac{844.9}{828.5} = 1.020$$

35/69

Scelta della Sezione dei Controventi

Verifica dell'uniformità delle Sovreresistenze

Piano	N _{Ed} (kN)	N _{b,Rd} (kN)	Ω
4	332.5	350.8	1.054
3	578.3	615.2	1.064
2	741.2	759.0	1.024
1	828.5	844.9	1.020

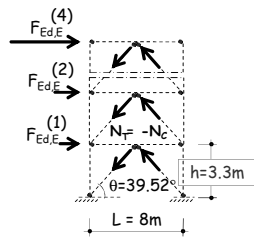
$$\Omega_{\max} = \frac{1.064}{1.020} \leq 1.25$$

La condizione di uniformità delle sovreresistenze è soddisfatta

36/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

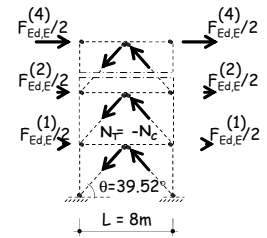
Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6



37/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6



$$N_{t,Ed,E}^{(i)} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \left[\frac{F_{Ed}^{(i)}}{2} + N_{d,Ed,E}^{(i+1)} \cos \theta \right]$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.020 = 1.346$$

38/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6

$$N_{t,Ed,E}^{(4)} = 1.346 \times \left[\frac{510.2}{2} \right] = 343.36 \text{ kN}$$

$$N_t = 844.9 = -N_c$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 1.346 \times \left[\frac{127.6}{2} + 844.6 \times \cos 39.5 \right]$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 874.0 \text{ kN}$$

39/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$N_{t,Ed}$ (kN)
4	510.2	343.42
3	382.7	621.83
2	255.1	810.56
1	127.6	874.01

$$N_{t,Ed,E}^{(4)} = 1.346 \times \left[\frac{510.2}{2} \right] = 343.36 \text{ kN}$$

$$N_t = 844.9 = -N_c$$

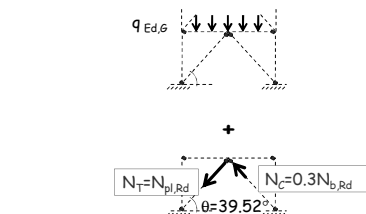
$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 1.346 \times \left[\frac{127.6}{2} + 844.6 \times \cos 39.5 \right]$$

$$N_{t,Ed,E}^{(1)} = 874.0 \text{ kN}$$

40/69

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6

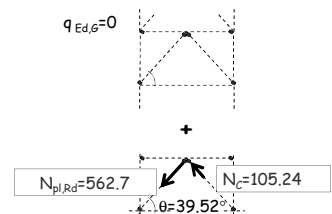


$$M_{t,Ed}^{(i)} = \frac{q_{Ed,6} L^2}{8} + (N_{d,pl,Rd}^{(i)} - 0.3 N_{d,b,Rd}^{(i)}) \sin \theta \frac{L}{4}$$

41/69

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)
4	510.2
3	382.7
2	255.1
1	127.6



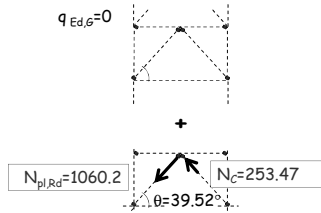
$$M_{t,Ed}^{(4)} = (562.7 - 105.24) \text{ kN} \times \sin 39.52^\circ \times \frac{8.0 \text{ m}}{4}$$

$$M_{t,Ed}^{(4)} = 582.18 \text{ kNm}$$

42/69

Calcolo del Momento Flettente sulle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)
4	510.2	582.2
3	382.7	829.6
2	255.1	918.3
1	127.6	1026.8



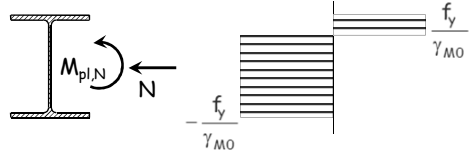
$$M_{t,Ed}^{(1)} = (1060.2 - 253.47) \text{ kN} \times \sin 39.52^\circ \times \frac{8.0 \text{ m}}{4}$$

$$M_{t,Ed}^{(1)} = 1026.76 \text{ kNm}$$

43/69

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione



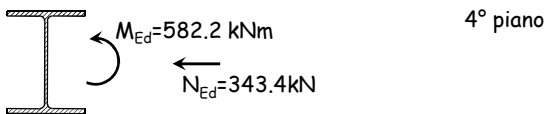
$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad N \leq \frac{a}{2} N_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N}{N_{pl,Rd}} \right) \frac{1}{1 - 0.5 a} \quad N > \frac{a}{2} N_{pl,Rd}$$

44/69

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione



Generalmente lo sforzo normale è modesto rispetto alla flessione.

$$W_{pl,nec} = \frac{1.05 \times M_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \times 582.2 \text{ kNm}}{235 \text{ N/mm}^2} \times 10^3 = 2601 \text{ cm}^3$$

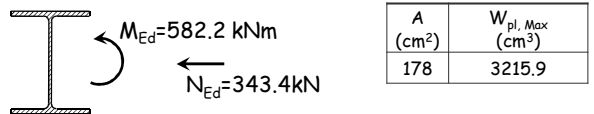
⇒ Sezione HEA 450 con $W_{pl,max} = 3215.9 \text{ cm}^3$

45/69

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione

HEA 450



A (cm²)	$W_{pl,Max}$ (cm³)
178	3215.9

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

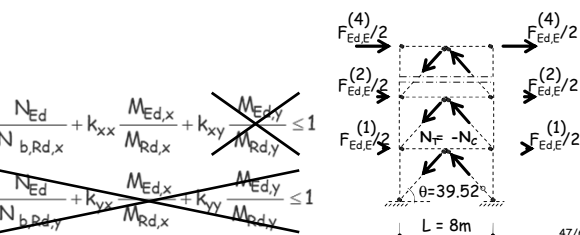
$$N_{pl,Rd} = \frac{178 \text{ cm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1.05 \times 10} = 3983.8 \text{ kN}$$

46/69

Scelta della sezione delle Travi

La trave è soggetta a presso-flessione ma solo mezza campata è compressa

L'instabilità della trave è possibile solo rispetto all'asse forte (la trave è vincolata dal solaio)



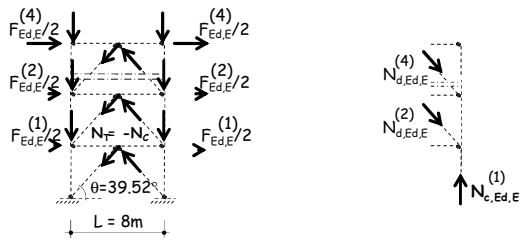
47/69

Progetto delle Travi

Piano	F_{Ed} (kN)	$N_{t,Ed}$ (kN)	$M_{t,Ed}$ (kNm)	Profilo	Acciaio	$M_{pl,Rd}$ (kNm)
4	510.2	343.42	582.2	HEA 450	S235	719.7
3	382.7	621.83	829.6	HEA 550	S235	1034.4
2	255.1	810.56	918.3	HEA 600	S235	1197.5
1	127.6	874.01	1026.8	HEA 600	S235	1192.4

48/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne



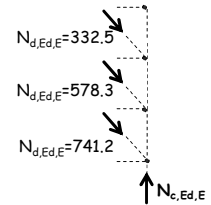
$$N_{c,Ed,E}^{(i)} = N_{c,Ed,E}^{(i)} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \sum_{j=i+1}^n N_{d,Ed,E}^{(j)} \sin \theta$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.020 = 1.346$$

49/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
4	0.00
3	284.8
2	780.2
1	1415.2



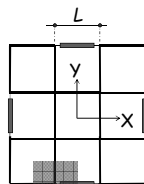
$$N_{c,Ed,E}^{(1)} = 1.346 \times (332.5 + 578.3 + 741.2) \sin 39.5^\circ$$

$$N_{c,Ed,E}^{(2)} = 1415.2$$

50/69

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
4	0.00	160
3	284.8	320
2	780.2	480
1	1415.2	640



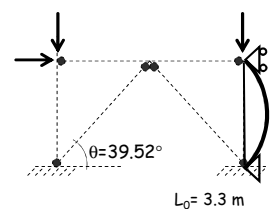
$$N_{c,Ed}^{(4)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{m} \times 4\text{m}) = 160\text{kN}$$

51/69

Progetto delle Colonne

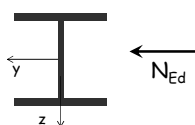
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	0.00	160	160.0
3	284.8	320	604.8
2	780.2	480	1260.2
1	1415.2	640	2055.2

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



52/69

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -2055.2 \text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

⇒ Sezione HEB 260

A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)
118.4	5135	6.59

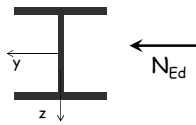
53/69

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità introno all'asse	Curva	
Sezioni laminate		$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ [mm]	y-y	a
			$40 < t_f \leq 100$ [mm]	z-z	a
				y-y	b
				z-z	c
		$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	b
			$t_f < 100$ [mm]	z-z	c

54/69

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = - 2055.2 \text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

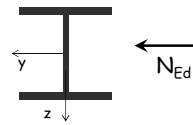
⇒ Sezione HEB 260

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	p _{min} (cm)	Curva
118.4	5135	6.59	C

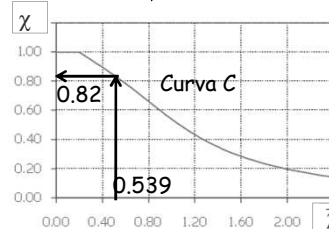
Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{6.59} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{43.60}{93.01} = 0.539$

55/69

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = - 2055.2 \text{ kN}$
Acciaio S235
Sezione HEB 260
A = 118.4 cm²



$N_{b,Rd} = 0.82 \frac{118.4 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$
 $N_{b,Rd} = 2175.8 \text{ kN}$

56/69

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	0.00	160	160.0	HEB 160	S235	746.3
3	284.8	320	604.8	HEB 160	S235	746.3
2	780.2	480	1260.2	HEB 260	S235	2175.8
1	1415.2	640	2055.2	HEB 260	S235	2175.8

57/69

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)	Ver. St.
4	0.00	160	160.0	HEB 160	S235	746.3	0.21
3	284.8	320	604.8	HEB 160	S235	746.3	0.81
2	780.2	480	1260.2	HEB 260	S235	2175.8	0.58
1	1415.2	640	2055.2	HEB 260	S235	2175.8	0.94

All'ultimo piano è più gravosa la verifica per carichi verticali in condizioni non sismiche

58/69

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.



Cambia lo sforzo normale di progetto sui controventi



Le sezioni di travi e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design

59/69

Sezioni dei Controventi Confronti tra le iterazioni

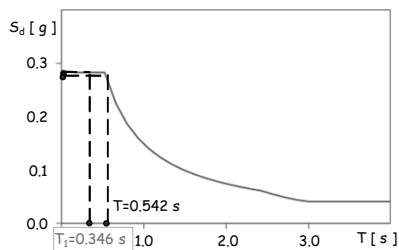
Piano	Profilo	λ	Profilo	λ
4	Scat 135x5	1.060	Scat 135x5	1.060
3	Scat 160x6	0.897	Scat 160x6	0.897
2	Scat 180x6	0.793	Scat 180x6	0.793
1	Scat 180x7	0.798	Scat 180x7	0.798

Prima iter. $T = 0.346 \text{ s}$
(da formula approssimata)

Iter. finale $T = 0.542 \text{ s}$
(da analisi modale)

60/69

Sezioni dei Controventi Confronti



La variazione di periodo non è tale da causare un diverso dimensionamento

61/69

Non Linearità Geometriche

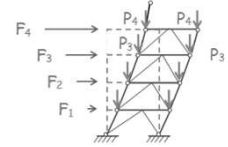
Le non linearità geometriche possono essere trascurate se ad ogni orizzontamento:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h_p} \leq 0.1$$

dove

$$d_r = d_E q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$d_r = d_E \left[1 + (q-1) \frac{T_C}{T_1} \right] \quad \text{se } T_1 < T_C$$



Se $0.1 < \theta < 0.2$ incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.1, 7.3.3.3

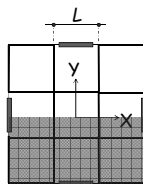
62/69

Non Linearità Geometriche

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h_p} \leq 0.1$$

Il carico totale di piano nella combinazione sismica per ciascun telaio è:

$$p^{(i)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (24 \text{ m} \times 12 \text{ m}) = 1440 \text{ kN}$$



63/69

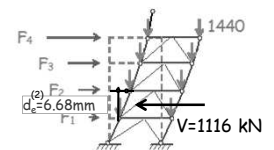
Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 2)

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h_p} \leq 0.1$$

$$d_r = d_E q = 6.68 \times 2.5$$

$$d_r = 16.7 \text{ mm}$$

$$\theta = \frac{3 \times 1440 \text{ kN} \cdot 16.7 \text{ mm}}{1116 \text{ kN} \cdot 3300 \text{ mm}} = 0.02$$



64/69

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V _{Ed} (kN)	d _r (mm)	θ
4	1440	528	16.82	0.014
3	2880	879	16.90	0.017
2	4320	1116	16.71	0.020
1	5760	1238	13.86	0.020

$\theta < 0.1 \Rightarrow$ Le non linearità geometriche sono trascurabili

65/69

Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a dei valori limite.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

66/69

Criteri di Verifiche SLE

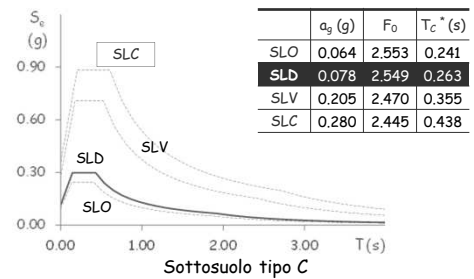
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

SITUAZIONE PROGETTUALE		VERIFICA
1	tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$
2	tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

67/69

Criteri di Verifiche SLE



68/69

Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto
uno spostamento relativo limite

$$d_{lim} = 0.005 h_p = 16.50 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d_{lim} (mm)
4	6.39	16.5
3	6.42	16.5
2	6.35	16.5
1	5.27	16.5

69/69

Corso di aggiornamento
Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi concentrici

4 - Collegamenti

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

Collegamenti in zone dissipative Regole di progetto generali

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

- Saldature a completa penetrazione:
il requisito è soddisfatto

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.3.3

2/14

Collegamenti in zone dissipative Regole di progetto generali

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

- Saldature a cordoni d'angolo o collegamenti bullonati:

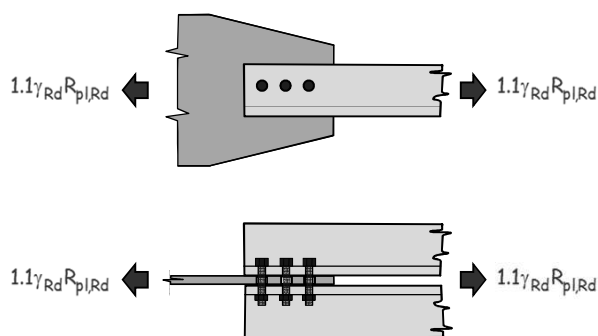
$$R_{j,d} \geq 1.1 \gamma_{Rd} R_{pl,Rd} = R_{u,Rd}$$

dove:

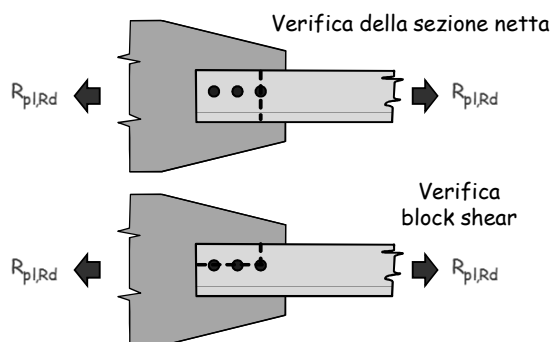
$R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;
 $R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata;
 $R_{u,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.3.3

Collegamenti in zone dissipative Esempi di collegamento



Collegamenti in zone dissipative Esempi di collegamento nelle parti tese

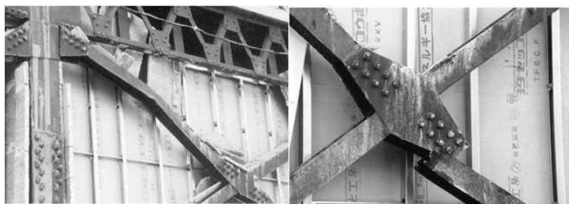


Particolari di collegamento



Preparazione dei profili scatolari per il collegamento

Progetto dei controventi: Rottura prematura



Instabilità del controvento

Rottura della sezione netta del controvento

Progetto dei controventi: Influenza dei collegamenti bullonati

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:

$$A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \leq 0.9 A_{res} \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Progetto dei controventi: Influenza dei collegamenti bullonati

Membrature tese con collegamenti bullonati
la verifica si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \frac{f_y}{f_{tk}} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}}$$

essendo :

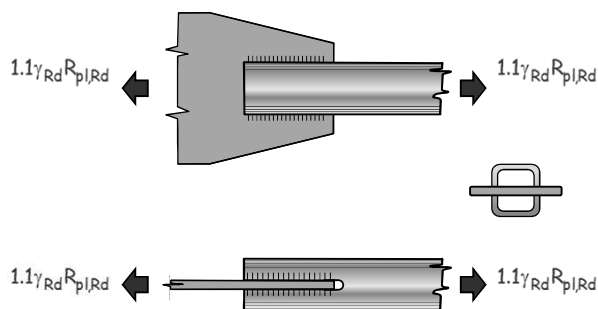
A l'area lorda ;

A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori di rinforzo ;

γ_{M0} γ_{M2} i coefficienti di sicurezza parziale dei materiali.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.3.3

Collegamenti in zone dissipative Esempi di collegamento



Collegamenti in zone dissipative Esempi di collegamento nelle parti tese

Verifica della sezione netta



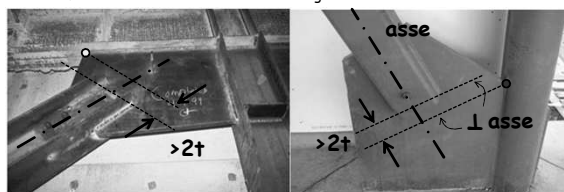
Verifica
block shear



Progetto del collegamento dei controventi

Per garantire una elevata duttilità di piano la distanza tra l'ortogonale all'asse dell'elemento passante per il suo estremo e la parallela passante per l'intersezione del fazzoletto con la colonna (o trave) dovrebbe essere almeno pari a 2 volte lo spessore del fazzoletto.

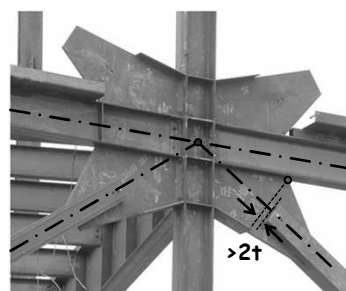
In tal modo si vuole indurre la formazione di una cerniera plastica nel fazzoletto all'estremità dell'asta diagonale



Progetto del collegamento dei controventi



Progetto del collegamento dei controventi



Corso di aggiornamento
Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi eccentrici

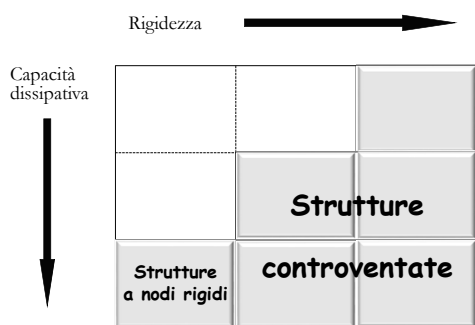
5 - Controventi eccentrici tradizionali

Spoletto
24-25 marzo 2017
Pier Paolo Rossi

Strutture con controventi eccentrici tradizionali

Strutture controventate

Caratteristiche principali



3

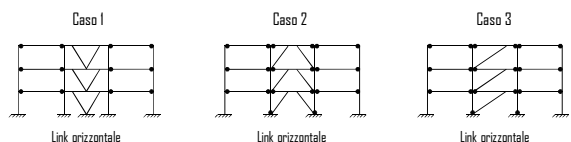
Strutture controventate

Controventi eccentrici

1. STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che non convergono (ad entrambe le estremità) in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale.

LE INTERSEZIONI DELLE DIAGONALI CON LA TRAVE INDIVIDUANO CONCI DENOMINATI LINK



4

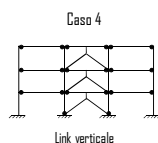
Strutture controventate

Controventi concentrici

1. STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che non convergono (ad entrambe le estremità) in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale.

LE INTERSEZIONI DELLE DIAGONALI CON LA TRAVE INDIVIDUANO CONCI DENOMINATI LINK



5

Strutture controventate

Controventi eccentrici



Controventi eccentrici nella tipologia a K

Controventi eccentrici nella tipologia a D

6

Strutture controventate

Controventi eccentrici



Edificio con controventi eccentrici

7

Strutture con controventi eccentrici

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti.

Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

8

Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

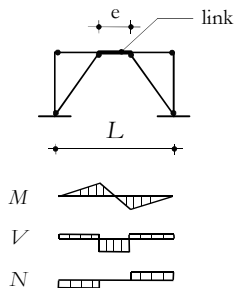
Tipologia a K

Vantaggi:

Il link non presenta collegamenti alle estremità perché è parte della trave che si estende tra le colonne di estremità della campata controventata.

Svantaggi:

Richiede lunghezze non piccole della campata controventata.



9

Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

Tipologia a D

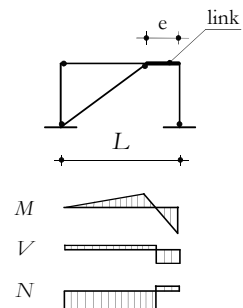
Vantaggi:

Non sono richieste lunghezze elevate della campata controventata.

Svantaggi:

Il link è soggetto anche a sforzo normale.

Il collegamento del link alla colonna rappresenta il punto debole nel meccanismo resistente del link.



