

Strutture Controventate

Strutture controventate

Definizione

Strutture in cui le forze orizzontali sono sostanzialmente assorbite da poche sottostrutture verticali

Il termine "poche" deve essere inteso come "poche rispetto al numero totale di sottostrutture verticali del sistema".

Ciò implica che le sottostrutture controventate sono molto più rigide delle altre sottostrutture esistenti nell'edificio.

2

Strutture controventate

Definizione

I sistemi controventati resistono alle forze laterali principalmente attraverso forze assiali nelle aste delle sottostrutture controventate.

Solo una piccola percentuale (o nulla) delle forze laterali è portata per flessione nelle connessioni delle aste.

3

Strutture controventate

Definizione

Le sottostrutture controventate possono essere :

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

4

Strutture controventate

Caratteristiche principali

Vantaggi

- Elevata resistenza alle azioni laterali
- Riduzione degli spostamenti di interpiano

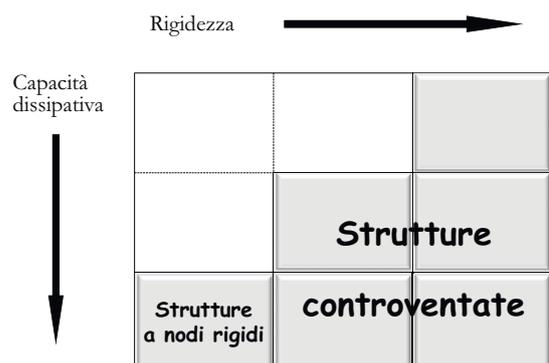
Svantaggi

- Impedimento alle aperture
- Modesta duttilità globale

5

Strutture controventate

Caratteristiche principali



6

Strutture controventate

Problematiche principali

Una riduzione degli elementi verticali resistenti all'azione sismica può comportare diversi problemi :

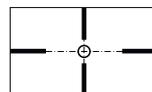
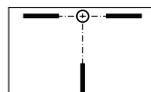
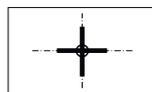
- Effetti torsionali in fase elastica o inelastica
- ELEVATE sollecitazioni e deformazioni nell'impalcato
- ELEVATE sollecitazioni applicate alle fondazioni delle sottostrutture controventate

7

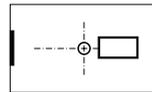
Strutture controventate

Stabilità torsionale

Sistemi instabili



Sistemi stabili



8

Strutture con controventi concentrici tradizionali

Strutture controventate

Classificazione controventi in acciaio

1. STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che convergono in :

- nodi trave-pilastro
- punti di travi o pilastri in cui convergono altre diagonali.

10

Strutture controventate

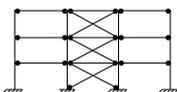
Controventi concentrici

I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti categorie :

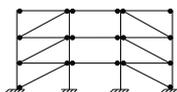
➤ CONTROVENTI CON DIAGONALE TESA ATTIVA

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

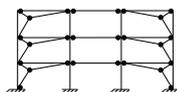
Caso 1



Caso 2



Caso 3



11

Strutture controventate

Controventi concentrici



Struttura con controventi concentrici ad X (Caso 1)

12

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

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

13

Strutture controventate

Controventi concentrici



Strutture con controventi concentrici (Caso 2)

14

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

15

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

Trebilcock e Lawson. Architectural design in steel. Spon Press

16

Strutture controventate

Controventi concentrici

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



Trebilcock e Lawson. Architectural design in steel. Spon Press

17

Strutture controventate

Controventi concentrici



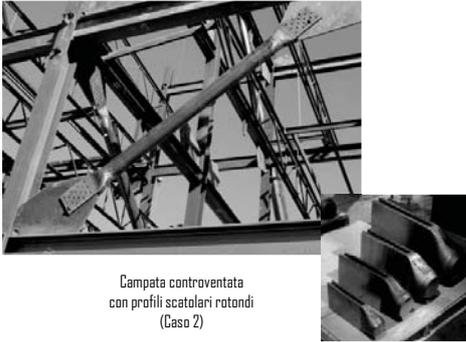
Campata controventata con profili a doppio T (Caso 2)

Campata controventata con profili scatolari (Caso 2)

18

Strutture controventate

Controventi concentrici



Campata controventata
con profili scatolari rotondi
(Caso 2)

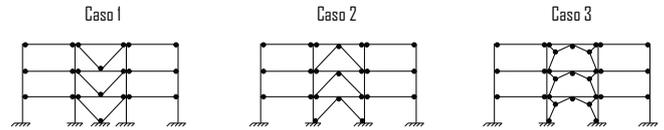
19

Strutture controventate

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



20

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

21

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

22

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

23

Strutture controventate

Controventi concentrici



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

24

Strutture controventate

Controventi concentrici

➤ CONTROVENTI A K

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

Attenzione !

Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.



Il singolo controvento

Comportamento in occorrenza di azioni assiali cicliche

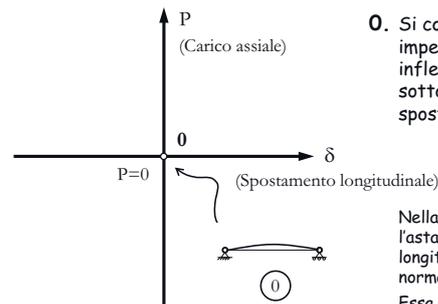
Strutture con controventi concentrici

Criteri fondamentali di progetto

Ragione dell'importanza del comportamento inelastico dei controventi:

nelle strutture con controventi concentrici, le diagonali rappresentano gli elementi destinati a sviluppare il comportamento inelastico e dunque a dissipare energia.

Comportamento del controvento concentrico

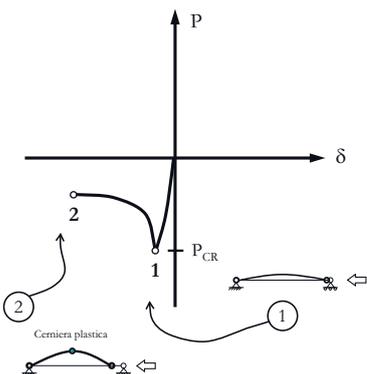


0. Si consideri un'asta imperfetta, ovvero dotata di inflessione iniziale, sottoposta ad un ciclo di spostamenti longitudinali

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

Essa presenta, tuttavia, uno spostamento trasversale in mezzzeria.

Comportamento del controvento concentrico

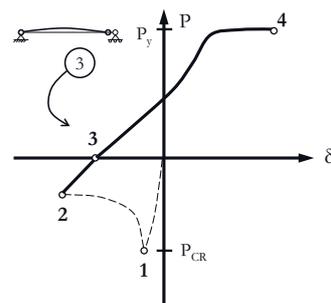


1. Sottoposta ad un accorciamento crescente, l'asta si instabilizza. Lo sforzo normale corrispondente all'attivazione del fenomeno di instabilizzazione e' detto "carico critico".

2. Se si aumenta l'accorciamento dell'asta, lo sforzo normale decade rapidamente.

Gradualmente si forma una cerniera plastica in mezzzeria, in virtù del momento flettente che nasce per effetto dell'inflessione dell'asta.

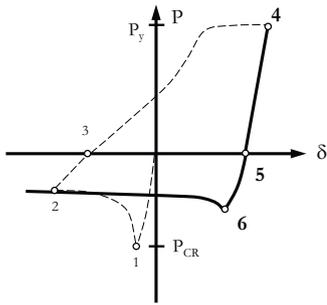
Comportamento del controvento concentrico



3. Se si riduce l'accorciamento dell'asta, si nota che ad un sforzo normale nullo corrispondono deformazioni permanenti non nulle.

4. Sollecitata a trazione, l'asta giunge alla plasticizzazione.

Comportamento del controvento concentrico



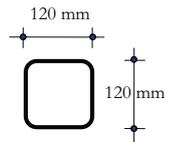
- Se si riduce l'allungamento dell'asta, si nota che ad un sforzo normale nullo corrispondono deformazioni permanenti non nulle.
- Sollecitata a compressione, l'asta perviene all'instabilità in corrispondenza di un carico inferiore a quello di prima instabilizzazione.

31

Controvento singolo

Esempio

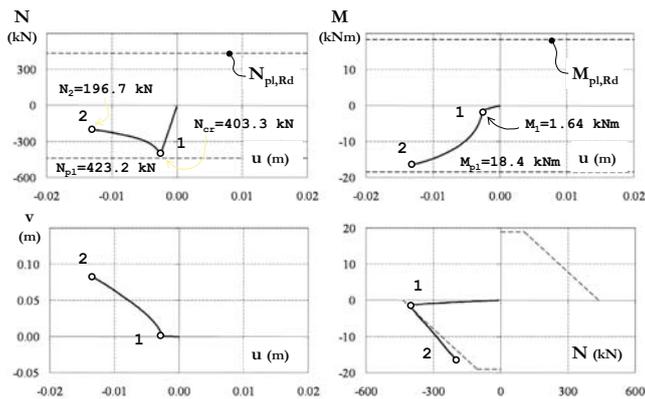
Scatolare quadrato 120X4
Raggio d'inerzia 46.96 mm



Caso 1	Caso 2	Caso 3
Lunghezza 2404.4 mm	Lunghezza 4590.3 mm	Lunghezza 8961.9 mm
Snellezza 51.19	Snellezza 97.03	Snellezza 190.81
Snellezza limite plastico 93.01	Snellezza limite plastico 93.01	Snellezza limite plastico 93.01
Snellezza adimensionalizzata 0.55	Snellezza adimensionalizzata 1.05	Snellezza adimensionalizzata 2.05

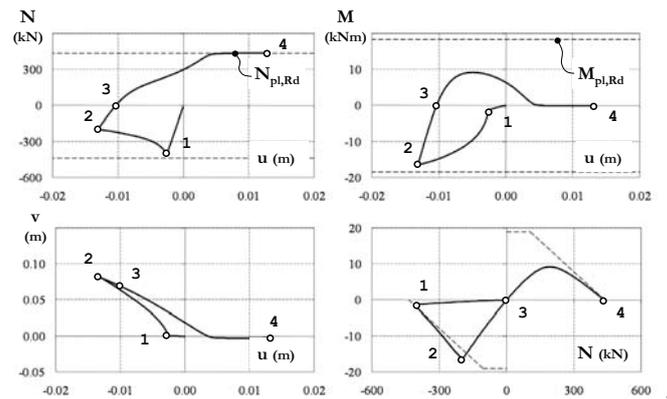
32

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 0.55)



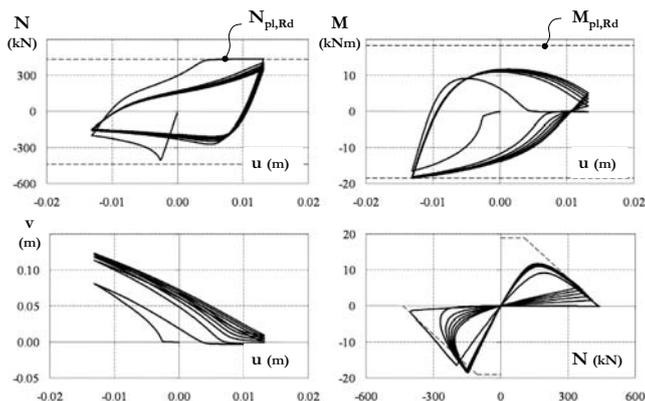
33

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 0.55)



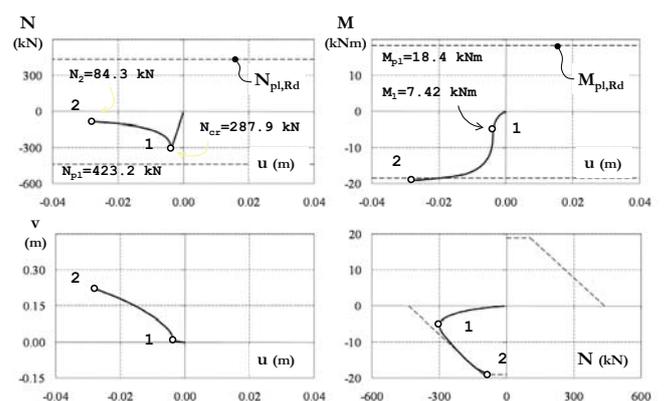
34

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 0.55)



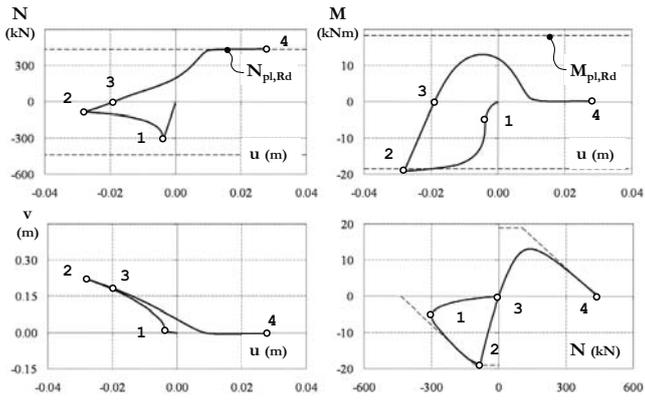
35

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 1.05)



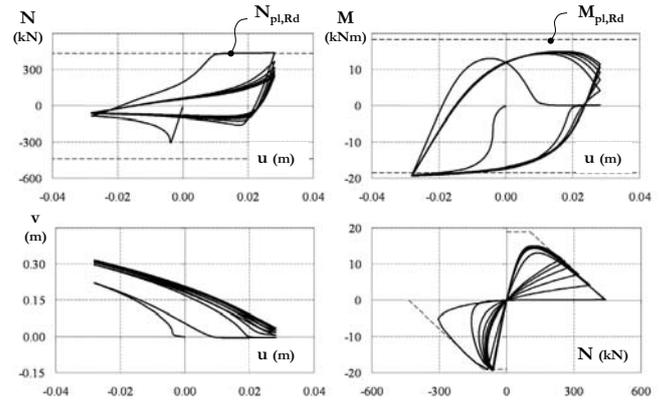
36

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 1.05)