10

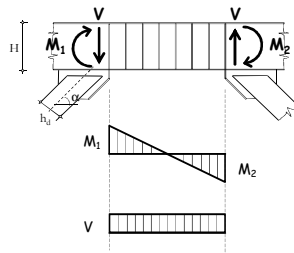
Caratteristiche della sollecitazione nei link

Le caratteristiche della sollecitazione sforzo di taglio e momento flettente sono collegate da una relazione di equilibrio alla rotazione

$$V = \frac{M_1 + M_2}{e}$$

In particolare, nella tipologia a K (se sono assenti o si trascurano i momenti flettenti da carichi verticali) la suddetta relazione si semplifica nella seguente:

$$V = \frac{2M}{e}$$



11

Sollecitazioni plastiche dei link

Per comprendere se il link si plasticizza per taglio o per flessione può essere utile confrontare

i rapporti tra i valori resistenti dello sforzo di taglio e del momento flettente e i valori delle corrispondenti caratteristiche di sollecitazione.

Se :

- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$ il link si plasticizza per taglio
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$ il link si plasticizza contemporaneamente per taglio e per flessione
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$ il link si plasticizza per flessione

12

Sollecitazioni plastiche dei link

Stante la relazione di equilibrio tra momento flettente e sforzo di taglio :

$$V = \frac{2M}{e}$$

si ha :

$$\begin{aligned} \circ \quad \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} &\Rightarrow \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{2M_{pl,Rd}}{e V_{Ed}} \Rightarrow \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2 \\ \circ \quad \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} &\Rightarrow \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \\ \circ \quad \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} &\Rightarrow \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2 \end{aligned}$$

13

Sollecitazioni plastiche dei link

La sperimentazione ha mostrato che :

- Il valore delle caratteristiche della sollecitazione corrispondenti alla piena plasticizzazione della sezione e' influenzato in modo trascurabile dall'interazione tra il taglio e il momento flettente,

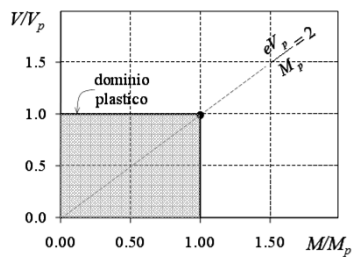
ovvero :

$$\begin{aligned} V_y &= V_{pl,Rd} & e \quad M_y &= \frac{e V_{pl,Rd}}{2} & \text{se} \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2 \\ V_y &= \frac{2 M_{pl,Rd}}{e} & e \quad M_y &= M_{pl,Rd} & \text{se} \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2 \end{aligned}$$

14

Sollecitazioni plastiche dei link

Dominio plastico



15

Sollecitazioni ultime

La resistenza ultima dei link, a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore dei valori di plasticizzazione.

La sperimentazione ha mostrato che :

- il taglio ultimo dei link in cui il comportamento inelastico e' governato dal taglio e' pari a circa 1.5 volte il taglio plastico.
 $V_u = 1.5 V_{pl}$
- il momento ultimo dei link in cui il comportamento inelastico e' governato dal momento e' pari a circa 1.5 volte il momento plastico.
 $M_u = 1.5 M_{pl}$

16

Sollecitazioni ultime

Nota !

Il fatto che un link si plasticizzi per taglio non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per flessione prima di pervenire a rottura.

Il valore della lunghezza meccanica al di sopra del quale il link presenta plasticizzazione anche per flessione può essere ricavato imponendo che a rottura il momento flettente in equilibrio con il taglio ultimo sia pari a $M_{pl,Rd}$.

$$\frac{e V_u}{M_{pl,Rd}} = 1.5 \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \Rightarrow \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

17

Sollecitazioni ultime

Nota !

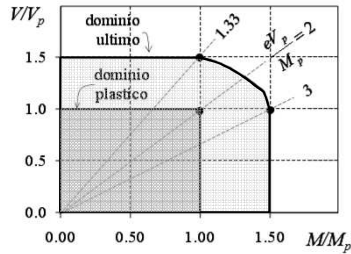
Analogamente, il fatto che un link si plasticizzi prima per flessione non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per taglio prima di pervenire a rottura.

Il valore della lunghezza meccanica al di sotto del quale il link presenta plasticizzazione per taglio può essere ricavato imponendo che a rottura il taglio in equilibrio con il momento flettente ultimo sia pari a $V_{pl,Rd}$.

$$\frac{e V_{pl,Rd}}{M_u} = \frac{e V_{pl,Rd}}{1.5 M_{pl,Rd}} = 2 \Rightarrow \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \cdot 1.5 = 3$$

18

Dominio plastico e ultimo dei link



19

Classificazione meccanica dei link

In funzione del comportamento plastico i link sono generalmente suddivisi dalle normative nelle seguenti classi:

- | | |
|-------------------|--|
| • <u>CORTI</u> | PLASTICIZZAZIONE
TAGLIO |
| • <u>INTEREDI</u> | PLASTICIZZAZIONE
TAGLIO E FLESSIONE |
| • <u>LUNGI</u> | PLASTICIZZAZIONE
FLESSIONE |

Tale classificazione
è bene interpretata
dal parametro:

$$\frac{eV_p}{M_p}$$

20

Classificazione meccanica di normativa

Nota !

Nell'identificare il valore della lunghezza meccanica che separa i link corti da quelli intermedi, le normative considerano che, in corrispondenza della rottura del link, si possa sviluppare un momento pari a $1.2 M_{pl,Rd}$.

Il valore della lunghezza meccanica che separa i link corti da quelli intermedi si ricava pertanto dalle seguenti relazioni:

$$\frac{e V_u}{1.2 M_{pl,Rd}} = e \frac{1.5 V_{pl,Rd}}{1.2 M_{pl,Rd}} = 2 \Rightarrow \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{2 \cdot 1.2}{1.5} = 1.6$$

21

Classificazione meccanica di normativa

In relazione alla lunghezza "e" del link, se i momenti di estremità sono uguali, si adotta la classificazione seguente:

$$e \leq 1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link corti}$$

$$1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link intermedi}$$

$$e \geq 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link lunghi}$$

dove

$M_{pl,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto del link

$V_{pl,Rd}$ è la resistenza a taglio di progetto del link

22

Classificazione meccanica di normativa

In modo più generale (ovvero se i momenti alle estremità del link non sono uguali), si può adottare la classificazione seguente:

$$e \leq 0.8(1+\alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link corti}$$

$$0.8(1+\alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 1.5(1+\alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link intermedi}$$

$$e \geq 1.5(1+\alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link lunghi}$$

dove

$M_{pl,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto del link

$V_{pl,Rd}$ è la resistenza a taglio di progetto del link

α è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità del link

23

Resistenza plastica di normativa

Per le sezioni ad I il momento resistente, $M_{pl,Rd}$, ed il taglio resistente, $V_{pl,Rd}$, del link sono definiti in assenza di sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{pl,Rd} = f_y b t_f (h - t_f)$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (h - t_f)$$

Nota !

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo N_{Ed} presente nel link supera il 15% della resistenza plastica, nella valutazione della sollecitazione assiale della sezione dell'elemento, $N_{pl,Rd}$, va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio, $V_{pl,Rd}$, e flessione, $M_{pl,Rd}$, del link.

24

Resistenza ultima di normativa

Le resistenze ultime dei link sono valutate dalla normativa attraverso le relazioni:

$$\begin{aligned} \text{link corti} & \begin{cases} M_u = 0.75 e V_{pl,Rd} \\ V_u = 1.5 V_{pl,Rd} \end{cases} \\ \text{link lunghi} & \begin{cases} M_u = 1.5 M_{pl,Rd} \\ V_u = 2 M_{pl,Rd} / e \end{cases} \end{aligned}$$

$V_u = 3 M_{pl,Rd} / e$

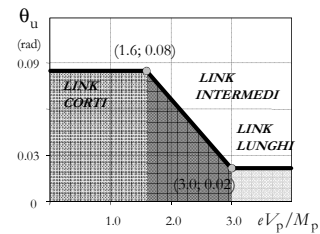
Nota!

Tali relazioni riguardano i link «corti» e «lunghi»; nel caso dei link «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

25

Capacità rotazionale di normativa

$$\theta_u = \gamma_p + \varphi_p$$

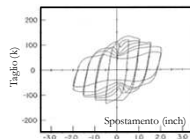


D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

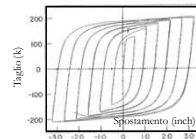
26

Irrigidimenti dei link corti

Link corto senza irrigidimenti trasversali



Link corto con irrigidimenti trasversali

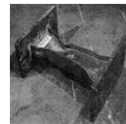
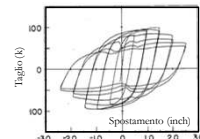


tratto da: Hjeltnad e Popov, Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

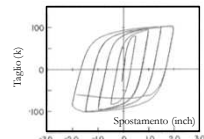
27

Irrigidimenti dei link lunghi

Link lungo senza irrigidimenti trasversali



Link lungo con irrigidimenti trasversali



tratto da: Hjeltnad e Popov, Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

28

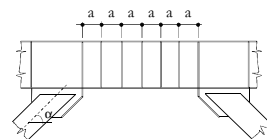
Irrigidimenti dei link corti

Per quanto riguarda i link corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale. Allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima.

Gli irrigidimenti trasversali devono essere disposti da entrambi i lati del profilo.

Nel caso di link corti 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 $(b_t/2) - t_w$.



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

29

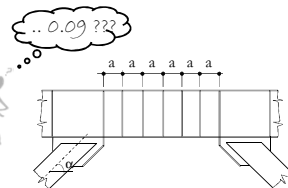
Irrigidimenti dei link corti

Per quanto riguarda i link corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale. Allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima.

$$\begin{aligned} a &\leq 29t_w - h_b/5 && \text{per } \gamma_p = \pm 0.09 \text{ rad} \\ a &\leq 38t_w - h_b/5 && \text{per } \gamma_p = \pm 0.06 \text{ rad} \\ a &\leq 56t_w - h_b/5 && \text{per } \gamma_p = \pm 0.03 \text{ rad} \end{aligned}$$

dove:

t_w è lo spessore dell'anima del link
 h_b è l'altezza del profilo del link
 γ_p è la massima deformazione plastica a taglio



Circolare 02/02/2009 n. 617

30

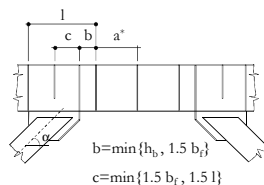
Irrigidimenti dei link intermedi

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

$$a^* = a \quad \text{per } e = 1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} - b_f \right) \quad \text{per } e = 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

per valori intermedi di "e" si esegue un'interpolazione lineare



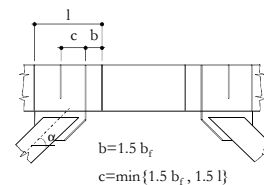
Circolare 02/02/2009 n. 617

31

Irrigidimenti dei link lunghi

Il comportamento dei link lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali link sono rappresentate dalla instabilità locale della pialtabanda compressa e dalla instabilità flessione-torsionale.

Come per i link intermedi, anche nel caso dei link lunghi gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.



Circolare 02/02/2009 n. 617

32

Saldature degli irrigidimenti

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento :

- all'anima del link devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st} f_y$,
- alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st} f_y / 4$.

essendo

A_{st} l'area dell'elemento di irrigidimento.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

33

Sovraresistenza dei link

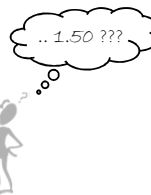
I coefficienti Ω dei link sono definiti secondo le formule seguenti:

link corti

$$\Omega_i = 1.50 V_{pl,Rd,i} / V_{Ed,i}$$

link lunghi e intermedi

$$\Omega_i = 1.50 M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$$



dove :

$M_{pl,Rd}$ è il momento resistente del link

$V_{pl,Rd}$ sono il taglio resistente del link

M_{Ed} è il momento di calcolo ottenuto dalla combinazione sismica

V_{Ed} è il taglio di calcolo ottenuto dalla combinazione sismica.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

34

Sovraresistenza limite dei link

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo dei link all'interno della struttura, i coefficienti di sovraresistenza Ω calcolati per tutti i link, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%:

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

35

Progetto degli altri elementi

Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate in modo simile a quanto indicato per i sistemi controventati concentrici, ovvero ...

... 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

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

in cui

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale del controvento, ovvero $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$

$N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, tenendo conto dell'interazione con il valore di progetto del momento flettente M_{Ed} .

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

36

Progetto degli altri elementi

Note sulle prescrizioni della normativa

L'applicazione della relazione

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$$

a sistemi con link lunghi o a sistemi caratterizzati da sovrarresistenze dei link abbastanza disperse non garantisce il rispetto dei principi base del capacity design.



Il progetto di diagonali, colonne e travi andrebbe eseguito in accordo a regole di applicazione più severe, ad esempio:

$$N_{Rd}[M_d(\gamma_{Rd} V_u), V_d(\gamma_{Rd} V_u)] \geq N_{Ed,G} + N_d(\gamma_{Rd} V_u)$$

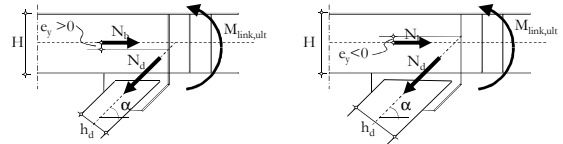
37

Scelta dei profili di link e diagonali

Verifica del posizionamento degli assi di link e diagonale

Al fine di rendere coerente il modello numerico con il modello adottato in fase di progetto, alcuni ricercatori (Engelhardt e Popov -1989) hanno suggerito di scegliere i profili di link e diagonali in modo tale che le linee medie delle sezioni suddette si incontrino all'interno o al massimo alla fine del link.

$$H \leq h_d \cos \alpha \Rightarrow e_y \geq 0$$

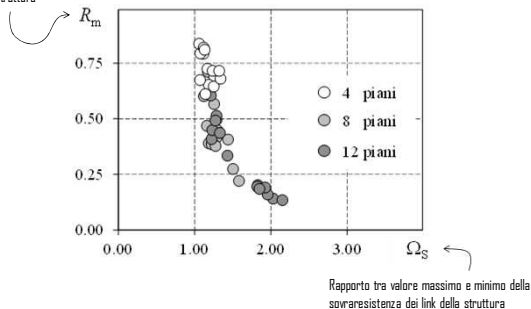


38

Prestazione sismica (SLV)

Strutture con controventi eccentrici

Valore medio delle massime rotazioni plastiche normalizzate dei link della struttura



39

Strutture con controventi eccentrici

Ultime considerazioni

1. I fattori di sovrarresistenza dei link influenzano notevolmente la risposta sismica dei sistemi con controventi eccentrici tradizionali.

- Elevate dispersioni della sovrarresistenza normalizzata dei link conducono a configurazioni di collasso caratterizzate da deformazioni plastiche concentrate in pochi piani
- La riduzione del massimo fattore di sovrarresistenza normalizzata dei link influenza positivamente il comportamento sismico delle strutture con controventi eccentrici

40

Strutture con controventi eccentrici

Ultime considerazioni

2. La limitazione delle sovrarresistenze normalizzate dei link al valore consigliato dalla normativa (ovvero 1.25) non sempre conduce al comportamento sismico atteso.

- In sistemi di media o elevata altezza il comportamento sismico è spesso caratterizzato da valori modesti dell'impegno plastico medio dei link.

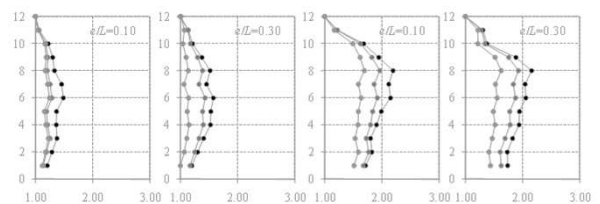
41

Strutture con controventi eccentrici

Ultime considerazioni

Sistema progettato con analisi modale

Sistema progettato con analisi statica



- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi modale con spettro di progetto
- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi modale con spettro di elastico di risposta
- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi dinamica elastica al passo

42

Strutture con controventi eccentrici

Ultime considerazioni

3. I fattori di sovrarresistenza normalizzata dei link calcolati sulla base delle sollecitazioni dell'analisi statica in edifici di media o elevata altezza possono essere affetti da rilevanti errori.

☞ Speciale attenzione deve essere rivolta alla definizione di un appropriato campo di applicabilità della prescrizione di progetto se si desidera un sostanziale miglioramento del comportamento sismico attraverso la limitazione del fattore di sovrarresistenza normalizzata dei link.

43

Danni in controventi eccentrici

Pacific Tower, Christchurch (Nuova Zelanda)

Il Pacific Tower, ubicato nella città di Christchurch (Nuova Zelanda) è stato sin dalla sua costruzione il fabbricato più alto della città (86 metri). Il maggior fruitore dell'edificio è il Rendezvous Hotel con 171 stanze.

L'edificio fu chiuso dopo il terremoto del Febbraio 2011, fino al 1 Maggio 2013, per riparazioni.



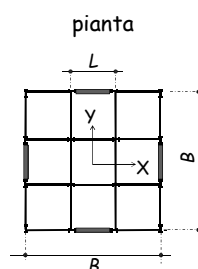
44

Telai con controventi eccentrici

6 - Esempio di progetto di struttura con controventi eccentrici

Spoletto
24-25 marzo 2017
Pier Paolo Rossi

L'edificio in esame

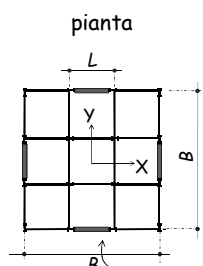


L'edificio è :

- di pianta quadrata (24X24 m²) eguale ad ogni piano.
- $B = 24$ m
 $L = 8$ m
- costituito da 8 elevazioni ($h_p = 3.3$ m)

2/58

L'edificio in esame



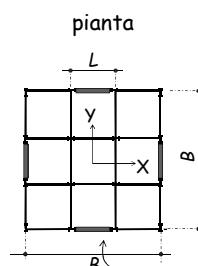
Collegamenti:

- i controventi sono incastrati alle colonne e alle travi.
- le colonne sono passanti ed incernierate alla base.
- le travi di piano sono incernierate alle estremità.

Telai con controventi eccentrici: $e = 0.10 L$

3/58

L'edificio in esame



Carichi e masse di piano

carichi verticali:

$$g_k + \psi_2 q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 5 \times (24 \times 24) / 2 = 1440 \text{ kN}$$

$$M = W / g = 146.79 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

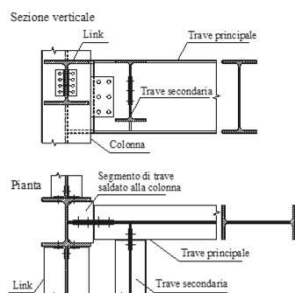
Telai con controventi eccentrici: $e = 0.10 L$

4/58

L'edificio in esame Dettagli costruttivi

La funzione portante della trave di piano in corrispondenza del telaio controventato è suddivisa tra due profili,

- uno adibito alla resistenza ai carichi verticali
- e l'altro alla resistenza dei carichi laterali.



5/58

Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.278	g
F_0	2.463	
T_c^*	0.437	s
ξ	0.05	---

Dato	Valore	
S_s	1.29	---
S_T	1.00	---
S	1.29	---
C_c	1.380	---
T_B	0.201	s
T_C	0.603	s
T_D	2.712	s

Periodo di riferimento della costruzione 100 anni
Suolo C
Categoria Topografica T1

6/58

Fattore di struttura (q_0)

	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, con controventi eccentrici	4.0	5.0 α_u/α_1
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4.0	4.0
Controventi concentrici a V	2.0	2.5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2.0	2.0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4.0	4.0 α_u/α_1
Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2.0	2.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.2.2

7/58

Fattore di struttura (q_0) Fattore di sovrarresistenza

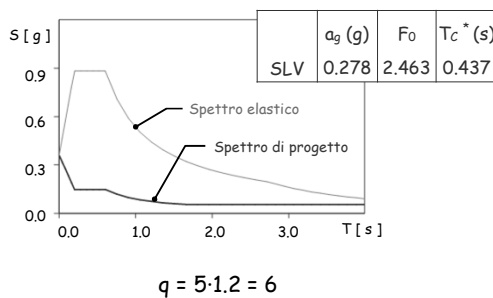
In assenza di analisi più dettagliate, per le strutture regolari in pianta

Strutture in acciaio	α_u/α_1
edifici a ad un piano	1.1
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	1.2
edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
edifici con controventi eccentrici e più piani	1.2
edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	1.0

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni 7.5.2.2

8/58

Spettro Elastico e di Progetto



9/58

1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati $T_1 = C_1 H^{3/4}$

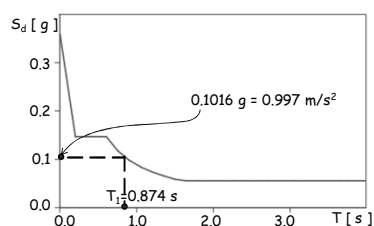
- Per edifici con controventi eccentrici $C_1 = 0.075$
- $H = h_p \times 8 = 3.30 \times 8 = 26.40 \text{ m}$

$$T_1 = 0.075 \times 26.80^{3/4} = 0.874 \text{ s}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

10/58

Pseudo-Accelerazione di Progetto



11/58

Calcolo del taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda$$

- $S_d(T_1) = 0.1016 \text{ g}$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 8 = 11520 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.1016 \text{ g} \cdot \frac{11520 \text{ kN}}{g} \cdot 0.85 = 994.5 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

12/58

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 8 \times 3.3) = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 994.5 \text{ kN}$

$$F_1 = 994.5 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m} \frac{1440 \text{ kN}}{1440 \times 118.8 \text{ kNm}} = 27.6 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

13/58

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \cdot z_i \frac{W_i}{\sum z_i W_i}$$

- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 1440 \text{ kN} \times 118.8 \text{ m}$
- $F_h = 994.5 \text{ kN}$

Piano	z (m)	Forza (kN)	Taglio (kN)
8	26.4	221.0	221.0
7	23.1	193.4	414.4
6	19.8	165.7	580.1
5	16.5	138.1	718.2
4	13.2	110.5	828.7
3	9.9	82.9	911.6
2	6.6	55.2	966.8
1	3.3	27.6	994.5