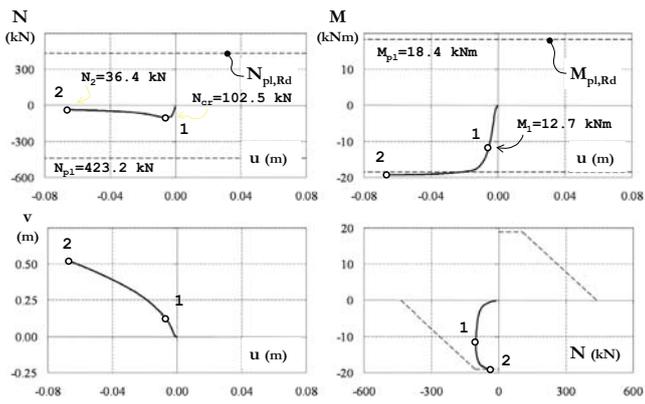
37

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 1.05)



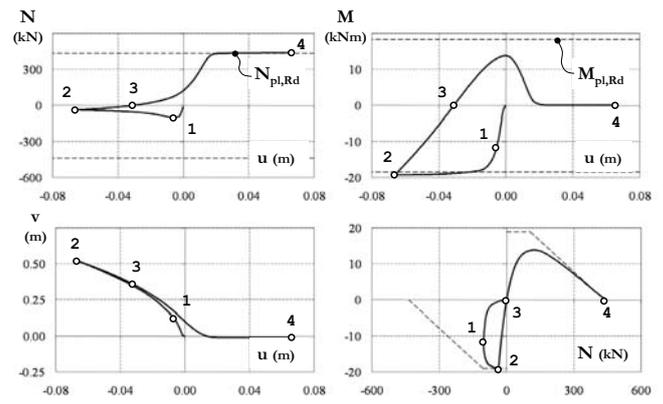
38

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 2.05)



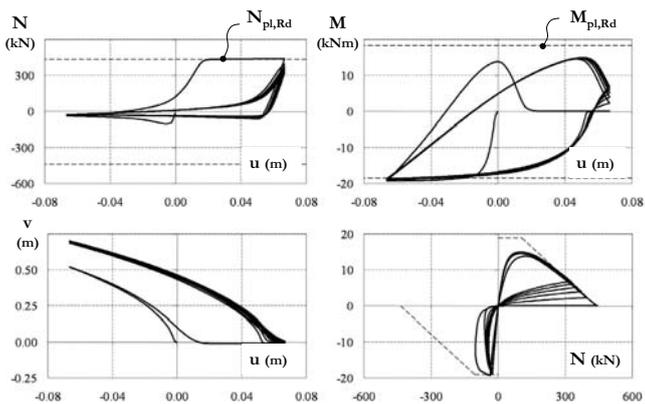
39

Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 2.05)



40

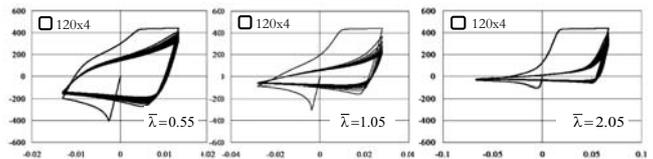
Comportamento scatolare 120X4 (snellezza norm. 2.05)



41

Comportamento del controvento concentrico

Scatolari 120x4
di diversa snellezza



42

Comportamento del controvento

Sforzo normale critico

Lo sforzo normale di progetto corrispondente all'instabilità dell'asta è valutato dall'Eurocodice 3 e dalle norme Tecniche per le Costruzioni mediante le relazioni:

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

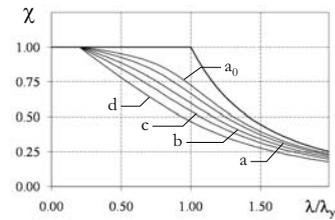
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

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

43

Comportamento del controvento

Sforzo normale critico



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	0.76

44

Comportamento del controvento

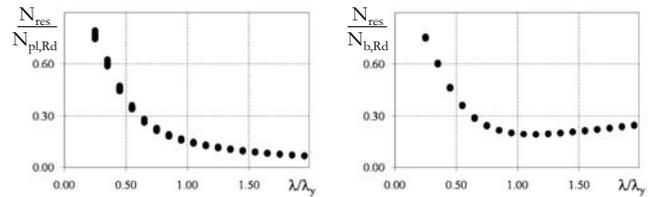
Sforzo normale critico

Sezione trasversale	Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva d'instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate 	$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y	a	a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y	b	a
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y	b	a
			z-z	c	a
		$t_f > 100$ mm	y-y	d	c
			z-z	d	c
Sezioni Cave 	Sezione formata a caldo	qualunque	a	a ₀	
	Sezione formata a freddo	qualunque	c	c	

45

Comportamento del controvento

Sforzo normale residuo



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

Scatolari quadrati (80X3 - 400X12)

46

Strutture con controventi concentrici

Spessori limiti dei profili dei controventi

Elevate deformazioni si sviluppano generalmente all'atto dell'instabilità locale nelle regioni di spigolo della sezione trasversale. La prima lesione si forma in queste zone e gradualmente si propaga attraverso la sezione in occorrenza di carichi ciclici ripetuti.

L'attivazione dell'instabilità locale e della rottura è influenzata dal rapporto tra larghezza e spessore delle singole parti della sezione trasversale, così come dalla storia di carico. C'è anche una dipendenza dalla snellezza dell'asta, dal momento che 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

47

Strutture con controventi concentrici

Instabilità dell'asta



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



48

Strutture con controventi concentrici

Esempi di instabilità dell'asta



49

Strutture con controventi concentrici

Esempi di instabilità dell'asta



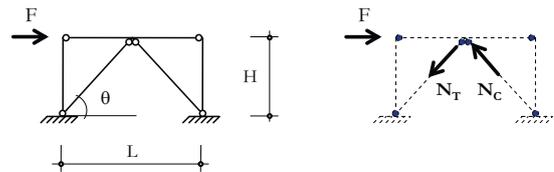
50

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
2. Le componenti verticali sono eguali e contrarie

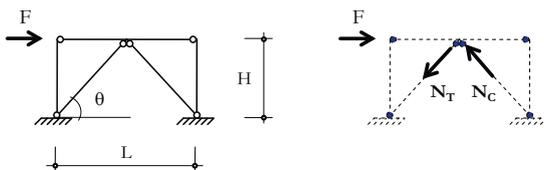
$$N_T = N_C = F / (2 \cos \theta)$$

$$V_{trave} = M_{trave} = 0$$

52

Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



Campo elastico

3. La rigidezza laterale di piano e'

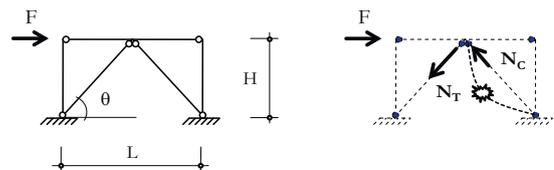
$$K_L = 2 \left(\frac{AE}{L} \right)_{br} \cos^2 \theta = 2k_c \cos^2 \theta$$

e vede un eguale contributo da parte delle due aste diagonali

53

Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



Ad instabilità avvenuta ...