14/58

Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

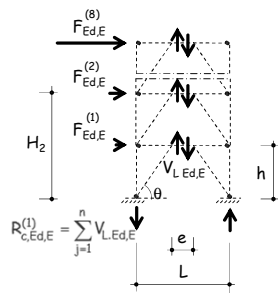
Equilibrio alla traslazione verticale

$$R_{c,Ed,E}^{(i)} = \sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E}$$

Equilibrio alla rotazione

$$R_{c,Ed,E}^{(i)} L = \sum_{j=i}^n F_{Ed,E}^{(i)} H_j$$

$$\sum_{j=i}^n V_{L,Ed,E}^L = \sum_{j=i}^n F_{Ed,E}^{(i)} H_i$$



15/58

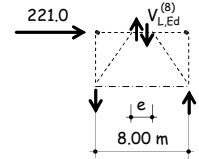
Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 8

$$R_{c,Ed,E}^{(8)} = V_{L,Ed,E}^{(8)}$$

$$V_{L,Ed,E}^{(8)} = \frac{221.0 \text{ kN} \times 3.3 \text{ m}}{8.0 \text{ m}} = 91.2 \text{ kN}$$

$$M_{L,Ed,E}^{(8)} = \frac{e \cdot V_{L,Ed,E}^{(8)}}{2} = \frac{0.8 \text{ m} \times 91.2 \text{ kN}}{2} = 36.5 \text{ kNm}$$



16/58

Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

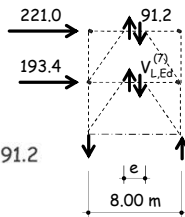
Equilibrio alla traslazione
verticale: Piano 7

$$R_{c,EdE}^{(7)} = V_{L,EdE}^{(7)} + 91.2$$

$$V_{L,Ed,E}^{(7)} = \frac{221.0 \text{ kN} \times 6.6 \text{ m} + 193.4 \times 3.3}{8.0 \text{ m}} - 91.2$$

$$V_{L,Ed,E}^{(7)} = 170.9 \text{ kN}$$

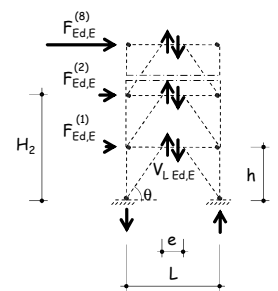
$$M_{L,Ed,E}^{(7)} = \frac{e \cdot V_{L,Ed,E}^{(7)}}{2} = \frac{0.8 \text{ m} \times 170.9 \text{ kN}}{2} = 68.4 \text{ kNm}$$



17/58

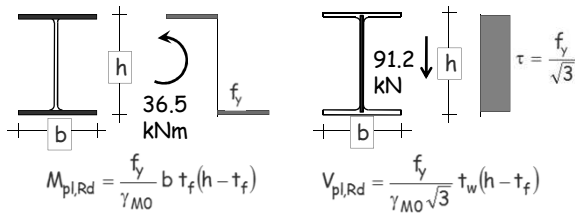
Calcolo delle Sollecitazioni sui Link

Piano	F _{Ed} (kN)	V _{L-Ed,E} (kN)	M _{L-Ed,E} (kNm)
8	221.0	91.2	36.5
7	193.4	170.9	68.4
6	165.7	239.3	95.7
5	138.1	296.3	118.5
4	110.5	341.8	136.7
3	82.9	376.0	150.4
2	55.2	398.8	159.5
1	27.6	410.2	164.1



18/58

Scelta della Sezione dei Link



Sezione **HEA 160**, Acciaio S235

$$M_{pl,Rd} = \frac{235}{1.05} 160 \times 9 \times (152 - 9) = 46.09 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{235}{1.05 \sqrt{3}} 6 (152 - 9) = 110.87 \text{ kN}$$

19/58

Classificazione del Link

$$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0.8 \frac{110.87}{46.09} = 1.92$$

$$\text{Il Link è intermedio perchè } 1.60 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 3.00 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

La prima plasticizzazione del link del piano 8 avviene per taglio

Il link subirà plasticizzazioni a taglio e flessione

20/58

Progetto dei Link

Piano	$V_{L-Ed,E}$ (kN)	$M_{L-Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}}$	Tipo
8	91.2	36.5	HEA 160	110.9	46.1	1.92	interm.
7	170.9	68.4	HEB 180	182.3	93.6	1.56	corto
6	239.3	95.7	HEB 220	250.4	160.7	1.25	corto
5	296.3	118.5	HEB 260	313.3	246.9	1.02	corto
4	341.8	136.7	HEB 280	355.5	295.5	0.96	corto
3	376.0	150.4	HEB 300	399.4	358.5	0.89	corto
2	398.8	159.5	HEB 320	445.1	412.2	0.86	corto
1	410.2	164.1	HEB 320	445.1	412.2	0.86	corto

21/58

Sovreresistenza dei Link

Al piano 8 il Link è intermedio per cui:

$$\text{Link lunghi e intermedi } \Omega_i = 1.5 \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = 1.5 \frac{46.1}{36.5} = 1.896$$

Agli altri piani i Link sono corti per cui:

$$\text{Link corti } \Omega_i = 1.5 \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}}$$

$$\text{Ad esempio al piano 7: } \Omega_i = 1.5 \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = 1.5 \frac{182.3}{170.9} = 1.60$$

22/58

Sovreresistenza dei Link

Piano	$V_{L-Ed,E}$ (kN)	$M_{L-Ed,E}$ (kNm)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$e \frac{V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}}$	Ω
8	91.2	36.5	110.9	46.1	1.92	1.896
7	170.9	68.4	182.3	93.6	1.56	1.600
6	239.3	95.7	250.4	160.7	1.25	1.570
5	296.3	118.5	313.3	246.9	1.02	1.586
4	341.8	136.7	355.5	295.5	0.96	1.560
3	376.0	150.4	399.4	358.5	0.89	1.593
2	398.8	159.5	445.1	412.2	0.86	1.674
1	410.2	164.1	445.1	412.2	0.86	1.627

Ω_{max}

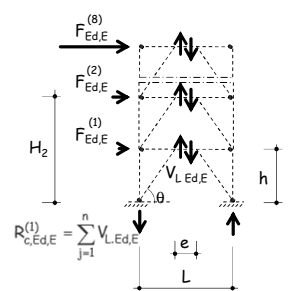
$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = 1.22$$

Ω_{min}

23/58

Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

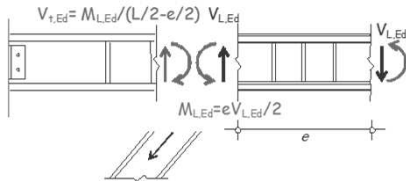
$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L-Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$



24/58

Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L-e} \right)$$



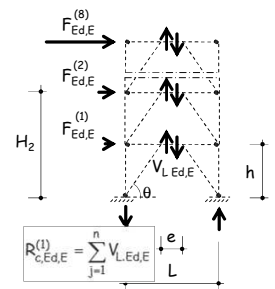
25/58

Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\sin \theta} \left(1 + \frac{e}{L-e} \right)$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{d,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Rd} \Omega M_{L,Ed,E} \frac{\beta_d EI_d / L_d}{\beta_t EI_t / L_t + \beta_d EI_d / L_d}$$



26/58

Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\sin 42.5^\circ} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{d,Ed,E} \cong 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \cdot M_{L,Ed,E} \frac{4EI_d / L_d}{3EI_t / L_t + 4EI_d / L_d} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \times M_{L,Ed,E} \frac{4I_d \cos \theta}{3I_t + 4I_d \cos \theta}$$

$$M_{d,Ed,E} \cong 2.06 \times M_{L,Ed,E} \frac{4 \cos \theta}{3I_t / I_d + 4 \cos \theta}$$

Il rapporto I_t / I_d alla prima iterazione non è noto

27/58

Calcolo delle sollecitazioni sui Controventi

$$N_{d,Ed,E} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \frac{170.9}{\sin 42.5^\circ} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

$$N_{d,Ed,E} = 578.67 \text{ kN}$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{d,Ed,E} \cong 2.06 \times 68.4 \times \frac{4 \cos 42.51^\circ}{3 \times 1.0 + 4 \cos 42.51^\circ} = 2.06 \times 68.4 \times 0.496 =$$

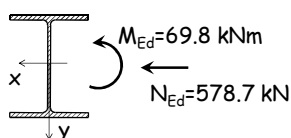
$$M_{d,Ed,E} = 69.8 \text{ kNm}$$

Se $I_t / I_d \approx 1.0$

28/58

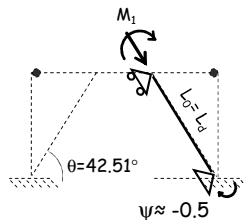
Progetto dei Controventi

Asta presso-inflessa



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,x}} + k_{xx} \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$



La verifica di resistenza in presenza di M ed N è generalmente meno condizionante

29/58

Progetto dei Controventi

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	I_t / I_d	$N_{b,Rd}(Y)$ (kN)	$N_{b,Rd}(X)$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	308.62	35.28	HEB 140	1.11	380.66	559.71	41.85
7	578.67	69.78	HEB 180	1.00	1174.73	973.92	73.47
6	810.14	80.60	HEB 200	1.42	1460.27	1248.62	87.27
5	1003.03	66.58	HEB 200	2.62	1460.27	1285.07	69.32
4	1157.34	82.24	HEB 220	2.38	1756.06	1557.65	90.12
3	1273.08	74.36	HEB 220	3.11	1756.06	1576.54	78.26
2	1350.23	86.77	HEB 240	2.74	2094.10	1901.18	114.76
1	1388.81	89.25	HEB 240	2.74	2094.10	1895.69	110.43

30/58

Progetto dei Controventi

Piano	$N_{d,Ed,E}$ (kN)	$M_{d,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd(X)}$ (kN)	Ver St.	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver Res.
8	308.62	35.28	HEB 140	559.71	0.55	41.85	0.84
7	578.67	69.78	HEB 180	973.92	0.59	73.47	0.95
6	810.14	80.60	HEB 200	1248.62	0.65	87.27	0.92
5	1003.03	66.58	HEB 200	1285.07	0.78	69.32	0.97
4	1157.34	82.24	HEB 220	1557.65	0.74	90.12	0.94
3	1273.08	74.36	HEB 220	1576.54	0.81	78.26	0.97
2	1350.23	86.77	HEB 240	1901.18	0.71	114.76	0.84
1	1388.81	89.25	HEB 240	1895.69	0.73	110.43	0.88

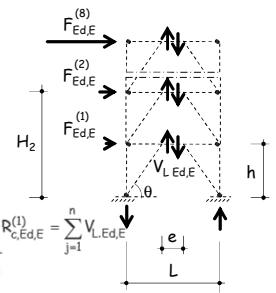
31/58

Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

$$N_{t,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Ed} \Omega \frac{V_{L,Ed,E}}{\tan \theta} \left(1 + \frac{e}{L - e} \right)$$

Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{t,Ed,E} = 1.1 \gamma_{Ed} \Omega M_{L,Ed,E} \frac{\beta_t EI_t / L_t}{\beta_t EI_t / L_t + \beta_d EI_d / L_d}$$



Non moltiplico per γ_{Rd} perché trave esterna al link e link sono realizzati mediante un unico profilato

58

Calcolo delle sollecitazioni sulle Travi Esterne al Link

$$N_{t,Ed,E} = 1.1 \times 1.56 \frac{170.9}{\tan 42.5^\circ} \left(1 + \frac{0.8}{7.2} \right)$$

$$N_{t,Ed,E} = 355.5 \text{ kN da normativa}$$

$$X 1.2 = 426.6$$

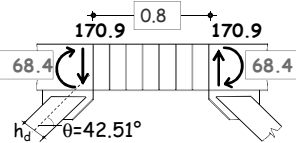
Ripartendo il momento flettente all'estremità del link tra trave esterna al link e controvento si ha

$$M_{t,Ed,E} \approx 1.1 \times 1.56 \times M_{L,Ed,E} \frac{3I_t/I_d}{3I_t/I_d + 4 \cos \theta}$$

$$M_{t,Ed,E} \approx 1.72 \times 68.4 \frac{3 \times 1.0}{3 \times 1.0 + 4 \cos 42.51^\circ}$$

$$M_{t,Ed,E} \approx 59.2 \text{ kNm da normativa}$$

$$X 1.2 = 71.0$$



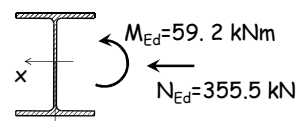
I_t/I_d è noto:

Al piano 7:
Profilo Link HEB 180
Profilo Diagonale HEB 180
 $I_t/I_d = 1.00$

33/58

Verifica delle Travi Esterne al Link

Profilo HEB 180



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,x}} + k_{xx} \frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} \leq 1$$

La verifica non è condizionante in presenza di link corti

34/58

Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{t,Ed,E}$ (kN)	$M_{t,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd(Y)}$ (kN)	$N_{b,Rd(X)}$ (kN)	$M_{N,Rd}$ (kNm)
8	189.6	33.2	HEA 160	488.2	361.8	49.2
7	355.5	59.2	HEB 180	931.7	716.9	92.0
6	497.7	97.1	HEB 220	1493.7	1175.3	157.7
5	616.2	147.8	HEB 260	2109.1	1664.4	249.2
4	710.9	166.1	HEB 280	2410.6	1934.4	294.7
3	782.0	196.1	HEB 300	2802.0	2256.0	362.9
2	829.4	201.4	HEB 320	3029.9	2547.6	420.4
1	853.1	207.2	HEB 320	3029.9	2534.0	416.8

35/58

Verifica delle Travi Esterne al Link

Piano	$N_{t,Ed,E}$ (kN)	$M_{t,Ed,E}$ (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd(X)}$ (kN)	Ver. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Ver. Resist.
8	189.6	33.2	HEA 160	361.8	0.52	49.2	0.67
7	355.5	59.2	HEB 180	716.9	0.50	92.0	0.64
6	497.7	97.1	HEB 220	1175.3	0.42	157.7	0.62
5	616.2	147.8	HEB 260	1664.4	0.37	249.2	0.59
4	710.9	166.1	HEB 280	1934.4	0.37	294.7	0.56
3	782.0	196.1	HEB 300	2256.0	0.35	362.9	0.54
2	829.4	201.4	HEB 320	2547.6	0.33	420.4	0.48
1	853.1	207.2	HEB 320	2534.0	0.34	416.8	0.50

36/58

Considerazioni sulla verifica della Trave Esterna al Link

Le sollecitazioni flettenti sulla trave esterna al link sono notevoli nel caso di link lunghi

Se la verifica della trave esterna al link non è soddisfatta non si hanno benefici incrementando la sua sezione trasversale perché aumenterebbe anche $M_{L,Ed}$

$$M_{t,Ed,E} \cong 1.1 \Omega M_{L,Ed,E} \frac{3I_t/I_d}{3I_t/I_d + 4 \cos \theta}$$

È possibile incrementare la sezione dei controventi per ridurre il rapporto I_t/I_d

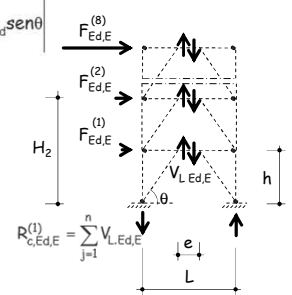
37/58

Calcolo delle sollecitazioni sulle Colonne

$$N_{c,Ed}^{(i)} = N_{c,Ed,E}^{(i)} + 1.1 \gamma_{Rd} \Omega \sum_{j=1}^n V_{L,Ed,E}^{(j)} - N_{d,Ed}^{(i)} \sin \theta$$

Una stima affidabile dei momenti nelle colonne è complessa.

In fase di progetto si può ridurre la resistenza delle colonne del 10% per tener conto dell'influenza dei momenti flettenti.

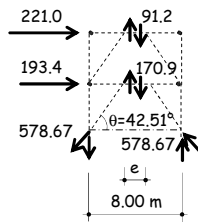


38/58

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta all'Azione Sismica

Equilibrio alla traslazione verticale: Piano 7

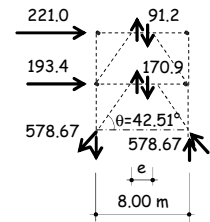
$$N_{c,Ed}^{(i)} = 1.1 \times 1.2 \times 1.56 \times (91.2 + 170.9) - 578.67 \times \sin 42.51^\circ = 148.6 \text{ kN}$$



39/58

Calcolo delle sollecitazioni sulle Colonne Aliquota dovuta all'Azione Sismica

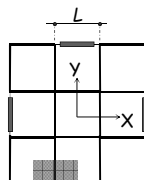
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)
8	20.9
7	148.6
6	484.9
5	964.5
4	1564.1
3	2260.1
2	3029.1
1	3847.7



40/58

Calcolo degli Sforzi Normali sulle Colonne Aliquota dovuta ai Carichi Gravitazionali

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)
8	20.9	160
7	148.6	320
6	484.9	480
5	964.5	640
4	1564.1	800
3	2260.1	960
2	3029.1	1120
1	3847.7	1280



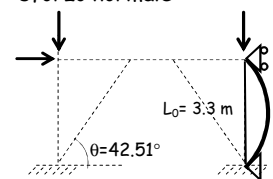
$$N_{c,Ed}^{(8)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (8\text{m} \times 4\text{m}) = 160 \text{ kN}$$

41/58

Progetto delle Colonne

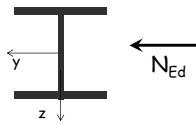
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
8	20.9	160	180.9
7	148.6	320	468.6
6	484.9	480	964.9
5	964.5	640	1604.5
4	1564.1	800	2364.1
3	2260.1	960	3220.1
2	3029.1	1120	4149.1
1	3847.7	1280	5127.7

La colonna è soggetta prevalentemente a sforzo normale



42/58

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = -1604.5 \text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

⇒ Sezione HEB 240

A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)
106	3923	6.08

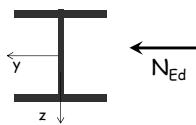
43/58

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità intorno all'asse	Curva	
Sezioni laminate		$t_f \leq 40$ [mm]	y-y	a	a ₀
		$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y-y	b	a
		$t_f \leq 100$ [mm]	z-z	c	a
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	c	a
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	d	c
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	d	c
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	d	c
		$t_f < 100$ [mm]	z-z	d	c

44/58

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = -1604.5 \text{ kN}$
Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
(uguale nei due piani)

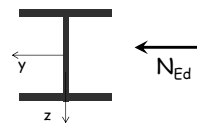
⇒ Sezione HEB 240

A (cm ²)	I_{min} (cm ⁴)	ρ_{min} (cm)	Curva
106	3923	6.08	C

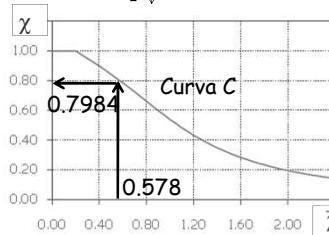
Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{6.08} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{54.276}{93.9} = 0.578$

45/58

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 5)



$N_{Ed} = -1604.5 \text{ kN}$
Acciaio S235
Sezione HEB 240
A = 106.0 cm²



$N_{b,Rd} = 0.798 \frac{106.0 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$
 $N_{b,Rd} = 1894.4 \text{ kN}$

Per tener conto del momento trascurato in fase di progetto

$N_{b,Rd(M)} = 0.9 \times 1894.4 \text{ kN}$

$N_{b,Rd(M)} = 1705.0 \text{ kN}$

46/53

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$0.9 N_{b,Rd}$ (kN)	Verifica
8	180.9				
7	468.6				
6	964.9				
5	1604.5	HEB 240	S235	1705.0	0.94
4	2364.1				
3	3220.1				
2	4149.1				
1	5127.7				

47/58

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$0.9 N_{b,Rd}$ (kN)	Verifica
8	180.9	HEA 180	S235	617.0	0.29
7	468.6	HEA 180	S235	617.0	0.76
6	964.9	HEB 240	S235	1705.0	0.57
5	1604.5	HEB 240	S235	1705.0	0.94
4	2364.1	HEB 340	S275	3384.9	0.70
3	3220.1	HEB 340	S275	3384.9	0.95
2	4149.1	HEB 450	S355	5588.7	0.74
1	5127.7	HEB 450	S355	5588.7	0.92

48/58

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare (analisi modale) il periodo fondamentale della struttura progettata



Cambiano taglio e momento flettente di progetto sui link



Le sezioni di diagonali e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design,

Le sezioni delle travi esterne al link devono essere riverificate

49/58

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s Sezioni dei Link

Piano	V_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{p,Rd}$ (kNm)	Tipo	Ω
8	93.4	37.7	HEA 160	110.9	46.1	interm	1.836
7	146.5	69.9	HEB 180	182.3	93.6	corto	1.867
6	183.7	74.7	HEB 200	215.1	124.2	corto	1.756
5	211.4	87.0	HEB 220	250.4	160.7	corto	1.777
4	240.7	99.7	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.796
3	264.7	109.9	HEB 240	288.2	203.6	corto	1.633
2	286.9	119.0	HEB 260	313.3	246.9	corto	1.638
1	306.2	128.8	HEB 280	355.5	295.5	corto	1.742

50/58

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s Sezioni dei Controventi

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ sono amplificati di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.633$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	327.69	37.26	HEB 140	553.11	0.59	40.63	0.92
7	515.40	49.18	HEB 160	768.66	0.67	51.67	0.95
6	645.70	62.36	HEB 180	994.86	0.65	67.89	0.92
5	744.89	57.74	HEB 180	1007.96	0.74	59.64	0.97
4	847.55	67.54	HEB 200	1282.57	0.66	83.79	0.81
3	932.68	74.42	HEB 200	1264.67	0.74	75.87	0.98
2	1012.30	67.17	HEB 200	1283.52	0.79	68.46	0.98
1	1081.57	57.65	HEB 200	1308.35	0.83	62.01	0.93

51/58

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ sono amplificati di $1.1 \gamma_{Rd} \Omega = 1.1 \times 1.2 \times 1.633$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità
8	171.9	5.1	HEA 180	S235	657.9	0.26
7	506.1	11.1	HEA 180	S235	625.9	0.81
6	978.8	17.9	HEB 240	S235	1817.4	0.54
5	1519.6	16.7	HEB 240	S235	1822.6	0.83
4	2086.2	24.5	HEB 280	S275	2739.3	0.76
3	2704.8	18.0	HEB 280	S275	2763.1	0.98
2	3338.8	31.5	HEB 400	S275	4465.2	0.75
1	3995.7	45.0	HEB 400	S275	4429.9	0.90

52/58

Iterazioni successive $T_1=1.321$ s Sezioni delle Travi Esterne al Link

$N_{Ed,E}$ $M_{Ed,E}$ sono amplificati di $1.1 \Omega = 1.1 \times 1.633$

Piano	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kNm)	Profilo	$N_{b,Rd}$ (M) (kN)	Verif. Stabilità	$M_{N,Rd}$ (kNm)	Verif. Resist.
8	207.2	36.5	HEA 160	349.8	0.59	48.0	0.76
7	324.4	66.1	HEB 180	692.8	0.47	94.6	0.70
6	406.4	81.8	HEB 200	922.3	0.44	124.8	0.66
5	466.5	106.9	HEB 220	1144.1	0.41	160.9	0.66
4	530.5	121.0	HEB 240	1446.3	0.37	206.8	0.59
3	583.9	133.5	HEB 240	1386.7	0.42	200.8	0.66
2	631.7	155.4	HEB 260	1622.8	0.39	247.3	0.63
1	671.8	179.5	HEB 280	1865.7	0.36	299.9	0.60

53/58

Non Linearità Geometriche

Piano	P (kN)	V_{Ed} (kN)	$d_{rs} \times q$ (mm)	θ
8	1440	208.3	45.13	0.09
7	2880	316.5	42.04	0.12
6	4320	385.9	39.47	0.13
5	5760	442.7	36.81	0.15
4	7200	499.5	31.66	0.14
3	8640	559.4	29.32	0.14
2	10080	610.6	25.83	0.13
1	11520	643.2	21.58	0.12

si è tenuto conto degli effetti P- Δ incrementando le sollecitazioni sismiche di $1/(1-\theta)$

54/58

Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a dei valori limite.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni -

55/58

Criteri di Verifiche SLE

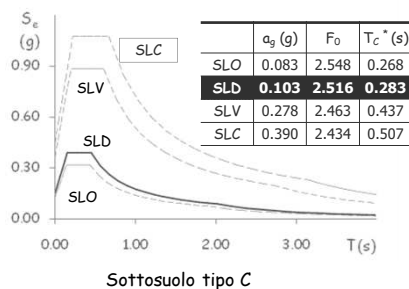
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

SITUAZIONE PROGETTUALE		VERIFICA
1	tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$
2	tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni -

56/58

Criteri di Verifiche SLE



57/58

Criteri di Verifiche SLE

Si e' assunto
uno spostamento relativo limite

$$d_{lim} = 0.005 h_p = 16.50 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d_{lim} (mm)
8	16.26	16.50
7	14.62	16.50
6	13.36	16.50
5	12.24	16.50
4	10.46	16.50
3	9.79	16.50
2	8.82	16.50
1	7.58	16.50

58/58

FINE

Corso di aggiornamento
Progetto di edifici antisismici
con struttura controventata in acciaio

Telai con controventi ad instabilità impedita

7 - I controventi ad instabilità impedita

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

La ricerca sperimentale

Sviluppo di dispositivi e tipologie strutturali per la protezione sismica degli edifici:

- Definizione del principio di funzionamento
- Vantaggi offerti rispetto alle tipologie strutturali tradizionali
- Determinazione della capacità
- Studio del comportamento ciclico e monotono
- Definizione di modelli numerici

2/76

Impatto scientifico socio/economico

L'applicazione delle nuove tecnologie per la protezione sismica degli edifici può:

- ridurre la probabilità di collasso in occorrenza di eventi sismici severi
- ridurre il danno agli elementi strutturali e non strutturali in occorrenza di eventi sismici moderati
- consentire la sostituibilità degli elementi dedicati a dissipare energia durante il sisma

Promuove una società più resiliente

3/76

Chi può promuovere l'impiego delle nuove tecnologie?



Siete voi!
I progettisti

4/76

Scelta della tipologia strutturale



- Destinazione d'uso
- Vincoli architettonici
- Funzionalità
- Dimensioni



Quale struttura usare?

5/76

Scelta della tipologia strutturale

Metodi di progetto
chiari, normativa,
esperienza.



Progetto
Moda
Rapporto
Costo/benefici



No prescrizioni di
normativa, nessuna
idea su come
procedere.



Strutture
tradizionali

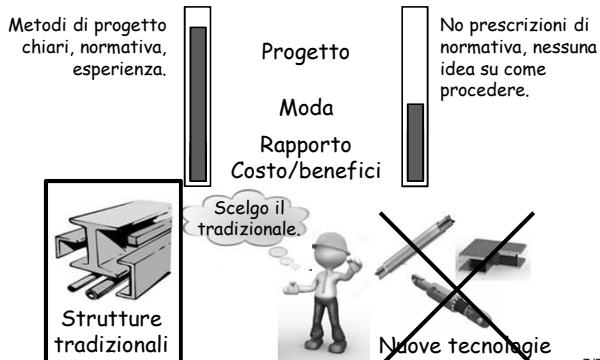
Uhm?



Nuove tecnologie

6/76

Scelta della tipologia strutturale



7/76

Vantaggi dei controventi ad instabilità impedita (Buckling Restrained Braces, BRB)

Assenza di instabilità

- Uguale comportamento a trazione e compressione
- Risposta ciclica e monotona facili da prevedere

Comportamento inelastico eccellente

- Elevata duttilità disponibile
- Comportamento ciclico stabile e altamente dissipativo

8/76

Vantaggi dei controventi ad instabilità impedita (Buckling Restrained Braces, BRB)

Sono stati studiati in maniera estesa ed approfondita

Alcuni studi sui BRB:

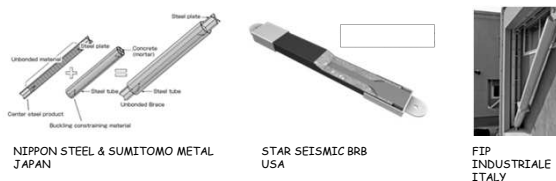
- Black CJ, Makris N, Aiken ID., Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2002.
- Merritt S, Uang CM, Benzoni G. Subassemblage Testing of Star Seismic Buckling Restrained Braces. Structural Systems Research Project, Report No. TR-2003/04, University of California, San Diego, 2003.
- Takeuchi T, Ozaki H, Matsui R, Sutcu F. Out-of-plane stability of buckling-restrained braces including moment transfer capacity. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2014; 43: 851-869.
- Uang CM, Nakashima M, Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance Based Engineering, CRC Press LLC, 2004.
- Etc...

Le proprietà e le limitazioni dei BRB oggi sono ben note

9/76

Vantaggi dei controventi ad instabilità impedita (Buckling Restrained Braces, BRB)

Molte aziende hanno sviluppato il proprio BRB ...



Sono facilmente reperibili nel mercato

10/76

La situazione normativa

La normativa vigente in Italia ed in Europa non fornisce indicazioni sul progetto dei telai in acciaio con BRB



L'uso di BRB in Italia ed in Europa è molto limitato

11/76

Scopo della ricerca

Sviluppo di un metodo di progetto di telai in acciaio con BRB coerente con la normativa e la pratica progettuale in Italia ed in Europa :

- Telai con collegamenti trave-colonna a cerniera
- Forze sismiche ridotte mediante fattore di struttura per tener conto della duttilità
- Progetto delle membrature non dissipative mediante criterio di gerarchia delle resistenze
- Calibrato per garantire i livelli prestazionali richiesti dalla normativa italiana ed europea

12/76

Il metodo di progetto

Earthquake Engineering and Structural Dynamics
 EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS
 Earthquake Engng Struct Dyn 2012; 41:2253–2263
 Published online 29 October 2012 in Wiley Online Library (wileyonlinelibrary.com) DOI: 10.1002/eqe.2259

Design method and behavior factor for steel frames with buckling restrained braces

Melina Bosco^a and Eduardo M. Marino

^a Department of Civil and Environmental Engineering, University of Catania, Via A. Doria, 6, 95125 Catania, Italy

SUMMARY

Buckling restrained braces (BRBs) are very effective in dissipating energy through stable tension-compression hysteretic cycles and have been successfully experimented in the seismic protection of buildings. Their behavior has been studied extensively in the last decades and today the level of performance guaranteed by those devices and the technology of construction that have to be followed to optimize their behavior are well known. Furthermore, several companies in the world have developed their own BRBs and are now producing them. In spite of this, many seismic codes (for instance, the EuroCode 8) do not stipulate provisions for the design and construction of earthquake-resistant structures equipped with BRBs. This discourages the structural engineering community from using those devices and certainly limits their use in structural applications. In this paper a procedure for the seismic design of steel frames equipped with BRBs is proposed. Furthermore, the paper presents a numerical investigation aimed at validating this design procedure and proposing the value of the behavior factor q that should be used for this structural type. To this end, a set of frames with BRBs is first designed by means of several values of q . Then, the obtained frames are subjected to a set of accelerograms compatible with the elastic response spectrum considered in design. The seismic response of the frames is determined by nonlinear dynamic analysis and inspected in terms of the ductility demand of BRBs and the overall force demand of non-dissipative members (beams and columns). Finally, the largest value of q that leads to acceptable seismic performance of the analyzed frame is assessed as design value. The value of q is given in the paper as a continuous function of the assumed ductility capacity of the BRBs. Copyright © 2012 John Wiley & Sons, Ltd.

Received 8 June 2012; Revised 1 October 2012; Accepted 3 October 2012

KEY WORDS BRB; chevron braced frame; steel structure; behavior factor; seismic code

13/76

Il metodo di progetto

Contents lists available at ScienceDirect
 Journal of Constructional Steel Research

Design of steel frames equipped with BRBs in the framework of Eurocode 8

M. Bosco^a, E.M. Marino^{b,*}, P.P. Rossi^b

^a Department of Building, Civil and Environmental Engineering, Concordia University, 1455 de Maisonneuve Blvd. West, Montreal, Quebec, Canada

^b Department of Civil Engineering and Architecture, University of Catania, V.le A. Doria, 6, 95125 Catania, Italy

ARTICLE INFO

Article history:
 Received 8 February 2012
 Received in revised form 24 April 2012
 Accepted 7 May 2012
 Available online 10 May 2012

Keywords:
 BRB
 Steel structure
 Behavior factor
 Seismic design
 Eurocode 8

ABSTRACT

Buckling restrained braces (BRBs) have been investigated extensively by means of experimental tests and their large ductility has been pointed out by many studies. Nevertheless, Eurocode 8 (EC8) does not provide any rules for the design of steel frames with BRBs. For this reason, a design procedure for steel frames equipped with BRBs is proposed in this paper. The proposed design procedure is obtained by modifying the rules stipulated in EC8 for steel chevron braced frames. As a consequence, the obtained design procedure is consistent with the framework of EC8. BRBs are designed in terms of ductility and strength based on two parameters: the design seismic drift δ_d and the maximum accepted energy dissipation E_d with a given probability of occurrence, and the behavior factor q , which is a seismic force reduction factor correlated with the expected ductility of the structure. Beams and columns are designed according to capacity design principles derived from those given in EC8 with reference to steel chevron braced frames. The design procedure is applied to a set of multi-story frames with BRBs carrying different values of δ_d and E_d . Their seismic response is evaluated by nonlinear dynamic analysis for two seismic exclusion levels. The BRBs are modeled by a perfect hysteretic model calibrated on the basis of a wide database of experimental data. For each value of δ_d , the highest values of yielding seismic response that does not exceed the Significant Damage and Near Collapse limit states are determined. Then, the suggested behavior factor is given as a function of the design seismic drift.

© 2012 Elsevier Ltd. All rights reserved.

14/76

Indice

- Il controvento ad instabilità impedita
- Formulazione e applicazione del metodo di progetto
- Validazione del metodo di progetto

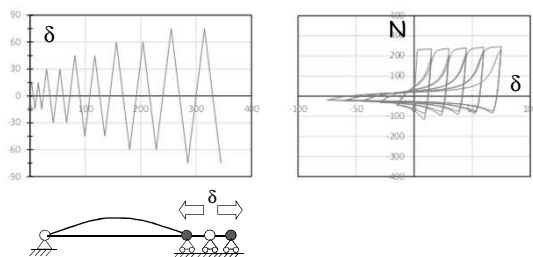
15/76

Il controvento ad instabilità impedita Buckling Restrained Brace, BRB

16/76

Limiti del controvento tradizionale

Perdita di efficacia nel comportamento ciclico, il controvento si allunga plasticamente a trazione e non recupera

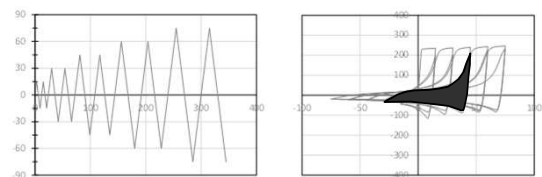


17/76

Limiti del controvento tradizionale

Perdita di efficacia nel comportamento ciclico, il controvento si allunga plasticamente a trazione e non recupera

Ridotta capacità dissipativa, l'area racchiusa dal ciclo è piccola



18/76

Limiti del controvento tradizionale

Perdita di efficacia nel comportamento ciclico, il controvento si allunga plasticamente a trazione e non recupera

Ridotta capacità dissipativa, l'area racchiusa dal ciclo è piccola

Localizzazione del danno



19/76

Limiti del controvento tradizionale

Perdita di efficacia nel comportamento ciclico, il controvento si allunga plasticamente a trazione e non recupera

Ridotta capacità dissipativa, l'area racchiusa dal ciclo è piccola

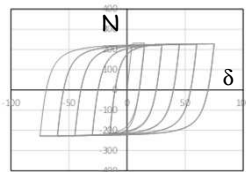
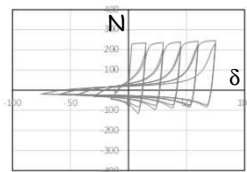
Localizzazione del danno

Tutto a causa dell'instabilità

20/76

Instabilità impedita

Il controvento si plasticizza anche a compressione, la deformazione plastica è recuperata ogni volta che si inverte la forza

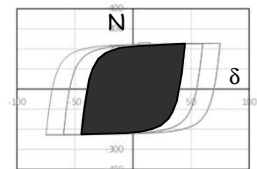
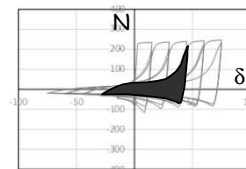


21/76

Instabilità impedita

Il controvento si plasticizza anche a compressione, la deformazione plastica è recuperata ogni volta che si inverte la forza

Elevata capacità dissipativa, l'area racchiusa dal ciclo è più grande



22/76

Instabilità impedita

Il controvento si plasticizza anche a compressione, la deformazione plastica è recuperata ogni volta che si inverte la forza

Elevata capacità dissipativa, l'area racchiusa dal ciclo è più grande

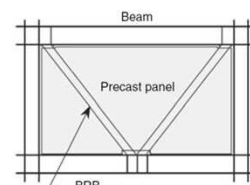
La plasticizzazione diffusa ritarda la frattura del controvento

23/76

Il controvento ad instabilità impedita (Buckling Restrained Brace, BRB)

La soluzione di Wakabayashi et al. 1973

- Piatti d'acciaio (controventi)
- Pannelli sandwich prefabbricati in c.a. (evitano l'instabilità)

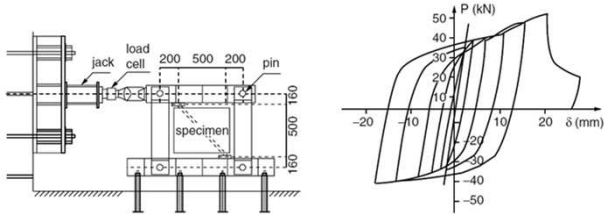


24/76

Il controvento ad instabilità impedita (Buckling Restrained Brace, BRB)

La soluzione di Wakabayashi et al. 1973

- Piatti d'acciaio (controventi)
- Pannelli sandwich prefabbricati in c.a. (evitano l'instabilità)

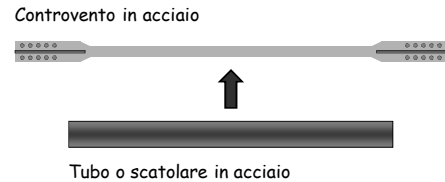


25/76

Il controvento ad instabilità impedita (Buckling Restrained Brace, BRB)

Unbounded brace, Wada et al. 1988 (Nippon Steel)

- Controvento in acciaio
- Tubo o scatolare in acciaio

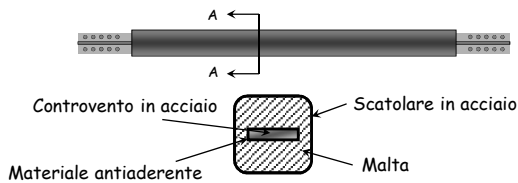


26/76

Il controvento ad instabilità impedita (Buckling Restrained Brace, BRB)

Unbounded brace, Wada et al. 1988 (Nippon Steel)

- Controvento in acciaio
- Tubo o scatolare in acciaio + malta
- Materiale antiaderente

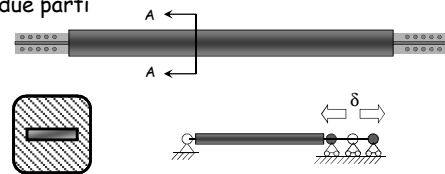


27/76

Il controvento ad instabilità impedita (Buckling Restrained Brace, BRB)

Unbounded brace, Wada et al. 1988 (Nippon Steel)

- Controvento in acciaio, nucleo dissipativo
- Tubo o scatolare in acciaio + malta, evita l'instabilità (meccanismo di confinamento)
- Materiale antiaderente, rende indipendenti le due parti



28/76

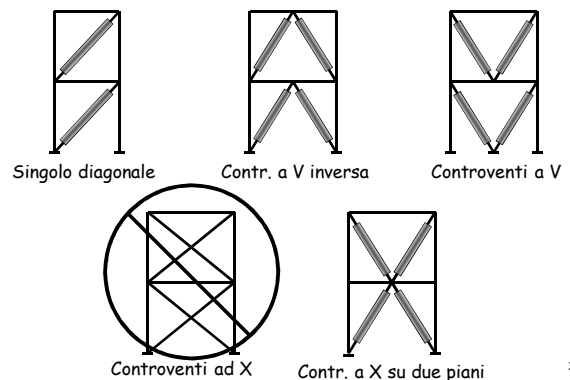
Unbounded brace, Nippon Steel and Sumikin

「アンボンドブレース」は、軸力を負担する中心鋼材を鋼管とモルタルで拘束し、座屈せずに安定的に塑性化するブレースです。中心鋼材とモルタルの間には特殊な緩衝材（アンボンド材）を用いているため、座屈拘束材（鋼管とモルタル）には軸力が加わらないようになっています。この組み合わせにより、軸方向の引張・圧縮ともに、同様の安定した履歴特性をもつ、耐震ダンパー・制震部材としてご利用いただけます。



29/76

Possibili configurazioni



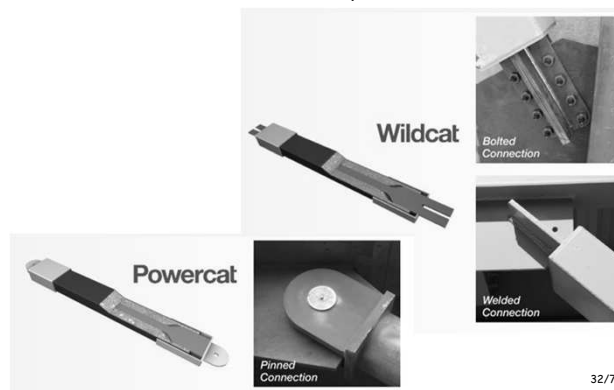
30/76

Unbounded brace



31/76

Wildcat e Powercat, Star Seismic



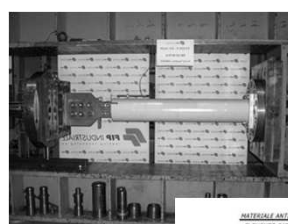
32/76

Il Powercat della Star Seismic

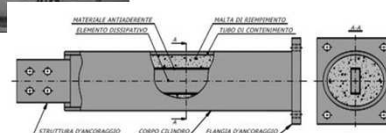


33/76

BRAD, FIP industriale Buckling Restrained Axial Damper

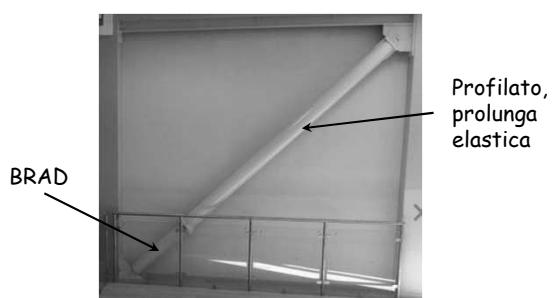


Usati perlopiù negli
interventi di adeguamento
sismico



34/76

Istallazione del BRAD



35/76

Adeguamento sismico mediante BRB



36/76

Adeguamento sismico mediante BRB



- Facciata integrata:
- Telaio in acciaio con BRB per l'adeguamento sismico
 - Schermatura solare con lamelle orientabili per efficientamento energetico

37/76

Valutazione della forza di snervamento

Il nucleo dissipativo raggiunge lo snervamento perché ha sezione trasversale più piccola delle altre parti:

$$N_{pl} = A_c f_y$$

A_c = area sezione trasversale nucleo dissipativo

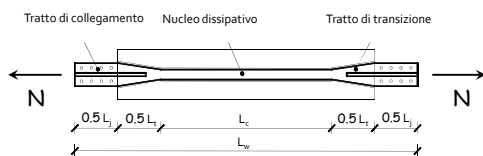


38/76

Rigidezza assiale

Si misura l'allungamento δ provocato da N si calcola la rigidezza:

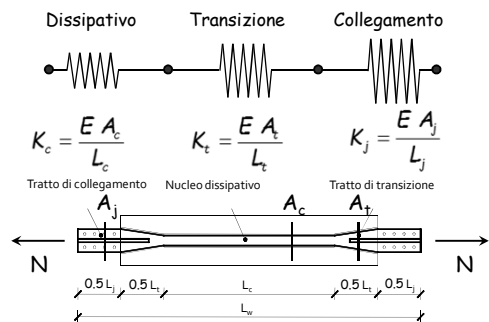
$$K_{BRB} = \frac{N}{\delta}$$



39/76

Rigidezza assiale

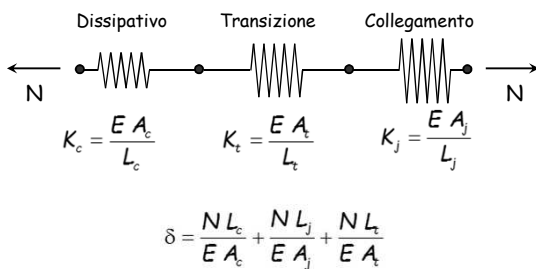
Si comporta come tre molle connesse in serie:



40/76

Rigidezza assiale

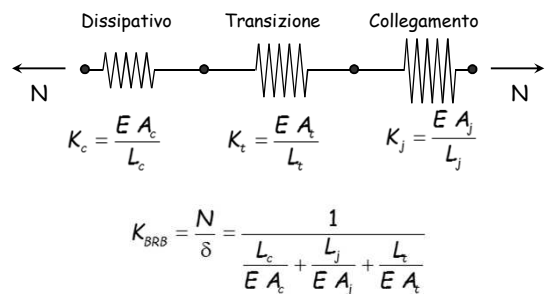
Si comporta come tre molle connesse in serie:



41/76

Rigidezza assiale

Si comporta come tre molle connesse in serie:

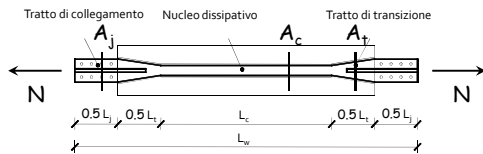


42/76

Rigidezza assiale

... che può scriversi come:

$$K_{BRB} = \frac{E}{L_w} \times \frac{A_c}{\frac{L_c}{L_w} + \frac{A_c L_j}{A_j L_w} + \frac{A_c L_t}{A_t L_w}}$$

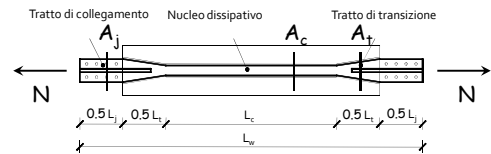


43/76

Rigidezza assiale

... che può scriversi come:

$$K_{BRB} = \frac{E A_{eq}}{L_w} \quad \text{con} \quad A_{eq} = \frac{A_c}{\frac{L_c}{L_w} + \frac{A_c L_j}{A_j L_w} + \frac{A_c L_t}{A_t L_w}}$$



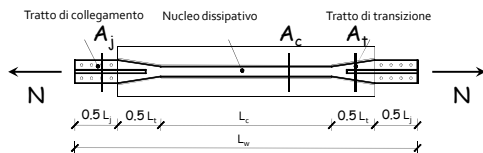
44/76

Allungamento allo snervamento

... che può scriversi come:

$$\delta_y = \frac{N_{pl}}{K_{BRB}} = \frac{A_c f_y L_w}{E A_{eq}} \quad \dots \text{oppure} \dots$$

$$\delta_y = \frac{N_{pl}}{K_{BRB}} = \frac{f_y L_w}{E} \times \left(L_c + \frac{A_c L_j}{A_j} + \frac{A_c L_t}{A_t} \right)$$



45/76

Riepilogo delle proprietà del BRB (1)

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_c f_y}{\gamma_{MO}}$$

Resistenza plastica

$$K_{BRB} = \frac{E A_{eq}}{L_w}$$

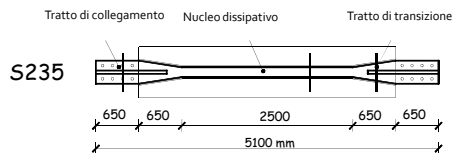
Rigidezza assiale

$$\text{con} \quad A_{eq} = \frac{A_c}{\frac{L_c}{L_w} + \frac{A_c L_j}{A_j L_w} + \frac{A_c L_t}{A_t L_w}}$$

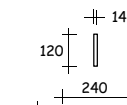
$$\delta_y = \frac{N_{pl,Rd}}{K_{BRB}} = \frac{A_c f_y L_w}{E A_{eq} \gamma_{MO}} \quad \text{Allungamento allo snervamento}$$

46/76

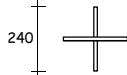
Applicazione numerica



Nucleo dissipativo:



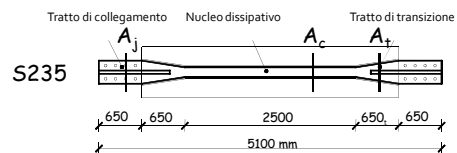
Collegamento:



Transizione: cruciforme, varia tra 120 e 240

47/76

Applicazione numerica



$$A_c = 120 \times 14 = 1680 \text{ mm}^2$$

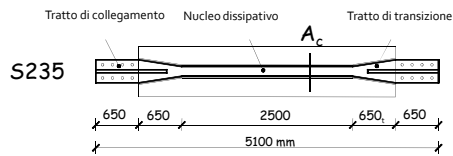
$$A_j = 240 \times 14 + (240 - 14) \times 14 = 6524 \text{ mm}^2$$

$$A_{t,min} = 120 \times 14 + (120 - 14) \times 14 = 3164 \text{ mm}^2 \quad A_{t,max} = A_j$$

$$A_t = \frac{6524 + 3164}{2} = 4844 \text{ mm}^2$$

48/76

Resistenza plastica



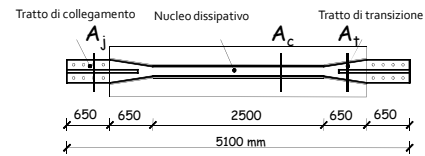
Dati:

$$A_c = 1680 \text{ mm}^2 \quad f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_c f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1680 \times 235}{1.05 \times 10^3} = 376.0 \text{ kN}$$

49/76

Rigidezza assiale



Dati:

$$\begin{aligned} L_c &= 2500 \text{ mm} & A_c &= 1680 \text{ mm}^2 \\ L_t &= 1300 \text{ mm} & A_t &= 4844 \text{ mm}^2 \\ L_j &= 1300 \text{ mm} & A_j &= 6524 \text{ mm}^2 \\ L_w &= 5100 \text{ mm} \end{aligned}$$

50/76

Prima calcolo l'area equivalente ...

Dati:

$$\begin{aligned} L_c &= 2500 \text{ mm} & A_c &= 1680 \text{ mm}^2 \\ L_t &= 1300 \text{ mm} & A_t &= 3164 \text{ mm}^2 \\ L_j &= 1300 \text{ mm} & A_j &= 6524 \text{ mm}^2 \\ L_w &= 5100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{eq} = \frac{A_c}{\frac{L_c}{L_w} + \frac{A_c L_j}{A_j L_w} + \frac{A_c L_t}{L_w A_t}}$$

$$\frac{L_c}{L_w} = \frac{2500}{5100} = 0.490$$

$$\frac{L_j}{L_w} = \frac{1300}{5100} = 0.255 \quad \frac{A_c}{A_j} = \frac{1680}{6524} = 0.258$$

$$\frac{L_t}{L_w} = \frac{1300}{5100} = 0.255 \quad \frac{A_c}{A_t} = \frac{1680}{4844} = 0.347$$

51/76

Prima calcolo l'area equivalente ...

Dati:

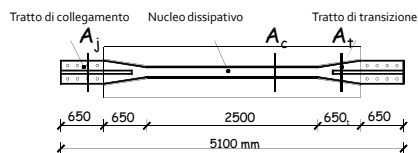
$$\begin{aligned} L_c &= 2500 \text{ mm} & A_c &= 1680 \text{ mm}^2 \\ L_t &= 1300 \text{ mm} & A_t &= 3164 \text{ mm}^2 \\ L_j &= 1300 \text{ mm} & A_j &= 6524 \text{ mm}^2 \\ L_w &= 5100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{eq} = \frac{1680}{0.490 + 0.258 \times 0.255 + 0.347 \times 0.255} = 0.644$$

$$= \frac{1680}{0.644} = 2608.7 \text{ mm}^2$$

52/76

Rigidezza assiale

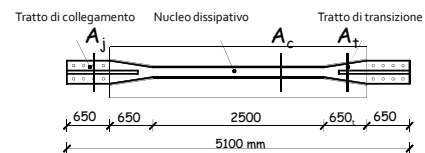


$$A_{eq} = 2608.7 \text{ mm}^2 \quad L_w = 5100 \text{ mm}$$

$$K_{BRB} = \frac{E A_{eq}}{L_w} = \frac{210000 \times 2608.7}{5100 \times 10^3} = 107.4 \text{ kN/mm}$$

53/76

Allungamento allo snervamento



$$\delta_y = \frac{N_{pl,Rd}}{K_{BRB}} = \frac{376}{107.4} = 3.50 \text{ mm}$$

$$K_{BRB} = 107.4 \text{ kN/mm} \quad N_{pl,Rd} = 376.0 \text{ kN}$$

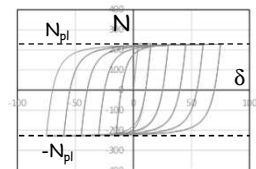
54/76

Comportamento reale dei BRB (Incrudimento isotropo)

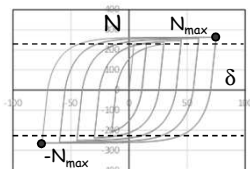
Si manifesta nel BRB caricato ciclicamente:

- Espansione del ciclo
- Lo sforzo normale supera il valore di plasticizzazione ($N_{max} > N_{pl}$)
- Si satura dopo un certo numero di cicli

Senza incrudimento isotropo



Con incrudimento isotropo



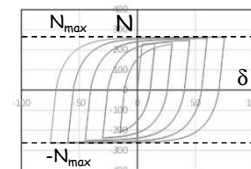
55/76

Comportamento reale dei BRB (Incrudimento cinematico)

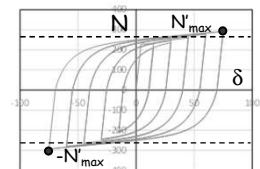
Gli effetti dell'incrudimento cinematico:

- Si sommano a quelli dell'incrudimento isotropo
- Crescono linearmente con la deformazione
- Incrementano ulteriormente lo sforzo normale

Senza incrudimento cinematico



Con incrudimento cinematico

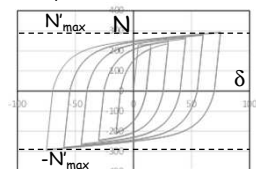


56/76

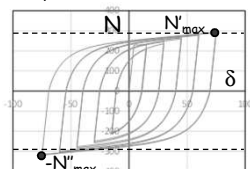
Comportamento reale dei BRB (Comportamento asimmetrico)

Lo sforzo normale di compressione, a parità di deformazione, è maggiore di quello di trazione a causa degli attriti tra nucleo dissipativo e meccanismo di confinamento.

Comportamento simmetrico



Comportamento asimmetrico

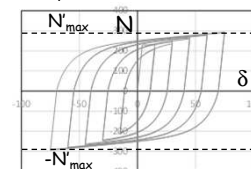


57/76

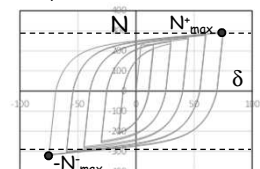
Comportamento reale dei BRB (Comportamento asimmetrico)

Lo sforzo normale di compressione, a parità di deformazione, è maggiore di quello di trazione a causa degli attriti tra nucleo dissipativo e meccanismo di confinamento.

Comportamento simmetrico



Comportamento asimmetrico



58/76

È importante considerare questi fenomeni?

Il BRB trasmette al telaio una forza pari allo sforzo normale.

Questa forza genera delle caratteristiche della sollecitazione nelle travi e nelle colonne.

Se si sottostima lo sforzo normale del BRB, si sottostima anche le caratteristiche della sollecitazione di travi e colonne.

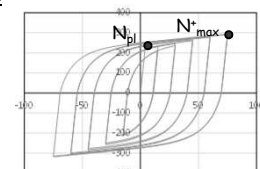
È importante calcolare correttamente N_{max}^+ ed N_{max}^- per poter progettare travi e colonne.

59/76

Valutare l'effetto dell'incrudimento

Se tiene conto attraverso il Fattore di correzione della resistenza a trazione

$$\alpha = \frac{N_{max}^+}{N_{pl}}$$



N_{pl} sforzo normale di plasticizzazione

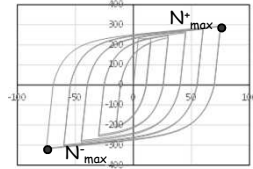
N_{max}^+ sforzo normale di trazione misurato in corrispondenza della massima deformazione sostenibile

60/76

Differenziare comportamento trazione/compressione

Se tiene conto attraverso il Fattore di correzione della resistenza a compressione

$$\beta = \frac{N_{\max}^-}{N_{\max}^+}$$



N_{pl} sforzo normale di plasticizzazione

N_{\max}^- sforzo normale di trazione misurato in corrispondenza della massima deformazione sostenibile

61/76

Quanto valgono ω e β ?

Possono essere forniti dal produttore, ma in fase di progetto bisogna assumere un valore ragionevole

Valori ragionevoli di ω possono essere determinati dai risultati delle prove sperimentali eseguite negli anni

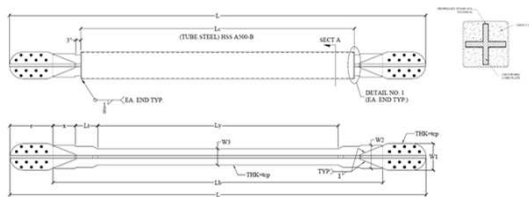


Ad esempio Newell et al. 2006

62/76

Provino 3G, Newell et al. 2006

Tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche sono disponibili



Lunghezze							Caratteristiche meccaniche						
Specimen	L	L _h	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	Specimen	A _g	A _t	E _s	F _y	F _t	A ₅₀
1G, 2G	200	1.9	208	1.9	132	1.2	1G, 2G	12.0	17.4	1.042	432.0	450.0	0.21
3G, 4G	250	1.16	196	1.16	144	1.16	3G, 4G	27.0	37.5	1.042	572.0	610.0	0.24

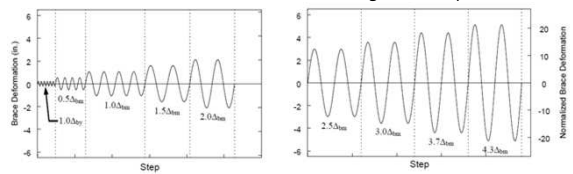
63/76

Provino 3G, Newell et al. 2006

È disponibile il protocollo di carico usato per eseguire la prova (AISC Seismic Provisions, 2005)

Protocollo standard

Cicli a grande ampiezza



Δ_{by} Spostamento di snervamento

Δ_{bm} Spostamento di progetto

Normalized Brace Deformation = Richiesta di duttilità μ

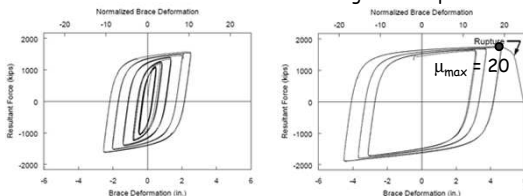
64/76

Provino 3G, Newell et al. 2006

È disponibile il protocollo di carico usato per eseguire la prova

Protocollo standard

Cicli a grande ampiezza



65/76

Calcolo di ω

Dati e risultati sono stati rielaborati per renderli coerenti

Properties of the BRBs tested by Newell et al. (2006).

Test	f_{ys}	A_g	A_t	A_l	L_e	L_w	L_t	L_b	δ^{11}	$\mu = \frac{\delta^{11}}{\delta_y^{11}} = 10.4$
1G, 2G	258.55	77.42	20,203	27,280	3366	6607	1927	1314	5.23	6.1
3G, 4G	258.55	174.20	25,647	41,615	3369	6355	1372	1314	6.10	6.1

Results of the experimental tests by Newell et al. (2006).

Test	14th cycle of the standard loading protocol			Last cycle of the standard loading protocol		
	$N^{(+)}$	$N^{(-)}$	δ^{11}	$N^{(+)}$	$N^{(-)}$	δ^{11}
1G	2873.6	-2909.1	31.0	3260.5	-3442.9	59.7
2G	2806.8	-2855.8	30.7	3193.8	-3420.7	59.2
3G	6236.4	-6289.8	34.3	6948.1	-7206.1	63.5
4G	6303.1	-6205.3	32.8	7046.0	-7166.1	63.0

66/76

Calcolo di β

Dati e risultati sono stati rielaborati per renderli coerenti

Properties of the BRBs tested by Newell et al. (2006).

Test	f_{yk} [MPa]	A_c [mm ²]	A_t [mm ²]	A_l [mm ²]	L_c [mm]	L_w [mm]	L_t [mm]	L_l [mm]	δ_y^{LI} [mm]	$\mu = \frac{\delta_y^{LI}}{\delta_y^{LI}} = \frac{63.5}{6.1} = 10.4$
1G, 2G	258.55	7742	20,203	27,280	3366	6607	1927	1314	5.32	
3G, 4G	258.55	17,420	25,647	41,615	3369	6355	1372	1314	6.10	

Results of the experimental tests by Newell et al. (2006).

Test	14th cycle of the standard loading protocol			Last cycle of the standard loading protocol		
	$N^{(+)}$ [kN]	$N^{(-)}$ [kN]	δ^{LI} [mm]	$N^{(+)}$ [kN]	$N^{(-)}$ [kN]	δ^{LI} [mm]
1G	2873.6	-2909.1	31.0	3260.5	-3442.9	59.7
2G	2806.8	-2855.8	30.7	3193.8	-3420.7	59.2
3G	6236.4	-6289.8	34.3	6948.1	-7206.1	63.5
4G	6303.1	-6205.3	32.8	7046.0	-7166.1	63.0

67/76

Test sperimentali analizzati

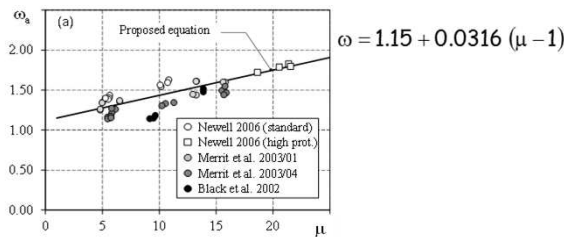
- Black CJ, Makris N, Aiken ID., Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2002, (5 BRB)
- Merritt S, Uang CM, Benzoni G., University of California, San Diego, 2003, (6 BRB)
- Merritt S, Uang CM, Benzoni G., University of California, San Diego, 2003, (8 BRB)
- Newell J, Uang CM, Benzoni G., University of California, San Diego, 2006, (4 BRB)

Per un totale di 23 BRB

68/76

Proposta per il calcolo di ω

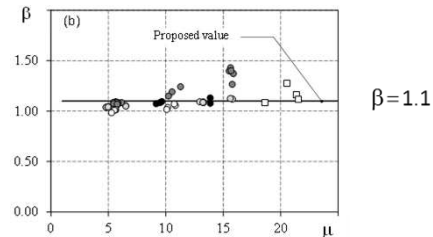
Il fattore ω varia linearmente con la duttilità μ



69/76

Proposta per il calcolo di β

La maggior parte dei valori sono prossimi ad 1.1 indipendentemente da μ



70/76

Duttilità disponibile

La duttilità disponibile è quella massima sopportabile prima della rottura del BRB (μ_{max}). È pari al rapporto tra allungamento (complessivo) δ_{max} corrispondente alla rottura del BRB e allungamento allo snervamento δ_y

$$\mu_{max} = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} = \delta_{max} \frac{E A_{eq}}{A_c f_y L_w}$$

δ_{max} è fornito dal costruttore del BRB

71/76

Riepilogo delle proprietà del BRB (2)

$$\mu_{max} = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} = \delta_{max} \frac{E A_{eq} \gamma_{M0}}{A_c f_y L_w} \quad \text{Duttilità disponibile}$$

$$N_{max}^+ = \omega N_{pl,Rd} \quad \text{Massima forza a trazione}$$

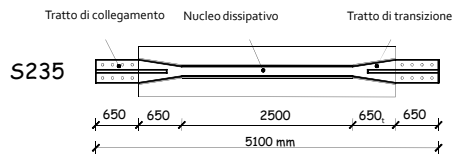
$$\text{con } \omega = 1.15 + 0.0316 (\mu - 1)$$

$$N_{max}^- = \beta \omega N_{pl,Rd} \quad \text{Massima forza a compressione}$$

$$\text{con } \beta = 1.1$$

72/76

Duttibilità disponibile



$$\mu_{\max} = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} = \frac{80}{3.50} = 22.8$$

$$\delta_{\max} = 80 \text{ mm}$$

$$\delta_y = 3.50 \text{ mm}$$

73/76

Massima forza a trazione

$$N_{\max}^+ = \omega N_{pl,Rd} = 1.84 \times 376 = 691.8 \text{ kN}$$

$$\omega = 1.15 + 0.0316 (\mu_{\max} - 1) = 1.15 + 0.0316 (22.8 - 1) = 1.84$$

$$N_{pl,Rd} = 376 \text{ kN}$$

$$\mu_{\max} = 22.8 \quad \dots \text{ e per livelli inferiori di duttilità, ad esempio } \dots$$

$$\mu = 0.75 \times \mu_{\max} = 0.75 \times 22.8 = 17.1$$

$$N_{\max}^+ = \omega N_{pl,Rd} = 1.66 \times 376 = 624.2 \text{ kN}$$

$$\omega = 1.15 + 0.0316 (\mu - 1) = 1.15 + 0.0316 (17.1 - 1) = 1.66$$

74/76

Massima forza a compressione

$$N_{\max}^- = \beta N_{\max}^+$$

$$\text{Per } \mu_{\max} = 22.8$$

$$N_{\max}^+ = 691.8 \text{ kN} \quad N_{\max}^- = 1.1 \times N_{\max}^+ = 761.0 \text{ kN}$$

$$\text{Per } \mu = 0.75 \mu_{\max} = 17.1$$

$$N_{\max}^+ = 624.2 \text{ kN} \quad N_{\max}^- = 1.1 \times N_{\max}^+ = 686.6 \text{ kN}$$

75/76

Telai con controventi ad instabilità impedita

8 - Il progetto del telaio

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

Il metodo di progetto in breve

Definire un metodo di progetto per telai con BRBs coerente con la normativa nazionale ed europea.