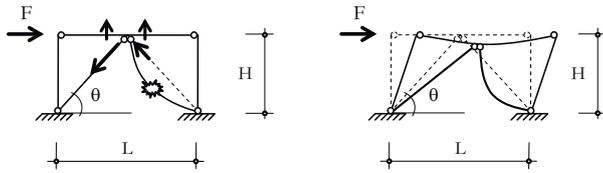
1. Le intensità delle due forze, N_T e N_C , non sono più eguali
2. Si riduce il contributo alla rigidezza laterale offerto dalla diagonale compressa (anzi diventa negativo)

$$N_T \neq N_C$$

54

Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



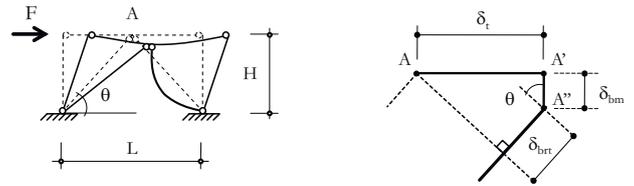
Ad instabilità avvenuta ...

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

55

Coppia di controventi a V

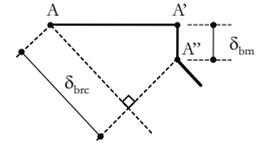
Comportamento sismico



Ad instabilità avvenuta ...

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

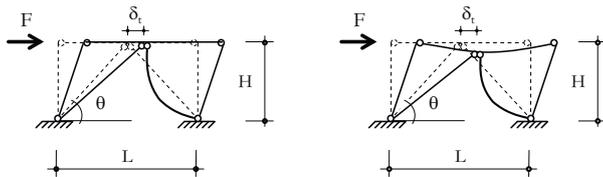
$$\delta_{brt} = \delta_t \cos \theta - \delta_{bm} \sin \theta$$



56

Coppia di controventi a V

Comportamento sismico



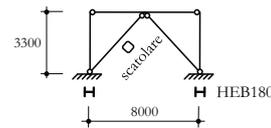
Ad instabilità avvenuta ...

- Fissato un valore dello spostamento orizzontale del traverso, l'inflessione della trave determina un accorciamento di entrambe le diagonali. Ciò produce una riduzione dello sforzo normale nella diagonale tesa e un ulteriore accorciamento della diagonale compressa

57

Coppia di controventi a V

Esempio



Diagonale
Lunghezza 5186 mm

Scatolare quadrato 90X4

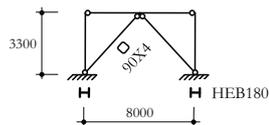
Scatolare quadrato 150X8

Raggio d'inerzia	34.7 mm	Raggio d'inerzia	57.1 mm
Snellezza	149.42	Snellezza	90.74
Snellezza limite plastico	93.01	Snellezza limite plastico	93.01
Snellezza adimensionalizzata	1.61	Snellezza adimensionalizzata	0.98

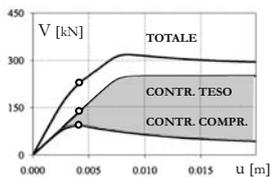
58

Coppia di controventi a V

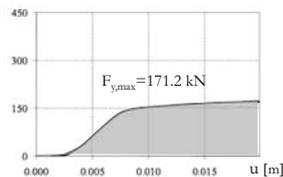
Caso 1: trave infinitamente rigida



Controvento
Snellezza adimensionalizzata 1.61
Taglio esterno di prima instabilità 223.7 kN
Taglio esterno max 318.3 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

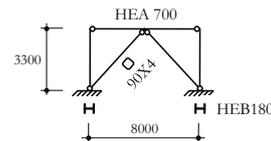


Forza verticale squilibrata

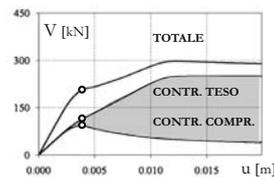
59

Coppia di controventi a V

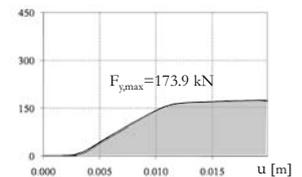
Caso 1: trave forte



Controvento
Snellezza adimensionalizzata 1.61
Taglio esterno di prima instabilità 205.3 kN
Taglio esterno max 297.5 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

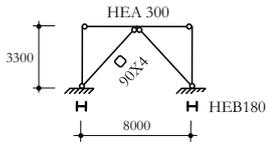


Forza verticale squilibrata

60

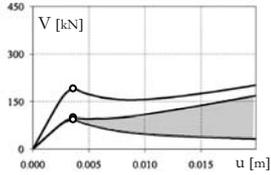
Coppia di controventi a V

Caso 1: trave debole

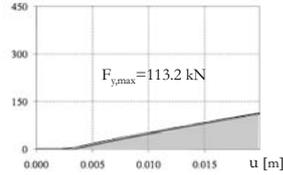


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 1.61
 Taglio esterno di prima instabilità 190.9 kN
 Taglio esterno max 202.4 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

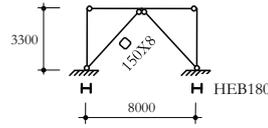


Forza verticale squilibrata

61

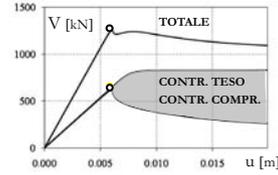
Coppia di controventi a V

Caso 1: trave infinitamente rigida

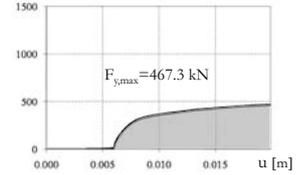


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 0.98
 Taglio esterno di prima instabilità 1263.3 kN
 Taglio esterno max 1265.8 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

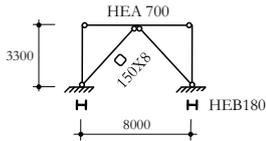


Forza verticale squilibrata

62

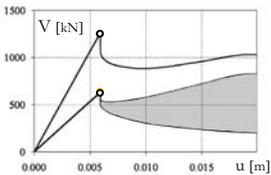
Coppia di controventi a V

Caso 1: trave forte

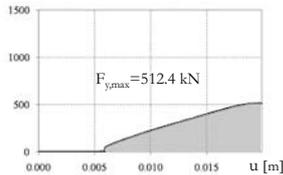


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 0.98
 Taglio esterno di prima instabilità 1249.23 kN
 Taglio esterno max 1249.23 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

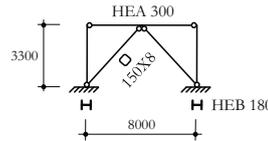


Forza verticale squilibrata

63

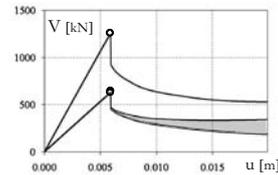
Coppia di controventi a V

Caso 1: trave debole

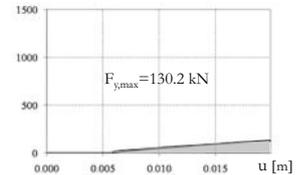


Controvento

Snellezza adimensionalizzata 0.98
 Taglio esterno di prima instabilità 1245.6 kN
 Taglio esterno max 1245.6 kN



Tagli resistenti indotti dai controventi

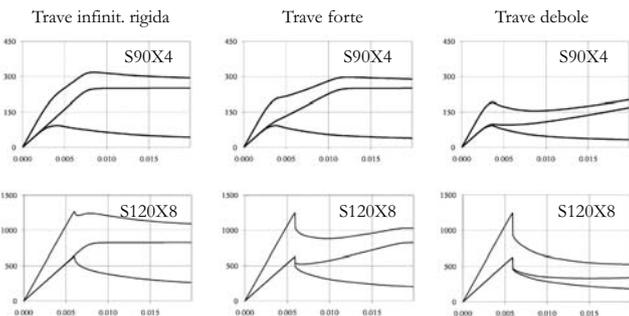


Forza verticale squilibrata

64

Coppia di controventi a V

Riepilogo



65

Strutture con controventi concentrici tradizionali

Criteri di Progetto

Fattore di struttura

Definizione generale

Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende

- dal materiale della struttura → ①
- dalla tipologia della struttura → ②
- dal livello di duttilità globale della struttura → ③
- dalla sovraresistenza della struttura → ④
- della regolarità in pianta della struttura → ⑤

K_R dipende dalla regolarità in altezza della struttura → ⑥

Fattore di struttura

Valutazione per le strutture sismo-resistenti in acciaio

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

Fattore di struttura

Fattore di sovraresistenza

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_u/α_1 , possono essere adottati i seguenti valori:

(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

Nota! (per le strutture non regolari in pianta va preso il valore medio tra quello sopra indicato e l'unità)

Progetto dei controventi

Scelta del profilo

Le diagonali sono destinate a sviluppare un comportamento inelastico e dunque a dissipare energia.

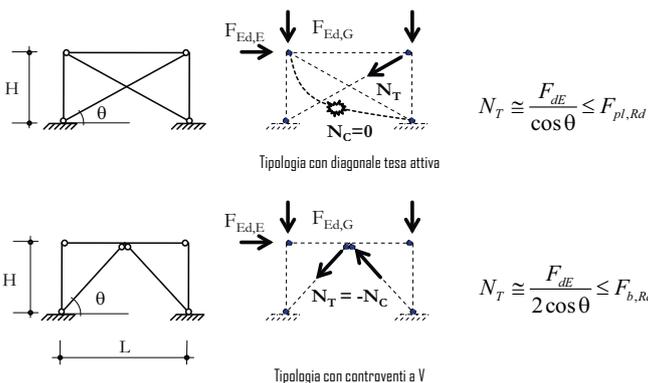
Nota!

Ai fini della resistenza alle azioni sismiche vanno considerate

- Le sole diagonali tese (Tipologia a diagonale tesa)
- Tutte le diagonali (Tipologia con controventi a V)

Progetto dei controventi

Scelta del profilo



Progetto dei controventi

Scelta del profilo

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

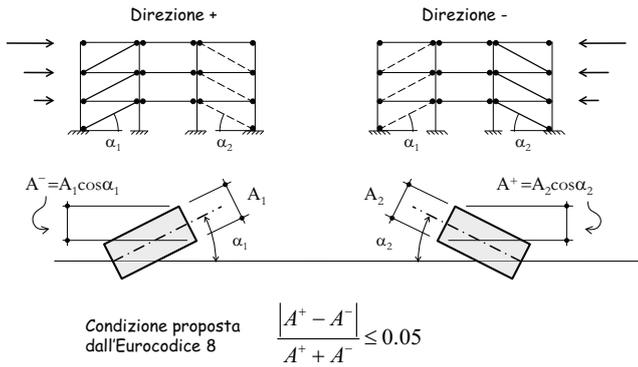
A tal proposito l'Eurocodice 8 suggerisce di progettare i controventi in modo tale da soddisfare la relazione

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

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

Progetto dei controventi

Scelta del profilo



Progetto dei controventi

Spessori limiti dei profili

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

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore b/t secondo le classi di sezioni trasversali specificate nelle presenti norme, in funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura q_0 usato in fase di progetto.

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

Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_θ definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

essendo

- ϑ_r la curvatura corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima;
- ϑ_y la curvatura corrispondente al raggiungimento dello snervamento.

Classificazione delle sezioni

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- **CLASSE 1**
quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza.
Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 3$
- **CLASSE 2**
quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata.
Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1.5$

Classificazione delle sezioni

- **CLASSE 3**
quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- **CLASSE 4**
quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Classificazione delle sezioni

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e compressione
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72 \epsilon$	$c/t \leq 33 \epsilon$	se $\alpha > 0.5$ se $\alpha \leq 0.5$
2	$c/t \leq 83 \epsilon$	$c/t \leq 38 \epsilon$	se $\alpha > 0.5$ se $\alpha \leq 0.5$

Progetto dei controventi

Spessori limiti dei profili

REGOLA SPECIFICA PER STRUTTURE IN ACCIAIO CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da

- Sezioni Circolari Cave
il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione

$$d/t \leq 36$$

- Profili Tubolari a Sezione Rettangolare
a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite, i rapporti la larghezza b e lo spessore t delle parti che costituiscono la sezione devono soddisfare la relazione

$$b/t \leq 18$$

Progetto dei controventi

Snellezze limiti degli elementi

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

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2 \quad \text{controventi ad X}$$

Il limite inferiore è definito per evitare di sovraccaricare le colonne nella fase di comportamento elastico delle diagonali (ovvero quando le diagonali tese e compresse sono attive) oltre gli effetti ottenuti da un'analisi in corrispondenza dello stato ultimo quando solo le diagonali tese sono attive.

Progetto dei controventi

Snellezze limiti degli elementi

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

$$\bar{\lambda} \leq 2 \quad \text{controventi a V}$$

Progetto degli altri elementi

Regola generale

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

A riguardo la normativa stabilisce che "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".