Caso dei telai tradizionali

- Si individua l'elemento dissipativo, che va progettato con forze ridotte attraverso q in funzione della duttilità disponibile
- Gli altri elementi sono non dissipativi, devono mantenersi elastici e vanno progettati con i criteri di gerarchia delle resistenze

2/59

Il metodo di progetto in breve

Elemento dissipativo: BRB

q è assegnato in funzione dello "spostamento d'interpiano di progetto" Δ_d

Δ_d è assunto dal progettista ed è una misura della "duttilità disponibile dei BRB" μ_{max}

- $\mu_{max} \approx 2 \Delta_d / \Delta_y$ secondo AISC 2005

3/59

Definizione del fattore di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare dipende dalla duttilità dei controventi ad instabilità impedita adottati

$$q_0 = 425 \Delta_d (\%) - 0.50$$

Δ_d = spostamento di progetto.

Valori compatibili con la duttilità del BRB sono:

$$\Delta_d = 1.0 \% - 2.0 \%$$

$$3.75 < q_0 < 8.00$$

4/59

Il metodo di progetto in breve

Elemento dissipativo: BRB

q è assegnato in funzione dello "spostamento d'interpiano di progetto" $\Delta_d (\Delta_{max}/2)$

Δ_d è assunto dal progettista ed è una misura della "duttilità disponibile dei BRB" μ_{max}

- $\mu_{max} \approx 2 \Delta_d / \Delta_y = \Delta_{max} / \Delta_y$ secondo AISC 2005

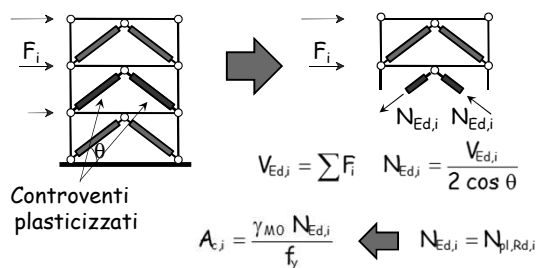
Elementi non dissipativi: Travi e colonne

Vanno progettate con il criterio di gerarchia delle resistenze; derivati da quelli per i telai tradizionali.

5/59

Progetto della resistenza dei controventi

L'area della sezione trasversale del nucleo è determinata imponendo che la resistenza di piano sia in equilibrio con il taglio di piano



Controventi plasticizzati

$$A_{ej} = \frac{\gamma_{M0} N_{Ed,j}}{f_y}$$

$$N_{Ed,j} = N_{pl,Rd,j}$$

6/59

Progetto della resistenza dei controventi

Sovreresistenza del controvento del piano i:

$$\Omega_i = \frac{N_{Ed,i}}{N_{pl,Rd,i}}$$

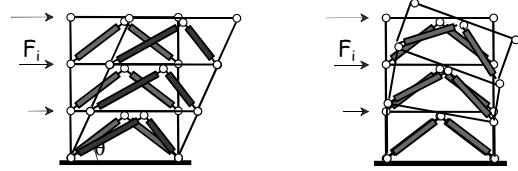
Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura è richiesto che

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25$$

7/59

Progetto della duttilità dei controventi

Lo spostamento di interpiano determina una richiesta di duttilità dei controventi...



... ma non tutto lo spostamento d'interpiano causa allungamento dei controventi

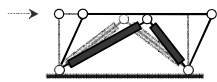
8/59

Progetto della duttilità dei controventi

Fase elastica: Lo spostamento fornito dall'analisi di progetto è somma dei due contributi

$$\Delta u_{el} = \Delta u_y^{BRB} + \Delta u^c$$

Nell'ipotesi di sovreresistenza unitaria:



$$\Delta u_y^{BRB} = \frac{N_{pl,Rd} L_w}{E A_{eq} \cos \theta}$$

$$\Delta u^c = \Delta u_y^{BRB} - \Delta u_{el}$$

9/59

Progetto della duttilità dei controventi

Fase inelastica: Dopo la plasticizzazione dei controventi il contributo deformativo delle colonne diviene trascurabile

$$\Delta u_{pl} = \Delta u_d - \Delta u_{el}$$

Duttilità richiesta:

$$\mu = \frac{\Delta u_{pl} + \Delta u_y^{BRB}}{\Delta u_y^{BRB}} = \frac{\Delta u_d - \Delta u^c}{\Delta u_y^{BRB}}$$

La duttilità che il BRB deve possedere è pari a due volte quella richiesta dallo spostamento di progetto

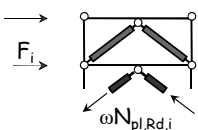
$$\mu_{max} = 2 \mu$$

10/59

Progetto di travi e colonne

Sforzo normale sollecitante:

Le azioni assiali su travi e colonne sono somma di un contributo da carichi verticali e un contributo dovuto all'azione sismica.



$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \frac{1+\beta}{2} \omega^* \Omega_{min} N_{Ed,E}$$

$$\omega N_{pl,Rd,i} \quad \beta \omega N_{pl,Rd,i}$$

11/59

Il coefficiente di sovreresistenza del materiale

γ_{Rd} è il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale. In assenza di valutazioni specifiche:

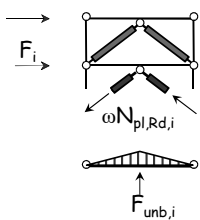
Acciaio	γ_{Rd}
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10
S 420	1.10
S 460	1.10

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.5.1

12/59

Progetto di travi e colonne

Momento flettente sulla trave:
Nasce per effetto della forza verticale squilibrata tra controvento teso e compresso



$$F_{unb,i} = 1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \sin \theta$$

$$M_{Ed,i} = \frac{1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \sin \theta}{4} L$$

13/59

Progetto di travi e colonne

Verifiche di resistenza e stabilità

Travi e colonne in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto devono rispettare la condizione:

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

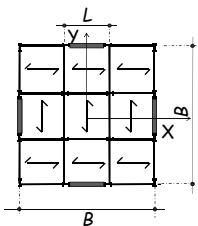
$N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità in presenza il valore di progetto del momento

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale nell'elemento

14/59

L'edificio in esame

pianta



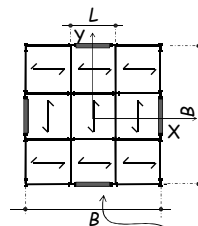
L'edificio è :

- di pianta quadrata ($24 \times 24 \text{ m}^2$) eguale ad ogni piano.
B = 24 m
L = 8 m
- costituito da 4 elevazioni ($h_p = 3.3 \text{ m}$)

15/59

L'edificio in esame

pianta



Collegamenti:

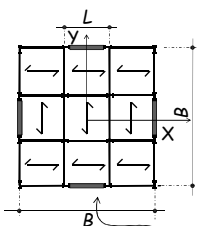
- i controventi sono incernierati alle colonne e alle travi.
- le colonne sono passanti ed incernierate alla base.
- le travi di piano sono incernierate alle estremità.

Telai controventati

16/59

L'edificio in esame

pianta



Carichi e masse di piano

carichi verticali:

$$g_k + \psi_2 q_k = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 5 \times (24 \times 24) / 2 = 1440 \text{ kN}$$

$$M = W/g = 146.79 \text{ kNs}^2/\text{m}$$

Telai controventati

17/59

Lo Spettro di Progetto

Stato limite di salvaguardia della vita umana

Dato	Valore	
a_g	0.205	g
F_0	2.470	
T_c^*	0.355	s
ξ	0.05	---

Dato	Valore	
S_s	1.40	---
S_T	1.00	---
S	1.40	---
C_c	1.478	---
T_B	0.175	s
T_C	0.525	s
T_D	2.420	s

Località: Catania

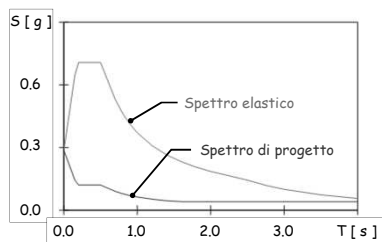
Periodo di riferimento della costruzione: 50 anni

Suolo: C

Categoria Topografica: T1

18/59

Spettro Elastico e di Progetto



Assumo $\Delta_d (\%) = 1.5\%$

$$q_0 = 425 \times 1.5/100 - 0.50 = 5.875$$

19/59

1ª Iterazione: Calcolo del Periodo Fondamentale di Vibrazione

In assenza di calcoli più dettagliati: $T_1 = C_1 \times H^{3/4}$

- Si può assumere il valore di C_1 per edifici controventati $C_1 = 0.050$ ➡

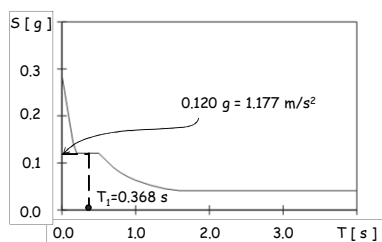
- $H = h_p \times 4 = 3.30 \times 4 = 13.20 \text{ m}$

$$T_1 = 0.050 \times 13.20^{3/4} = 0.346 \text{ s}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

20/59

Pseudo-Accelerazione di Progetto



21/59

Calcolo del taglio alla base

$$F_h = S_d(T_1) \frac{W}{g} \lambda$$

- $S_d(T_1) = 0.120 \text{ g}$
- $W = 1440 \text{ kN} \times 4 = 5760 \text{ kN}$
- $\lambda = 0.85$ (edificio con almeno 3 piani, $T_1 < 2 T_c$)

$$F_h = 0.120 \text{ g} \frac{5760 \text{ kN}}{g} \times 0.85 = 587.52 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

22/59

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

- z_i è la quota rispetto al piano di fondazione
- $W_i = 1440$ (uguale a tutti i piani)
- $\sum z_i W_i = 1440 \times (3.3 + 2 \times 3.3 + \dots + 4 \times 3.3) = 47520 \text{ kNm}$
- $F_h = 587.52 \text{ kN}$

$$F_i = 587.52 \times \frac{3.3 \times 1440}{47520} = 58.8 \text{ kN}$$

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.3.2

23/59

Distribuzione delle Forze in Altezza

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

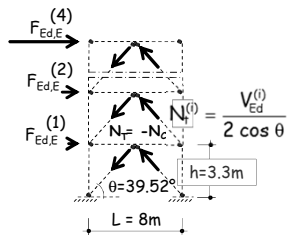
- $W_i = 1440$
- $\sum z_i W_i = 47520 \text{ kNm}$
- $F_h = 587.52 \text{ kN}$

Piano	Z (m)	F (kN)	V (kN)
4	13.2	235.0	235.0
3	9.9	176.3	411.3
2	6.6	117.6	528.8
1	3.3	58.8	587.5

24/59

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)
4	235.0	235.0	152.3
3	176.3	411.3	
2	117.6	528.8	
1	58.8	587.5	

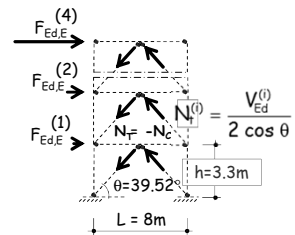


$$N_{Ed,E}^{(4)} = \frac{235 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 152.33 \text{ kN}$$

25/59

Calcolo delle Sollecitazioni sui Controventi

Piano	F_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	N_{Ed} (kN)
4	235.0	235.0	152.3
3	176.3	411.3	266.6
2	117.6	528.8	342.8
1	58.8	587.5	380.8



$$N_{Ed,E}^{(1)} = \frac{587.5 \text{ kN}}{2 \cos \theta} = 380.8 \text{ kN}$$

26/59

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)
4	152.3
3	266.6
2	342.8
1	380.8

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed}$$

- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M0} = 1.05$
- $N_{Ed} = 380.8 \text{ kN}$

$$A \geq \frac{380.8 \times 1.05}{235 \times 10} = 17 \text{ cm}^2$$

— Piatto 123x14
 $A = 17.2 \text{ cm}^2$

27/59

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Nucleo A_c (mmxmm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Ω
4	152.3	49x14	153.5	1.01
3	266.6	86x14	269.5	1.01
2	342.8	111x14	347.8	1.01
1	380.8	123x14	385.4	1.01

La sovrarresistenza è prossima ad 1 a tutti i piani ➡

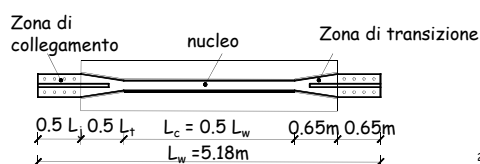
28/59

Scelta della Sezione dei Controventi

Piano	N_{Ed} (kN)	Nucleo A_c (mmxmm)
4	152.3	49x14
3	266.6	86x14
2	342.8	111x14
1	380.8	123x14

$$\frac{A_c}{A_j} = 0.30 \Rightarrow A_j = 57.4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_c}{A_t} = 0.50 \Rightarrow A_t = 34.4 \text{ cm}^2$$

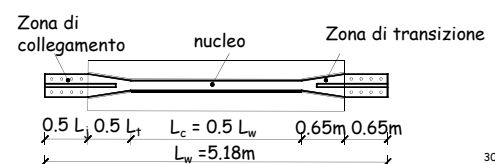


29/59

Calcolo dell'area equivalente

$$A_{eq} = \frac{A_c}{\frac{L_j}{L_w} \frac{A_c}{A_j} + \frac{L_t}{L_w} \frac{A_c}{A_t} + \frac{L_c}{L_w}} = \frac{A_c}{\frac{1.30}{5.18} \cdot 0.30 + \frac{1.30}{5.18} \cdot 0.50 + 0.50}$$

$$\Rightarrow \frac{A_c}{A_{eq}} = 0.70$$



30/59

Calcolo dell'area equivalente

$$A_{eq} = \frac{A_c}{\frac{L_j}{L_w} \frac{A_c}{A_j} + \frac{L_t}{L_w} \frac{A_c}{A_t} + \frac{L_c}{L_w}} = \frac{A_c}{\frac{1.30}{5.18} \cdot 0.30 + \frac{1.30}{5.18} \cdot 0.50 + 0.50}$$

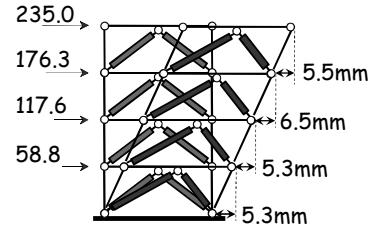
$$\Rightarrow \frac{A_c}{A_{eq}} = 0.70$$

Piano	N _{Ed} (kN)	Nucleo A _c (mmxmm)	A _{eq} (cm ²)
4	152.3	49x14	9.8
3	266.6	86x14	17.2
2	342.8	111x14	22.2
1	380.8	123x14	24.6

31/59

Duttilità Richiesta

Valutazione degli spostamenti di interpiano mediante analisi statica o modale



Controventi modellati come pendoli con $A = A_{eq}$

32/59

Duttilità Richiesta

Valutazione dell'aliquota dello spostamento d'interpiano dovuta ai controventi

Piano	Δu_{el} (mm)	Δu_y^{BRB} (mm)
4	5.5	5.3
3	6.5	5.3
2	5.3	5.3
1	5.3	5.3

$$\Delta u_y^{BRB} = \frac{N_{pl,Rd} L_w}{E A_{eq} \cos \theta} = \frac{A_c f_y L_w}{E A_{eq} \cos \theta}$$

$$\Delta u_y^{BRB} = \frac{235 \cdot 0.7 \cdot 5180}{210000 \cdot \cos \theta} = 5.3 \text{ mm}$$

33/59

Duttilità Richiesta

Valutazione dell'aliquota dello spostamento d'interpiano dovuta alle colonne

Piano	Δu_{el} (mm)	Δu_y^{BRB} (mm)	Δu^c (mm)
4	5.5	5.3	0.2
3	6.5	5.3	1.2
2	5.3	5.3	0.0
1	5.3	5.3	0.0

$$\Delta u^c = \Delta u_{el} - \Delta u_y^{BRB}$$

34/59

Duttilità Richiesta

Valutazione della duttilità in funzione dello spostamento di progetto $\Delta u_d = 1.5/100 \times 3300 = 49.5 \text{ mm}$

Piano	Δu_{el} (mm)	Δu_y^{BRB} (mm)	Δu^c (mm)	μ_{max}
4	5.5	5.3	0.2	18.7
3	6.5	5.3	1.2	18.3
2	5.3	5.3	0.0	18.8
1	5.3	5.3	0.0	18.8

$$\mu_{max} = 2 \frac{\Delta u_d - \Delta u^c}{\Delta u_y^{BRB}}$$

$$\mu_{max} = 2 \frac{49.5}{5.3} = 18.8$$

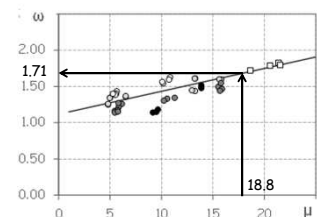
35/59

Resistenza ultima dei controventi

La forza massima nel controvento teso è funzione della duttilità

$$N_T = \omega N_y$$

Piano	μ_{max}	ω
4	18.7	1.71
3	18.3	1.70
2	18.8	1.71
1	18.8	1.71



Nel controvento compresso

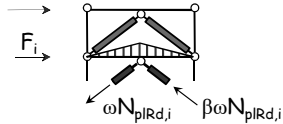
$$N_C = \beta \omega N_{pl,Rd} = 1.1 N_T$$

36/59

Progetto delle Travi

Nell'ipotesi di trave collegata all'impalcato lo sforzo normale sulla trave è nullo.

Piano	$N_{y, BRB}$ (cm ²)	ω
4	153.5	1.71
3	269.5	1.70
2	347.8	1.71
1	385.4	1.71



$$F_{unb,j} = 1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \sin \theta$$

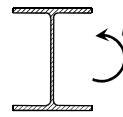
$$M_{Ed,j} = \frac{1.1 \gamma_{Rd} (\beta - 1) \omega_i N_{pl,Rd,i} \sin \theta}{4} L$$

$$M_{Ed,1} = \frac{1.1 \times 1.2 \times 0.1 \times 1.71 \times 385.4 \sin \theta}{4} \times 8 = 110.8 \text{ kNm}$$

37/59

Progetto delle Travi

La trave è soggetta a flessione



$$M_{Ed} = 110.8 \text{ kNm}$$

1° piano

$$W_{pl,rec} = \frac{1.05 \times M_{Ed}}{f_y} = \frac{1.05 \times 110.8 \text{ kNm}}{235 \text{ N/mm}^2} \times 10^3 = 495.1 \text{ cm}^3$$

➔ Sezione HEA 220 con $W_{pl,max} = 568.5 \text{ cm}^3$

Assumo come sezione minima HEA 240

38/59

Progetto delle Travi

Nello schema considerato sulla trave non agiscono carichi verticali

Piano	$N_{pl, BRB}$ (kN)	ω	$M_{Ed,E}$ (kNm)
4	153.5	1.71	44.1
3	269.5	1.70	76.8
2	347.8	1.71	100.0
1	385.4	1.71	110.8

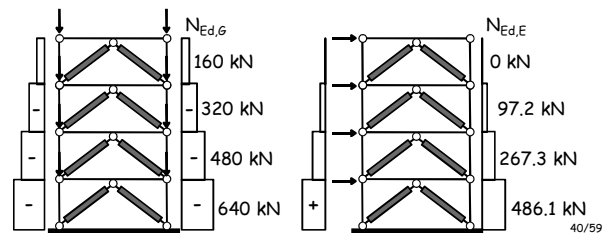
Decido di utilizzare un profilato HEA240 a tutti i piani

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 166.6 \text{ kNm}$$

39/59

Progetto delle Colonne

Lo sforzo normale è somma di un contributo da carichi verticali e un contributo dovuto all'azione sismica da amplificare per la gerarchia delle resistenze.

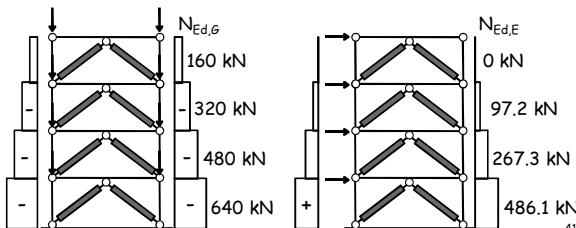


40/59

Progetto delle Colonne

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{Rd} \frac{1 + \beta}{2} \omega \Omega_{min} N_{Ed,E}$$

$$1.1 \times 1.20 \times 1.05 \times 1.7 \times 1.01 = 2.37$$

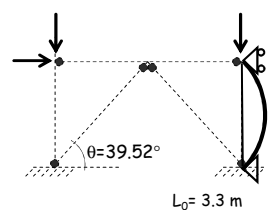


41/59

Progetto delle Colonne

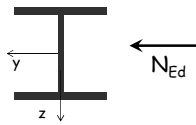
Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)
4	0.0	160	160
3	230.4	320	550.4
2	633.5	480	1113.5
1	1152.1	640	1792.1

La colonna è soggetta a sforzo normale centrato



42/59

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -1792.1 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

⇒ Sezione HEB 260

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)
118.4	5135	6.58

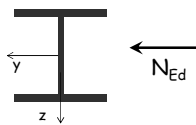
43/59

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)

Sezione trasversale		Limiti	Instabilità introno all'asse	Curva	
Sezioni laminate		$t_f \leq 40$ [mm]	y-y	a	a ₀
			z-z	b	a ₀
		$40 < t_f \leq 100$ [mm]	y-y	b	a
			z-z	c	a
		$t_f \leq 100$ [mm]	y-y	b	a
			z-z	c	a
		$t_f < 100$ [mm]	y-y	d	c
			z-z	d	c

44/59

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -1792.1 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 $L_0 = 3.30 \text{ m}$
 (uguale nei due piani)

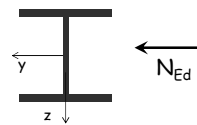
⇒ Sezione HEB 260

A (cm ²)	I _{min} (cm ⁴)	ρ _{min} (cm)	Curva
118.4	5135	6.58	C

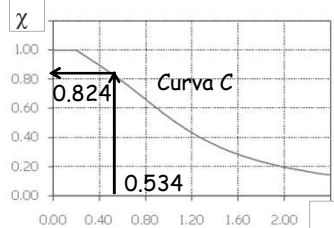
Snellezza: $\bar{\lambda} = \frac{330}{6.58} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{50.15}{93.9} = 0.534$

45/59

Progetto delle Colonne (Esempio Piano 1)



$N_{Ed} = -1792.1 \text{ kN}$
 Acciaio S235
 Sezione HEB 260
 A = 118.4 cm²



$$N_{b,Rd} = 0.824 \frac{118.4 \times 235}{1.05} \frac{1}{10}$$

$$N_{b,Rd} = 2183.5 \text{ kN}$$

46/59

Progetto delle Colonne

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,G}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	0.0	160	160	HEB 200	S235	1273.2
3	230.4	320	550.4	HEB 200	S235	1273.2
2	633.5	480	1113.5	HEB 260	S235	2183.5
1	1152.1	640	1792.1	HEB 260	S235	2183.5

47/59

Non Linearità Geometriche

Le non linearità geometriche possono essere trascurate se ad ogni orizzontamento:

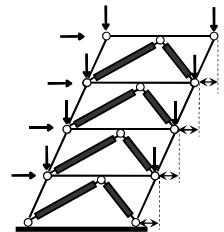
$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

dove:

$$d_r = d_E q \quad \text{se } T_i \geq T_C$$

$$d_r = d_E \left[1 + (q-1) \frac{T_C}{T_i} \right] \quad \text{se } T_i < T_C$$

Se $0.1 < \theta < 0.2$ incrementare gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$



D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.1, 7.3.3.3

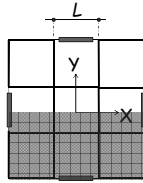
48/59

Non Linearità Geometriche

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

Il carico totale di piano nella combinazione sismica per ciascun telaio è:

$$p^{(i)} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (24 \times 12 \text{ m}^2) = 1440 \text{ kN}$$



49/59

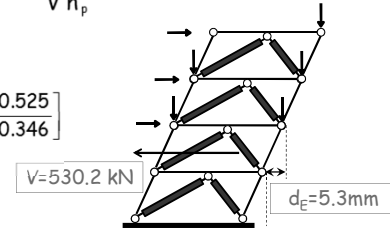
Non Linearità Geometriche (Esempio Piano 2)

$$\theta = \frac{P d_r}{V h_p} \leq 0.1$$

$$d_r = d_E \left[1 + (q-1) \frac{T_c}{T_1} \right]$$

$$d_r = 5.30 \left[1 + (5.875 - 1) \frac{0.525}{0.346} \right]$$

$$d_r = 44.5 \text{ mm}$$



$$\theta = \frac{3 \times 1440 \times 44.5}{530.2 \times 3300} = 0.11$$

50/59

Non Linearità Geometriche

Piano	P _{TOT} (kN)	d _r (mm)	V (kN)	θ	1/(1-θ)
4	1440	46.3	235.0	0.09	1.09
3	2880	54.5	411.3	0.12	1.13
2	4320	44.4	528.8	0.11	1.12
1	5760	44.6	587.5	0.13	1.15

Le sollecitazioni sismiche devono essere amplificate per gli effetti del secondo ordine

51/59

Iterazioni successive

Definite le sezioni trasversali è possibile calcolare il periodo fondamentale della struttura progettata.



Cambiano lo sforzo normale di progetto sui controventi



Le sezioni di travi e colonne devono essere riprogettate in accordo al capacity design

52/59

Sezioni dei Controventi Confronti tra le iterazioni

Piano	Nucleo A _c (mmxmm)	μ _{max}	Nucleo A _c (mmxmm)	μ _{max}
4	49x14	18.7	35x14	18.8
3	86x14	18.3	56x14	18.8
2	111x14	18.8	71x14	18.9
1	123x14	18.8	82x14	19.0

Prima iter. T=0.346 s Iter. finale T=0.924 s

53/59

Iterazioni successive T₁=0.924 s Sezioni di Travi

Piano	M _{Ed} (kNm)	Profilo	Acciaio	M _{pl, Rd} (N) (kNm)
4	31.52	HEA 240	S235	166.65
3	50.48	HEA 240	S235	166.65
2	64.11	HEA 240	S235	166.65
1	76.24	HEA 240	S235	166.65

54/59

Iterazioni successive $T_1=0.924$ s Sezioni delle Colonne

$N_{Ed,E}$ è amplificato di $1.1\gamma_{Rd} \frac{1+\beta}{2} \omega \cdot \Omega_{min} = 2.38$

Piano	$N_{c,Ed,E}$ (kN)	$N_{c,Ed,6}$ (kN)	$N_{c,Ed}$ (kN)	Profilo	Acciaio	$N_{b,Rd}$ (kN)
4	0	160	160.0	HEB 200	S235	1273.2
3	62.3	320	468.3	HEB 200	S235	1273.2
2	155.7	480	850.7	HEB 220	S235	1564.6
1	271.6	640	1286.8	HEB 220	S235	1564.6

55/59

Criteri di Verifiche SLE

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Tale condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a dei valori limite.

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

56/59

Criteri di Verifiche SLE

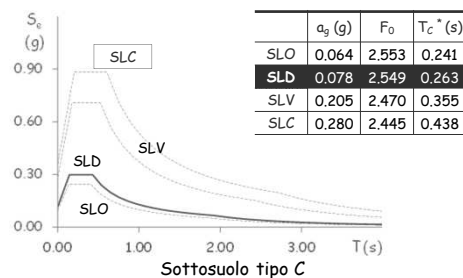
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II l'azione sismica di progetto non deve produrre agli elementi costruttivi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

SITUAZIONE PROGETTUALE	VERIFICA
1 tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$
2 tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura	$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$

57/59

D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni - 7.3.7.2

Criteri di Verifiche SLE



58/59

Criteri di Verifiche SLE

Si è assunto
uno spostamento relativo limite

$$d_{lim} = 0.005 h_p = 16.50 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta

Piano	d (mm)	d_{lim} (mm)
4	11.8	16.5
3	11.4	16.5
2	11.0	16.5
1	10.5	16.5

59/59

Telai con controventi ad instabilità impedita

9 - Validazione del metodo di progetto

Spoletto
24-25 marzo 2017
Edoardo M. Marino

Metodo di progetto proposto e normativa

Eurocodice e NTC08

Sono norme basate sulle prestazioni. È ammesso l'uso di regole di progetto alternative a condizione che sia dimostrato che:

- le regole alternative siano in accordo con i principi dell'Eurocodice
- che la struttura sia in grado di garantire lo stesso livello di sicurezza (prestazione sismica) garantito dalle regole dell'Eurocodice

2/26

Metodo di progetto proposto e normativa

Il metodo di progetto è in linea con i principi dell'Eurocodice?

Nella progettazione di una struttura antisismica:

- Bisogna individuare gli elementi dissipativi che devono essere progettati per plasticizzarsi
Nel caso in questione i BRB
- Gli altri elementi (non dissipativi) devono mantenersi elastici e vanno progettati con il criterio di gerarchia delle resistenze
Travi e colonne

3/26

Metodo di progetto proposto e normativa

Il metodo di progetto è in linea con i principi dell'Eurocodice?

In occasione di un terremoto severo:

- La reale richiesta di duttilità dei BRB deve essere "sufficientemente" (secondo quanto indicato dalla normativa) inferiore della capacità
- Gli elementi non dissipativi non devono né plasticizzarsi né instabilizzarsi

Livello di sicurezza richiesto dalla norma!
Ma come controllare?

4/26

... come controllare?

Il terremoto severo è quello con probabilità di superamento del 10% in 50 anni

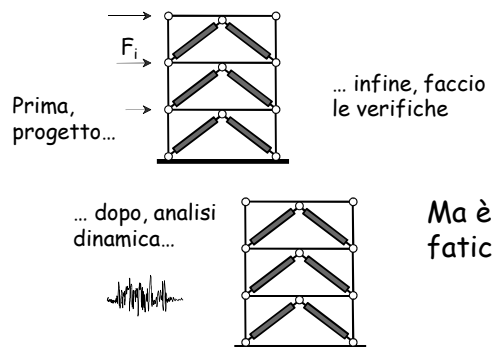
La risposta della struttura può essere prevista con grande precisione con l'analisi dinamica

La reale richiesta di duttilità accettabile è quella corrispondente allo stato limite di danno significativo (SD)

Se si conoscono le sollecitazioni, plasticizzazione e instabilità si possono controllare con le usuali formule di verifica

5/26

... come controllare?

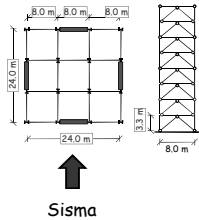


6/26

Determinazione di q in funzione di Δ_d

Sono stati considerati: $\Delta_d = 1.0, 1.5$ and 2.0%

- Per ogni Δ_d , è stato progettato un insieme di telai con diversi valori di q



$q = 2.5 - 7.5$ con passo 1.0

Altezza: 4, 8 and 12 piani

Acciaio S235 per i BRB

Azione sismica (EC8):

- 10%/50 anni
- PGA = 0.35 g
- Suolo C

7/26

Determinazione di q in funzione di Δ_d

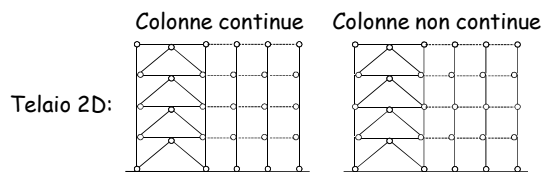
Sono stati considerati: $\Delta_d = 1.0, 1.5$ and 2.0%

- Per ogni Δ_d , è stato progettato un insieme di telai con diversi valori di q
- Per ciascun telaio progettato è stata determinata la risposta mediante analisi dinamica

L'analisi dinamica fornisce la storia temporale della risposta. Se eseguita con un modello affidabile descrive "quasi" la realtà.

8/26

Modello numerico per l'analisi dinamica



Per i BRBs è stato utilizzato il modello di Zona e Dall'Asta

Travi e colonne sono state modellate mediante elementi elastici

9/26

Determinazione di q in funzione di Δ_d

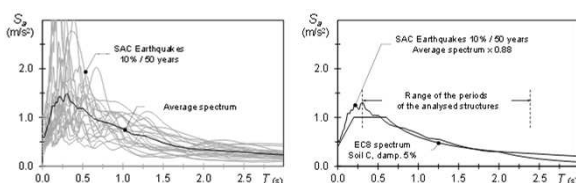
Sono stati considerati: $\Delta_d = 1.0, 1.5$ and 2.0%

- Per ogni Δ_d , è stato progettato un insieme di telai con diversi valori di q
- Per ciascun telaio progettato è stata determinata la risposta mediante analisi dinamica
- L'analisi dinamica è stata eseguita con 20 accelerogrammi (l'EC8 ne richiede almeno 7)

10/26

Accelerogrammi

Sono i 20 accelerogrammi del "FEMA/SAC project", scalati in modo da essere compatibili con lo spettro di risposta usato in progetto



11/26

Determinazione di q in funzione di Δ_d

Sono stati considerati: $\Delta_d = 1.0, 1.5$ and 2.0%

- Per ogni Δ_d , è stato progettato un insieme di telai con diversi valori di q
- Per ciascun telaio progettato è stata determinata la risposta mediante analisi dinamica
- L'analisi dinamica è stata eseguita con 20 accelerogrammi (l'EC8 ne richiede almeno 7)
- Il valore di q adeguato è quello che consente di ottenere la prestazione richiesta dalla norma

I valori di q sono stati espressi in funzione di Δ_d

12/26

Valutazione della prestazione sismica

Per ogni accelerogramma (ad ogni piano) si valuta :

- Rapporto tra duttilità richiesta e disponibile
- Indice di resistenza plastica (verifica di resistenza)
- Indice di stabilità (verifica di stabilità)

Per ciascun indice è stato valutato il valore medio, che quantifica la prestazione sismica.

D.M. 14/01/2008, 7.3.5; Eurocodice 8, 4.3.3.4.3

13/26

Rapporto di duttilità dei BRB

μ = massima richiesta di duttilità dei BRB
(si ottiene dall'analisi dinamica)

μ_{SD} = duttilità dei BRB corrispondente allo stato limite di danno significativo

$\mu_{SD} = 3/4 \mu_{max}$ Estrapolato dalle indicazioni dell'EC8 sulle travi in acciaio

μ_{max} = duttilità a rottura dei BRB
(ottenuta dal progetto, è la duttilità dei BRB che consente uno spostamento d'interpiano pari a $2 \Delta_d$)

14/26

Rapporto di duttilità dei BRB

μ = massima richiesta di duttilità dei BRB
(si ottiene dall'analisi dinamica)

μ_{SD} = duttilità dei BRB corrispondente allo stato limite di danno significativo

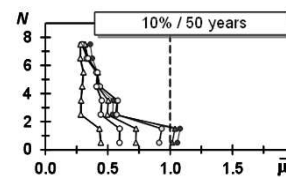
$$\bar{\mu} = \frac{\mu}{\mu_{SD}}$$

$\bar{\mu} \geq 1.0 \Rightarrow$ I BRB superano lo stato limite e la prestazione non è accettabile

15/26

Rapporto di duttilità dei BRB (telaio a 8 piani, colonne non continue, $\Delta_d=1.5\%$)

$\Delta q = 2.5$ $\circ q = 3.5$ $\triangle q = 4.5$ $\bullet q = 5.5$ $\blacktriangle q = 6.5$ $\bullet q = 7.5$



La prestazione sismica richiesta dalla norma è ottenuta per un valore di q compreso tra 5.5 e 6.5

16/26

Richiesta di resistenza delle colonne

L'Eurocodice 8 richiede che sia evitata la plasticizzazione e l'instabilità delle colonne

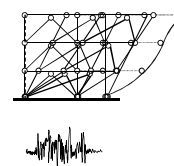
Le indicazioni dell'Eurocodice 3 sono state utilizzate per sintetizzare l'esito delle verifiche attraverso due indici di resistenza:

- Indice IR $IR \geq 1.0 \Rightarrow$ Plasticizzazione
- Indice IS $IS \geq 1.0 \Rightarrow$ Instabilità

17/26

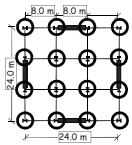
Come eseguire le verifiche di resistenza delle colonne?

Nelle colonne c'è sforzo normale. Ma durante il sisma nasce anche momento flettente perché sono continue.



18/26

Richiesta di resistenza delle colonne



↑
Sisma

Nelle colonne nasce momento flettente perché sono continue

Colonne del telaio controventato (flessione attorno all'asse forte)

Colonne per carichi verticali (flessione attorno all'asse forte)

Colonne per carichi verticali (flessione attorno all'asse debole)

19/26

Indice di Resistenza plastica IR Flessione attorno all'asse forte

$$IR = \begin{cases} \frac{M}{M_{Rd,y}} & : \text{per } \frac{N}{N_{Rd}} \leq 0.5 \text{ a} \\ \frac{N}{N_{Rd}} + (1 - 0.5 \text{ a}) \frac{M}{M_{Rd,y}} & : \text{per } \frac{N}{N_{Rd}} > 0.5 \text{ a} \end{cases}$$

N = sforzo normale

M = Momento flettente

N_{Rd} = Resistenza plastica

M_{Rd} = Momento resistente

$IR \geq 1.0$ ➡ Le colonne superano lo stato limite e la prestazione non è accettabile

20/26

Indice di Stabilità IS Flessione attorno all'asse forte

$$IS = \max \left\{ \begin{aligned} &\frac{N}{N_{b,Rd,y}} + k_{yy} \frac{M}{M_{Rd,y}} \\ &\frac{N}{N_{b,Rd,z}} \end{aligned} \right.$$

N = sforzo normale

M = Momento flettente

$N_{b,Rd,y}$ = Resistenza all'instabilità, asse forte

$M_{Rd,y}$ = Momento resistente, asse forte

$IS \geq 1.0$ ➡ Le colonne superano lo stato limite e la prestazione non è accettabile

21/26

Indice di Stabilità IS Flessione attorno all'asse debole

$$IS = \frac{N}{N_{b,Rd,z}} + k_{zz} \frac{M}{M_{Rd,z}}$$

N = sforzo normale

M = Momento flettente

$N_{b,Rd,z}$ = Resistenza all'instabilità, asse forte

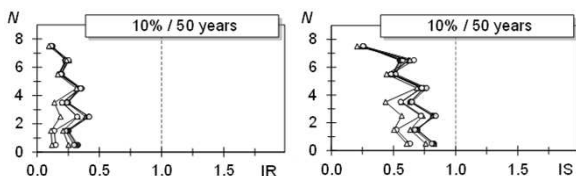
$M_{Rd,z}$ = Momento resistente, asse forte

$IS \geq 1.0$ ➡ Le colonne superano lo stato limite e la prestazione non è accettabile

22/26

Colonne del telaio controventato (telaio a 8 piani, colonne continue, $\Delta_d=1.5\%$)

△ $q=2.5$ ○ $q=3.5$ ▲ $q=4.5$ ● $q=5.5$ ▲ $q=6.5$ ● $q=7.5$



Indipendentemente dal valore di q , le colonne del telaio controventato non raggiungono né la plasticizzazione né l'instabilità.

23/26

Altre colonne (telaio a 8 piani, colonne continue, $\Delta_d=1.5\%$)

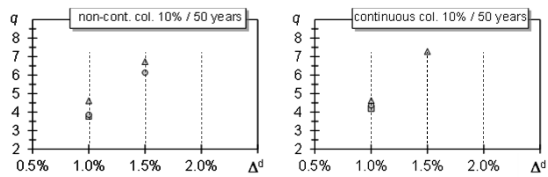
Le verifiche hanno avuto esito positivo indipendentemente dal valore di q per tutte le colonne dell'edificio

24/26

Fattore di struttura

Δ 4 piani ○ 8 piani □ 12 piani

▲ ● ■ Duttilità ▲ ● ■ Resistenza colonne



Il rispetto della condizione sulla duttilità richiede valori di q che crescono con Δ_d

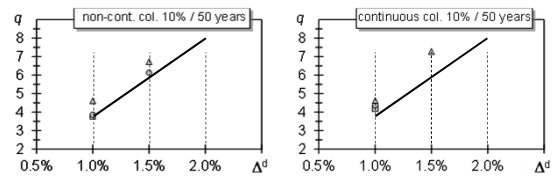
Qualunque valore di q consente di soddisfare le verifiche di resistenza delle colonne

25/26

Fattore di struttura

Δ 4 piani ○ 8 piani □ 12 piani

▲ ● ■ Duttilità ▲ ● ■ Resistenza colonne



Se si usa il fattore di struttura calcolato con la seguente formula, si ottengono telai in grado di soddisfare la prestazione richiesta dalla Normativa

$$q_{\max} = 425 \Delta^d (\%) - 0.50$$

26/26

Telai con controventi e pendoli verticali

10 - Strutture controventate con pendoli verticali

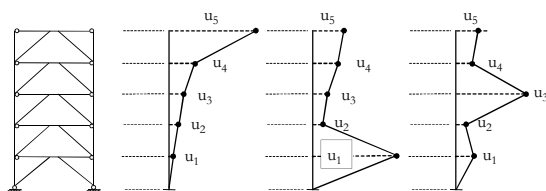
Spoletto
24-25 marzo 2017
Pier Paolo Rossi

Strutture controventate con pendoli verticali

Strutture controventate tradizionali

Risposta sismica

In occorrenza di eventi sismici, le strutture controventate tradizionali spesso sviluppano danni concentrati a pochi piani.



Spostamenti orizzontali in telaio con controventi eccentrici

3

Strutture controventate tradizionali

Risposta sismica

Ciò non consente di sfruttare appieno le capacità dissipative della struttura

..... ed è tipico di strutture con controventi sia concentrici che eccentrici



Questo comportamento è dovuto alla bassa capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione di tali strutture.

4

Strutture controventate tradizionali

Capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione

Con il termine «capacità di redistribuzione plastica del danno» si intende la capacità della struttura di uniformare il danno su tutti i piani in occorrenza dell'entrata in campo inelastico di un elemento dissipativo.

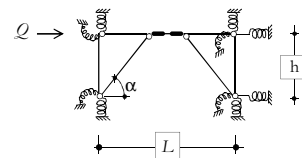
$$DDC_i = \frac{1}{n_s - 1} \cdot \left(\sum_{j=1}^{n_s} \frac{\Delta u_j}{\Delta u_j^{lim}} \right)_{j \neq i} \cdot \left(\frac{\Delta u_i}{\Delta u_i^{lim}} \right)$$

5

Strutture controventate tradizionali

Capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione

Nei telai controventati tradizionali, la capacità di redistribuzione plastica del danno dipende dalla capacità delle colonne di mantenere un profilo degli spostamenti rettilineo



Nota!

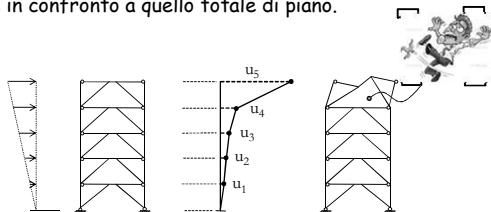
non tutte le componenti di spostamento determinano danno degli elementi dissipativi

6

Strutture controventate tradizionali

Capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione

Nei telai controventati tradizionali, la capacità di redistribuzione plastica del danno è bassa perché ridotto è il valore della rigidità laterale delle colonne in confronto a quello totale di piano.

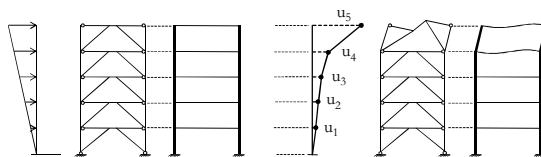


7

Strutture controventate duali

Capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione

Nel passato sono state fatte proposte per incrementare la rigidità flessionale delle colonne realizzando uno schema di telaio duale.



Misure di progetto volte ad ottenere tale risultato possono garantire limitati miglioramenti della risposta ma incrementi non sempre trascurabili dei costi

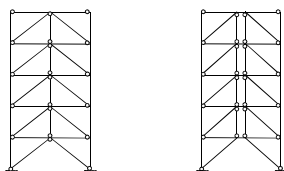
M.Bosco, E.M.Marino, P.P.Rossi: A design procedure for dual eccentrically braced-moment resisting frames in the framework of Eurocode 8. *Engineering Structures*, 130, pp. 198–215, 2017

8

Strutture controventate legate

Caratteristiche geometriche

Una differente strategia è stata proposta da altri ricercatori e fondata sull'inserimento di pendoli verticali tra le estremità corrispondenti dei controventi di piani contigui.