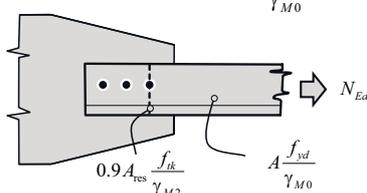
Gli elementi strutturali differenti dalle diagonali devono essere progettati sulla base delle massime azioni sviluppabili dalle diagonali

Progetto dei controventi

Influenza dei collegamenti bullonati

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

$$A \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}} < 0.9 A_{res} \frac{f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$



Progetto dei controventi

Influenza dei collegamenti bullonati

Secondo normativa, tale verifica si ritiene soddisfatta se risulta verificata la relazione:

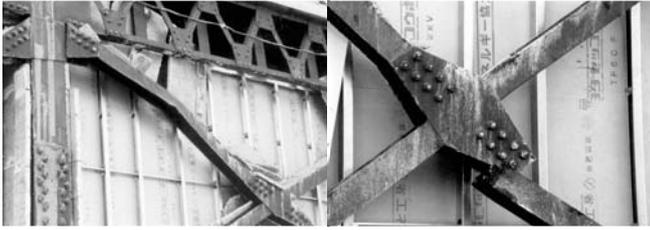
$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \frac{\gamma_{M2} f_{yk}}{\gamma_{M0} f_{tk}}$$

essendo:

- A l'area lorda;
- A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori di rinforzo;
- $\gamma_{M0} \gamma_{M2}$ i coefficienti di sicurezza parziale dei materiali.

Progetto dei controventi

Rottura prematura



Instabilità del controvento

Rottura della sezione netta del controvento

85

Collegamenti in zone dissipative

Regole di progetto generali

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

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

- Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

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

86

Collegamenti in zone dissipative

Regole di progetto generali

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

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

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

dove:

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

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata;

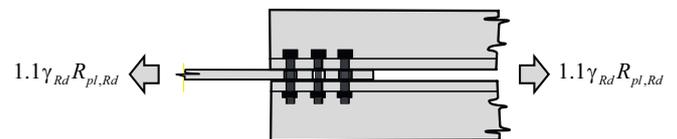
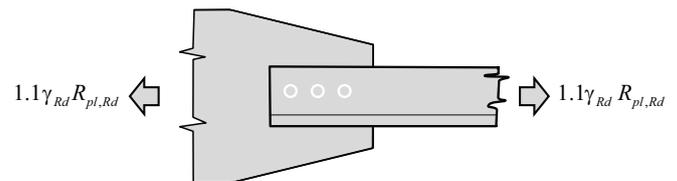
$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

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

87

Esempi di collegamento

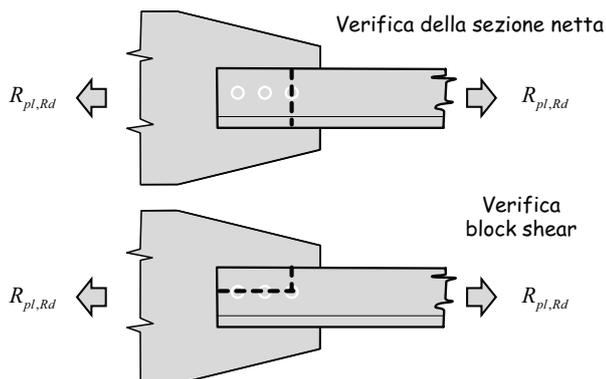
Verifica dei collegamenti in zone dissipative



88

Esempi di collegamento

Verifica di parti tese delle zone dissipative



89

Particolari di collegamento

Controvento-fazzoletto

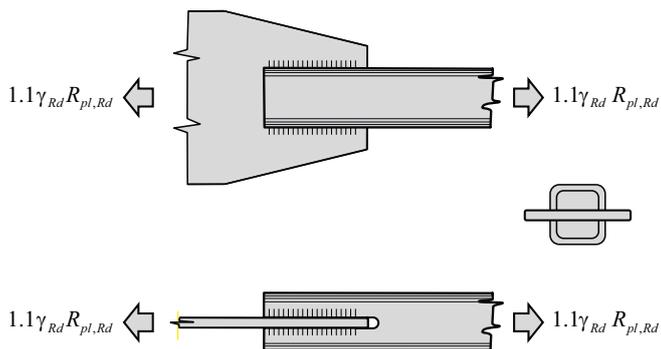


Preparazione dei profili scatolari per il collegamento

90

Esempi di collegamento

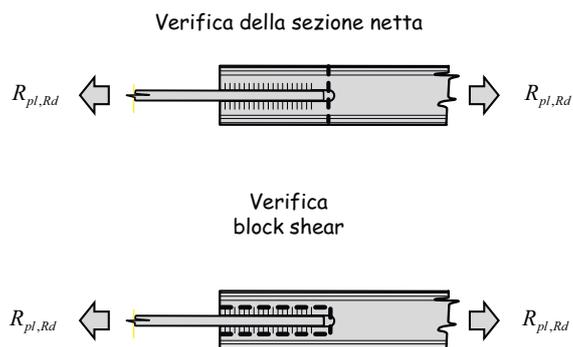
Verifica dei collegamenti delle zone dissipative



91

Esempi di collegamento

Verifica di parti tese delle zone dissipative



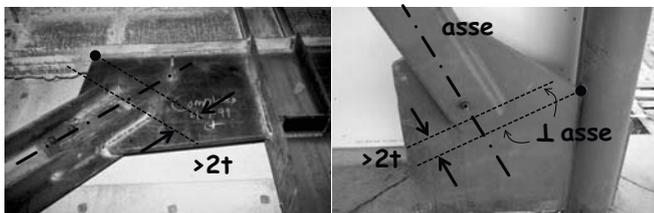
92

Strutture con controventi concentrici

Progetto del collegamento

Al fine di garantire una elevata duttilità di piano è opportuno che 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) sia 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.



93

Strutture con controventi concentrici

Progetto del collegamento



Collegamento dei controventi

94

Strutture con controventi concentrici

Progetto del collegamento



Particolare di collegamento dei controventi

95

Progetto dei controventi

Rapporti di sovrarresistenza dei controventi

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficienti di sovrarresistenza

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

calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25% ovvero :

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

in cui **Attenzione!**
 $N_{pl,Rd}$ è la resistenza di progetto della diagonale, ovvero lo sforzo normale resistente plastico nella tipologia a diagonale tesa attiva e la resistenza all'instabilità nella tipologia con controventi a V

96

Progetto di travi e colonne

Sollecitazioni di progetto

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 :

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

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

Ω è il più piccolo dei coefficienti di sovraresistenza dei controventi della struttura (ovvero Ω_{min})

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale

Il coefficiente di sovraresistenza del materiale, γ_{Rd} , è definito come il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale.

In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati.

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

Valutazione del fattore γ_{Rd}

La sollecitazione S e la resistenza R di due elementi siano definite dal punto di vista statistico tramite due funzioni gaussiane.