Schema di telaio con controventi concentrici o eccentrici con pendoli verticali

9

Strutture controventate legate

Caratteristiche comportamentali

Questi sistemi possono essere progettati in modo tale da ottenere :

- Sistemi con controventi e pendoli verticali
- Sistemi con controventi e pareti oscillanti

In ogni caso, i pendoli verticali vincolano gli elementi dei vari piani ad aver gli stessi spostamenti verticali (a meno delle deformazioni assiali dei pendoli)

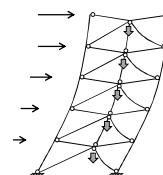
10

Strutture controventate con pendoli verticali (non rocking)

Strutture controventate legate

Caratteristiche comportamentali

1. L'ingresso in campo inelastico di un controvento determina una distribuzione non eguale del taglio di quel piano tra i controventi e quindi una forza squilibrata diretta verso il basso.
2. Tale forza determina un abbassamento della trave di piano
3. Per la elevata rigidità assiale dei pendoli, l'abbassamento è pressoché uguale a tutti i piani e causa l'ingresso in campo inelastico di tutti i controventi.



Telaio con controventi concentrici e pendoli verticali

12

Strutture controventate legate

Capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione

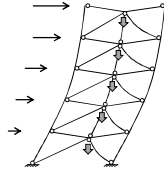
La capacità di redistribuzione plastica del danno dipende dalla rigidità assiale dei pendoli verticali e delle colonne ed è sostanzialmente più elevata di quella di telai con controventi tradizionali



Danno più uniforme in elevazione



Migliore prestazione sismica allo stato limite di salvaguardia della vita e prevenzione del collasso



Telaio con controventi concentrici e pendoli verticali

13

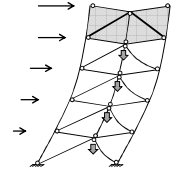
Strutture controventate legate

Capacità di redistribuzione plastica del danno in elevazione

Alcuni studiosi hanno tuttavia rilevato che tali sistemi potevano presentare instabilità globale in campo plastico.

Per scongiurare tale possibilità, è stato proposto di progettare il piano ultimo in modo tale che rimanesse in campo elastico fino a collasso.

Tale sistema prende il nome di «Sistema sospeso con controventi e pendoli verticali»



Telaio con controventi concentrici e pendoli verticali

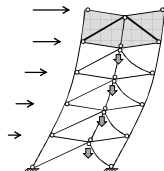
14

Strutture controventate legate

Elementi dissipativi e non dissipativi

Gli elementi dissipativi sono rappresentati dai controventi di tutti i piani, ad eccezione di quelli del piano di sommità.

Tutti gli altri elementi sono da progettarsi come non dissipativi e dunque da proteggersi secondo il criterio di gerarchia delle resistenze



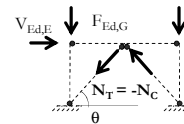
Telaio con controventi concentrici e pendoli verticali

15

Strutture controventate sospese

Progetto dei controventi dissipativi

Nell'ambito di una procedura di progetto basata sulle forze, le sollecitazioni di progetto dei controventi sono valutate in funzione dello spettro di progetto:



$$N_T \cong \frac{V_{Ed}}{2 \cos \theta} \leq N_{b,Rd}$$

Traito da: Yang CS, Leon RT, Des Roches R. Design and behaviour of zipper braced frames, *Engineering Structures* 2008; 30: 1092-1100.

16

Strutture controventate sospese

Progetto dei pendoli verticali

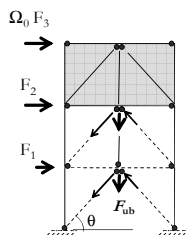
Gli elementi non dissipativi sono progettati supponendo che :

- le forze verticali sbilanciate dei controventi si sviluppino simultaneamente a tutti i piani;
- i tagli nelle travi siano trascurabili.

Ad esempio, per i pendoli verticali:

$$N_{Ed,t}^{(i)} = \sum_{j=1}^{i-1} 1.1 \gamma_{ov} \left(N_{p,R,d,d}^{(j)} - N_{p,b,R,d,d}^{(j)} \right) \sin \theta$$

F_{ub}



17

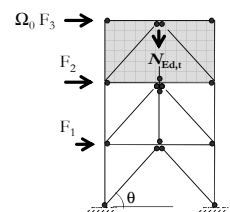
Strutture controventate sospese

Progetto dei controventi dissipativi

I controventi dell'ultimo piano sono progettati in modo tale che rispondano elasticamente alle forze trasferite da :

- pendoli dell'ultimo piano
- forza sismica di progetto amplificata dell'ultimo piano

$$N_{Ed,d}^{(ns)} = \frac{\Omega_0 F_{Ed}^{(ns)}}{2 \cos \theta} + \frac{N_{Ed,t}^{(ns)}}{2 \sin \theta}$$



18

Strutture controventate sospese

Progetto delle colonne

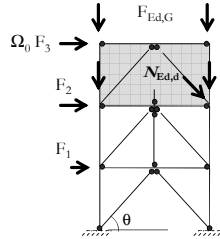
Le colonne dell'ultimo piano sono progettate per soli carichi verticali:

$$N_{Ed,c}^{(ns)} = N_{Ed,G,c}^{(ns)}$$

Le colonne del penultimo piano sono progettate per sostenere:

- carichi verticali
- scarico dei controventi dell'ultimo piano

$$N_{Ed,c}^{(ns-1)} = N_{Ed,c}^{(ns)} + N_{Ed,G,c}^{(ns-1)} + N_{Ed,d}^{(ns)} \sin \theta$$



19

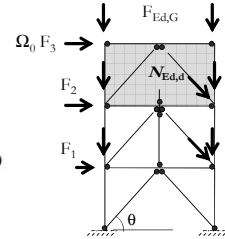
Strutture controventate sospese

Progetto delle colonne

Le colonne degli altri piani sono progettate per sostenere :

- carichi verticali
- scarico dei controventi dei piani al di sopra

$$N_{Ed,c}^{(i)} = N_{Ed,c}^{(i+1)} + N_{Ed,G,c}^{(i)} + 1.1 \gamma_{ov} N_{b,R,d,d}^{(i+1)} \sin \theta$$



20

Strutture controventate sospese

Miglioramenti al progetto secondo Yang et al.

Gli elementi non dissipativi possono essere progettati supponendo che le forze verticali sbilanciate dei controventi si sviluppino al massimo ai cinque piani più bassi dell'edificio.

Ad esempio, per i pendoli verticali:

$$N_{Ed,t}^{(i)} = \sum_{j=1}^{n_{lim}} 1.1 \gamma_{ov} (N_{pl,R,d,d}^{(j)} - N_{pb,R,d,d}^{(j)}) \sin \theta$$

dove $n_{lim} = \min \{i-1; 5\}$

Tratto da: Rossi P.P., Quacchi G. A design procedure for suspended zipper braced frames in the framework of Eurocode 8, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* (in stampa).

21

Strutture controventate sospese

Miglioramenti al progetto secondo Yang et al.

Inoltre :

- Gli elementi non dissipativi possono essere progettati valutando sia gli sforzi normali che i momenti flettenti
- Gli elementi non dissipativi possono essere progettati verificando direttamente l'efficacia della risposta del sistema di sospensione
- Gli elementi dissipativi potrebbero essere progettati in acciaio superiore al grado S235 al fine di aumentare la capacità deformativa degli stessi

22

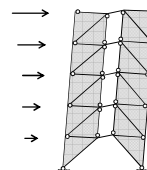
Strutture oscillanti incernierate alla base

Strutture controventate oscillanti

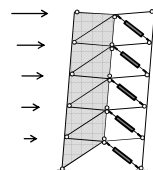
Caratteristiche comportamentali

Gli elementi di un lato del telaio controventato sono progettati in modo da rimanere elastici fino a collasso.

Gli elementi dissipativi possono essere vari



Telaio con controventi eccentrici e pareti oscillanti



Telaio con controventi concentrici e pareti oscillanti

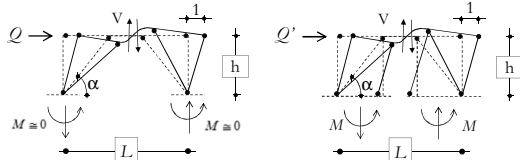
Tratto da: P.P. Rossi, A design procedure for steel braced frame Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36, pp.2227-2248, 2007

24

Strutture controventate oscillanti

Caratteristiche comportamentali

1. A differenza del telaio con controventi tradizionali, la rigidità laterale di piano è solo lievemente influenzata dalla rigidità dell'elemento dissipativo.



CONSEGUENZA

L'ingresso in campo inelastico degli elementi dissipativi rende poco probabile la concentrazione di elevate deformazioni plastiche.

25

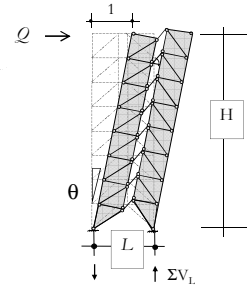
Strutture controventate oscillanti

Caratteristiche comportamentali

2. La rigidità laterale globale mostra decrementi crescenti con l'aumentare delle deformazioni inelastiche degli elementi dissipativi.

CONSEGUENZA

La progressiva deformazione rende la risposta sempre più governata dal moto "rigido" delle sottostrutture elastiche.

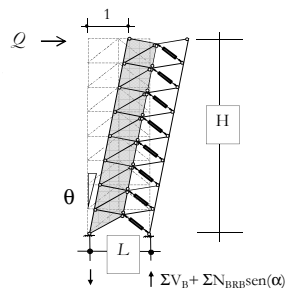


26

Strutture controventate oscillanti

Caratteristiche comportamentali

3. Nei sistemi con controventi concentrici ... è possibile garantire una moderata capacità di ricentraggio, imponendo che la trave risponda in campo elastico fino a collasso della struttura

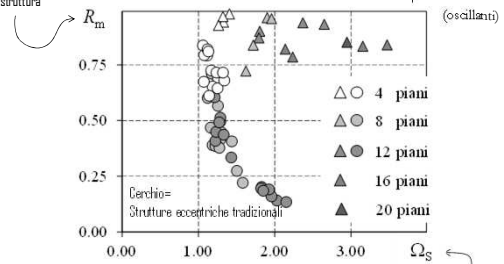


27

Confronto prestazionale

Strutture con controventi eccentrici : oscillanti e non oscillanti

Valore medio delle massime rotazioni plastiche normalizzato dei link della struttura



Rapporto tra valore massimo e minimo della sovrarigidità dei link della struttura

28

Strutture oscillanti incernierate

Vantaggi

1. La presenza di strutture oscillanti evita importanti e rapide riduzioni della rigidità laterale di piano all'atto dell'ingresso in campo inelastico degli elementi dissipativi.

☞ Sistemi oscillanti progettati in ossequio ai principi del capacity design hanno la capacità di coinvolgere gli elementi dissipativi di tutti i piani nel comportamento inelastico globale prima che sia attinto il collasso strutturale.

☞ Il comportamento sismico di tali strutture non è dipendente dalla distribuzione in elevazione del fattore di sovrarigidità.

29

Strutture oscillanti incernierate

Svantaggi

- Moderata capacità di ricentraggio
- Difficoltà nella valutazione delle sollecitazioni di progetto

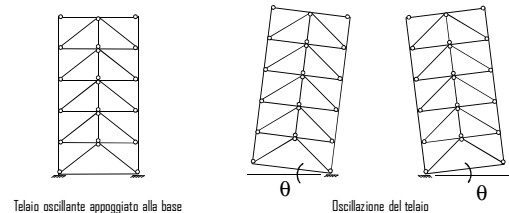
30

Strutture oscillanti appoggiate alla base

Strutture oscillanti appoggiate

Caratteristiche comportamentali

Gli elementi del telaio controventato sono progettati in modo da rimanere elastici fino a collasso.

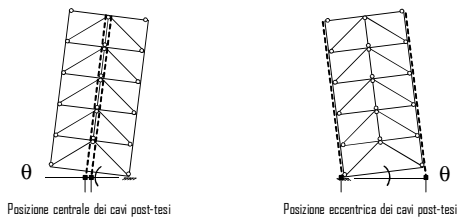


32

Strutture oscillanti appoggiate

Caratteristiche comportamentali

Per garantire la capacità di ricentraggio vengono spesso adoperati cavi post-tesi in posizione centrale o eccentrica

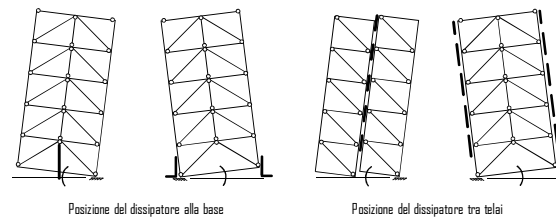


33

Strutture oscillanti appoggiate

Caratteristiche comportamentali

Per garantire una buona dissipazione energetica vengono spesso aggiunti dissipatori di varia natura alla base del telaio o al contatto tra telai

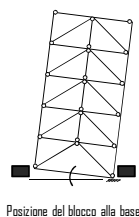


34

Strutture oscillanti appoggiate

Caratteristiche comportamentali

Per garantire la resistenza al taglio alla base vengono aggiunti blocchi alla base del telaio



35

Strutture oscillanti appoggiate

Vantaggi e svantaggi

Vantaggi :

- Elevata capacità di redistribuzione plastica del danno
- Elevata capacità di ricentraggio

Svantaggi :

- Problemi nella connessione a terra
- Aumento delle accelerazioni verticali
- Difficoltà nella valutazione delle sollecitazioni di progetto

36

Applicazioni di strutture oscillanti

Applicazione 1

Strutture oscillanti incernierate alla base



Struttura esistente



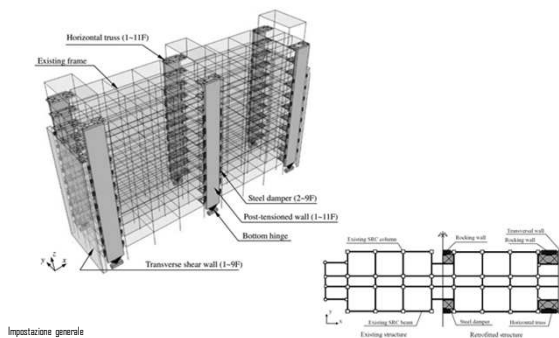
Struttura adeguata

Edificio G3 nel campus Suzukakedai dell'Istituto di Tecnologia di Tokyo

38

Applicazione 1

Strutture oscillanti - campus Suzukakedai di Tokyo

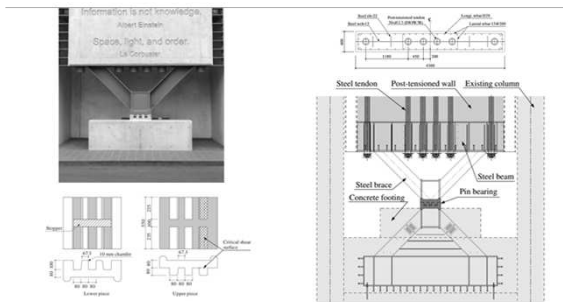


Impostazione generale

39

Applicazione 1

Strutture oscillanti - campus Suzukakedai di Tokyo

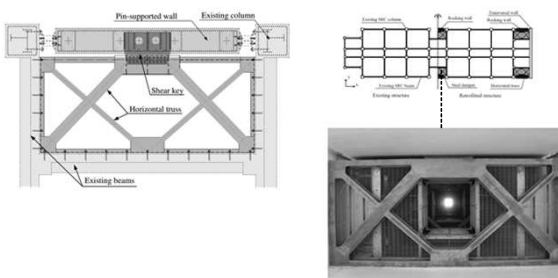


Particolari della cerniera alla base della parete oscillante

40

Applicazione 1

Strutture oscillanti - campus Suzukakedai di Tokyo

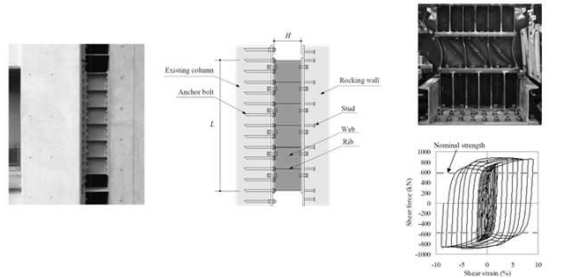


Particolari dell'aggancio della parete oscillante all'impalcato

41

Applicazione 1

Strutture oscillanti - campus Suzukakedai di Tokyo

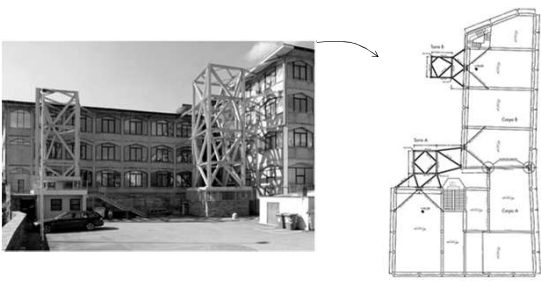


Particolari del sistema di dissipazione

42

Applicazione 2

Strutture oscillanti – torri dissipative

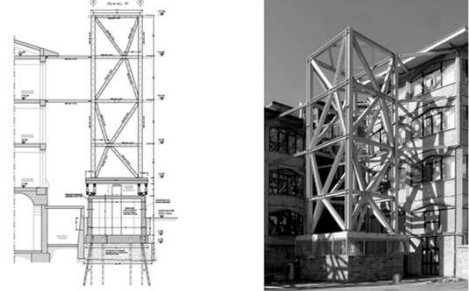


Adeguamento del Liceo Varano di Camerino

43

Applicazione 2

Strutture oscillanti – Liceo Varano di Camerino

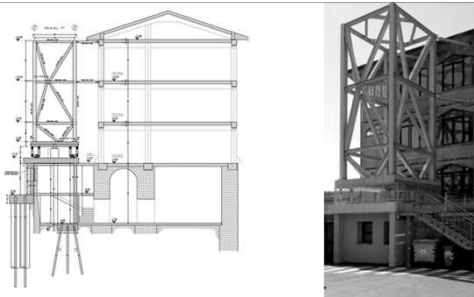


Particolari della torre dissipativa A

44

Applicazione 2

Strutture oscillanti – Liceo Varano di Camerino

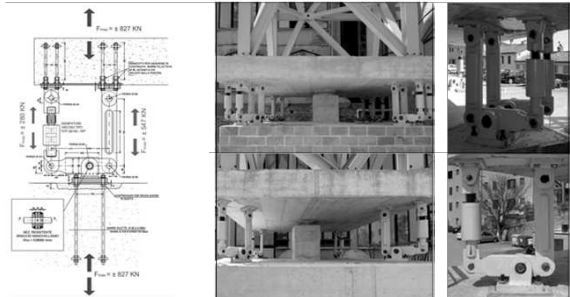


Particolari della torre dissipativa B

45

Applicazione 2

Strutture oscillanti – Liceo Varano di Camerino

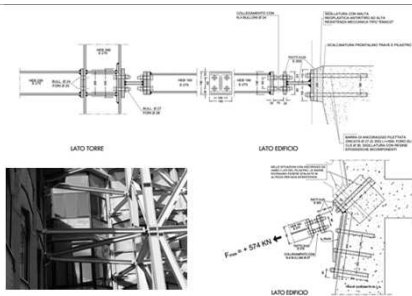


Particolari del sistema di dissipazione

46

Applicazione 2

Strutture oscillanti – Liceo Varano di Camerino



Particolari del sistema di aggancio all'impalcato

47

Applicazione 3

Strutture oscillanti appoggiate a terra (strongback)

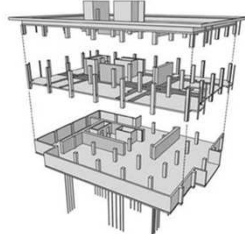


Edificio in Berkeley, California

48

Applicazione 4

Strutture oscillanti appoggiate a terra

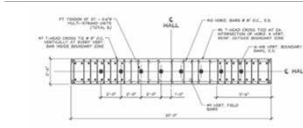


Edificio in 2850 Telegraph Avenue, Berkeley, California

49

Applicazione 4

Strutture oscillanti appoggiate a terra

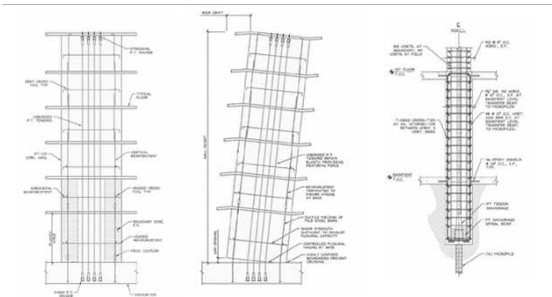


Edificio in 2850 Telegraph Avenue, Berkeley, California

50

Applicazione 4

Strutture oscillanti appoggiate a terra



Edificio in 2850 Telegraph Avenue, Berkeley, California

51

Applicazione 5

Strutture oscillanti appoggiate a terra



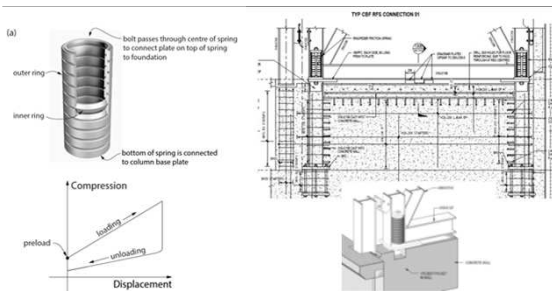
RINGFEDER® Friction Springs consist of separate inner and outer mating tapered rings which stack together to form a column according to the customer's wish.

Te Puni Village Student Accommodation

52

Applicazione 5

Strutture oscillanti appoggiate a terra



Te Puni Village Student Accommodation

53

Applicazione 6

Strutture oscillanti appoggiate a terra



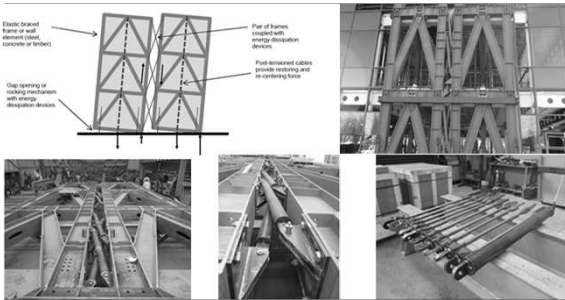
The Kilmore Street Medical Centre is a new building located in the Christchurch central business district. The building is three stories with over 5000m² of specialist medical facilities, including four operating theatres, patient bedrooms and urology, radiology, orthopaedics and fertility clinics. There is over 650m² of plant deck on the roof and a further plant room at ground level. Construction commenced in July 2012 and the building is due for completion later in 2013.

Kilmore Street Medical Centre, Christchurch

54

Applicazione 6

Strutture oscillanti appoggiate a terra



Kilmore Street Medical Centre, Christchurch

FINE