La funzione densità di probabilità della differenza $R-S$ è :

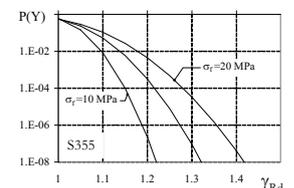
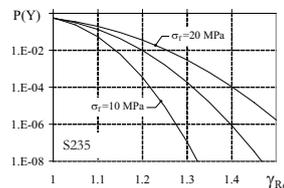
$$p(Y) = p(R - S \leq 0) = \frac{1}{\sigma_Y \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \frac{(Y - \mu_Y)^2}{\sigma_Y^2}}$$

mentre la funzione distribuzione di probabilità è :

$$P(Y \leq 0) = \int_{-\infty}^0 p(Y) dY$$

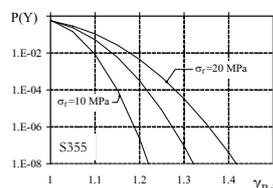
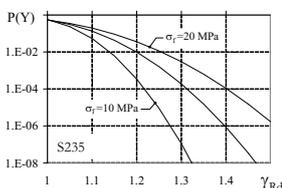
Valutazione del fattore γ_{Rd}

Il coefficiente di sovraresistenza necessario a garantire una predeterminata probabilità di plasticizzazione dell'elemento da proteggere dipende dalla resistenza dei materiali in esame.



Valutazione del fattore γ_{Rd}

Una probabilità di plasticizzazione di 10^{-3} - 10^{-4} richiederebbe per un acciaio S235 un valore di γ_{Rd} di 1.30-1.40. Data la sovraresistenza fornita agli elementi all'atto del progetto tramite la scelta tra i profilati metallici commerciali si può ritenere, tuttavia, idoneo un fattore di sovraresistenza del materiale inferiore (ad esempio 1.20).



Progetto delle travi

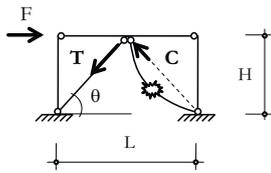
La forza sbilanciata nella tipologia a V

Nei telai con controventi a V, le travi devono resistere agli effetti :

- delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali
- delle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse.

Progetto delle travi

La forza sbilanciata nella tipologia a V



Per determinare l'effetto dello squilibrio delle componenti verticali degli sforzi nelle diagonali si può considerare :

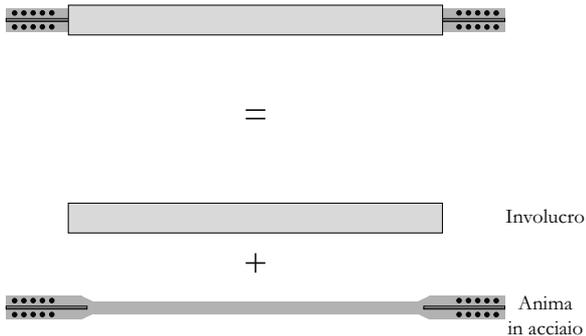
$$T = N_{pl,Rd} \dots\dots\dots C = \gamma_{pb} N_{pl,Rd}$$

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

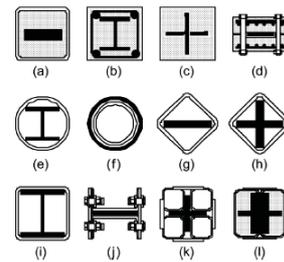
D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

Strutture con controventi concentrici ad instabilità impedita

Controventi ad instabilità impedita

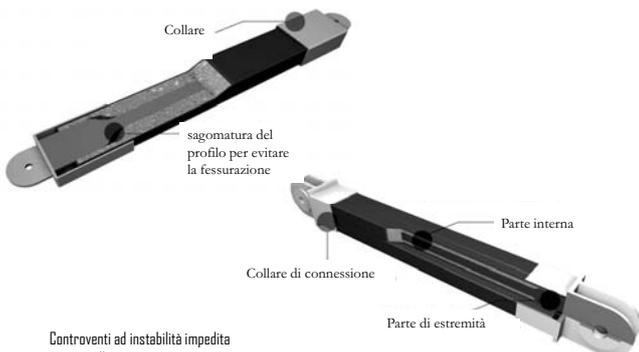


Sezioni di controventi ad instabilità impedita



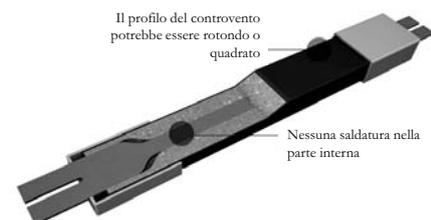
tratto da : Qiang Xie, State of the art of buckling-restrained braces in Asia, Journal of Constructional Steel Research 61 (2005) 727-748

Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Controventi ad instabilità impedita con collegamento a cerniera

Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Controvento ad instabilità impedita con collegamento in grado di trasferire momento flettente

Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Strutture con controventi ad instabilità impedita

109

Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Struttura con controventi ad instabilità impedita nella tipologia a V

110

Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Struttura con controventi ad instabilità impedita nella tipologia a V invertita e collegamenti incernierati

111

Sistemi con controventi ad instabilità impedita



Struttura con controventi ad instabilità impedita con collegamenti non incernierati

112

Strutture con controventi eccentrici tradizionali

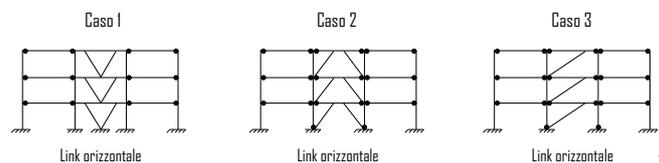
Strutture controventate

Controventi eccentrici

2. 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



114

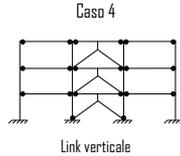
Strutture controventate

Controventi concentrici

2. 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



115

Strutture controventate

Controventi concentrici



Controventi eccentrici nella tipologia a K

Controventi eccentrici nella tipologia a D

116

Strutture controventate

Controventi concentrici



Edificio con controventi eccentrici

117

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

118

Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

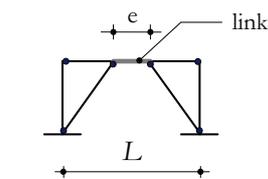
Tipologia a K

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.



119

Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

Tipologia a D

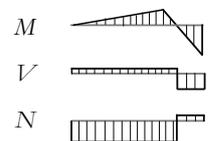
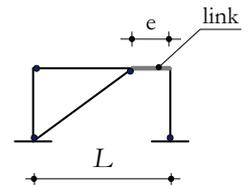
Vantaggi:

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.



120

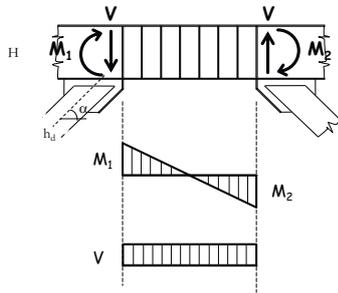
Caratteristiche della sollecitazione nei link

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:

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



121

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

122

Sollecitazioni plastiche dei link

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

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

si ha :

- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \Rightarrow \frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{2M_{pl,Rd}}{eV_{Ed}} \Rightarrow \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2$
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \Rightarrow \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2$
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} \Rightarrow \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2$

123

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 :

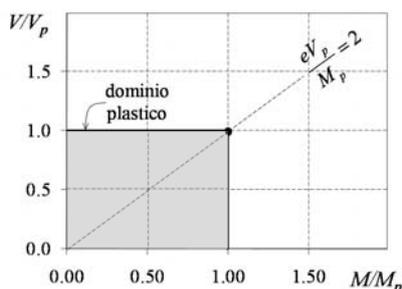
$$V_y = V_{pl,Rd} \quad e \quad M_y = \frac{eV_{pl,Rd}}{2} \quad se \quad \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2$$

$$V_y = \frac{2M_{pl,Rd}}{e} \quad e \quad M_y = M_{pl,Rd} \quad se \quad \frac{eV_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2$$

124

Sollecitazioni plastiche dei link

Dominio plastico



125

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.

$$M_u = 1.5 M_{pl}$$

126

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 $M_{pl,Rd}$.

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

127

Sollecitazioni ultime

Nota!

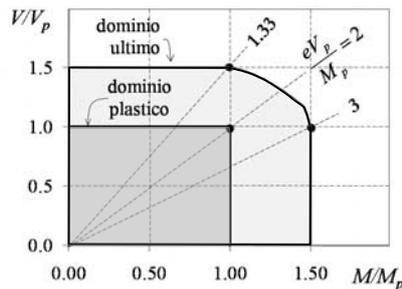
Analogamente, il fatto che un link si plasticizzi prima per flessione non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per taglio prima di pervenire a rottura.

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 $V_{pl,Rd}$.

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

128

Dominio plastico e ultimo dei link



129

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>INTERMEDI</u>	PLASTICIZZAZIONE TAGLIO E FLESSIONE
<u>LUNGI</u>	PLASTICIZZAZIONE FLESSIONE

Tale classificazione è bene interpretata dal parametro:

$$\frac{e V_p}{M_p}$$

130

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:

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

131

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

132

Classificazione meccanica di normativa

In modo più generale (ovvero se i momenti alle estremità del link non sono eguali), 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

133

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.

134

Resistenza ultima di normativa

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

link corti $\left\{ \begin{array}{l} M_u = 0.75 e V_{pl,Rd} \\ V_u = 1.5 V_{pl,Rd} \end{array} \right.$

link lunghi $\left\{ \begin{array}{l} M_u = 1.5 M_{pl,Rd} \\ V_u = 2 M_{pl,Rd} / e \end{array} \right.$

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

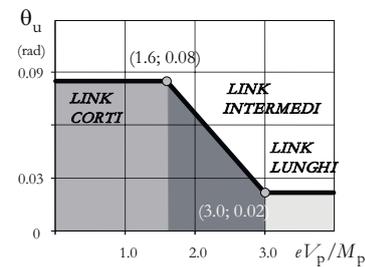
Nota!

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

135

Capacità rotazionale di normativa

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



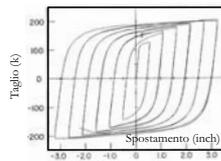
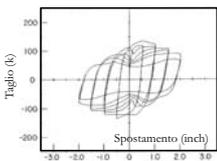
D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni

136

Irrigidimenti dei link corti

Link corto senza irrigidimenti trasversali

Link corto con irrigidimenti trasversali



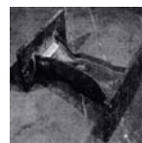
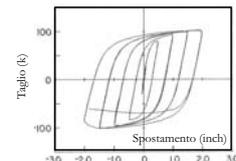
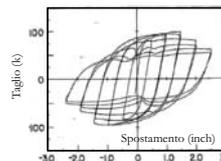
tratto da: Hjeltnad e Popov. Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

137

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

138

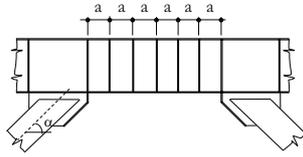
Irrigidimenti dei link corti

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 $(b_f/2) - t_w$.



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.

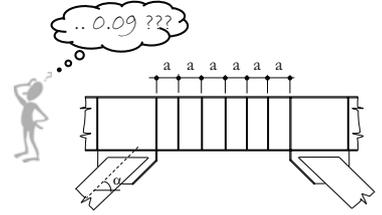
$$a \leq 29t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.09 \text{ rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.06 \text{ rad}$$

$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.03 \text{ rad}$$

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



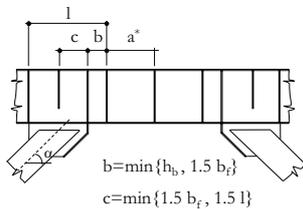
Irrigidimenti dei link intermedi

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



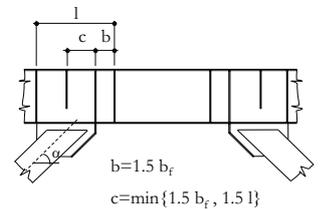
$$b = \min\{h_b, 1.5 b_f\}$$

$$c = \min\{1.5 b_f, 1.5 l\}$$

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 piattabanda 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.



$$b = 1.5 b_f$$

$$c = \min\{1.5 b_f, 1.5 l\}$$

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.

Sovraresistenza dei link

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

link corti $\Omega_i = 1.50 \frac{V_{pl,Rd,i}}{V_{Ed,i}}$

link lunghi e intermedi $\Omega_i = 1.50 \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}}$

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.



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%:

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

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} .

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 sovraresistenze 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:

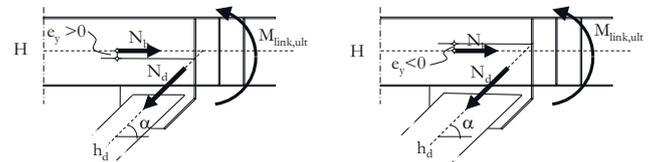
$$N_{Rd}[M_d(\gamma_{Rd}V_u), V_d(\gamma_{Rd}V_u)] \geq N_{Ed,G} + N_d(\gamma_{Rd}V_u)$$

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.

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



Strutture con controventi eccentrici e pendoli verticali

Strutture controventate legate

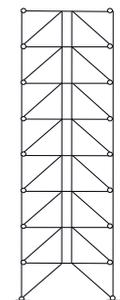
Caratteristiche geometriche e comportamentali

Caratteristiche geometriche

I pendoli verticali collegano gli estremi corrispondenti di link di piani contigui

Funzione dei pendoli

I pendoli verticali vincolano i link dei vari piani ad aver gli stessi spostamenti verticali (a meno delle deformazioni assiali dei pendoli)

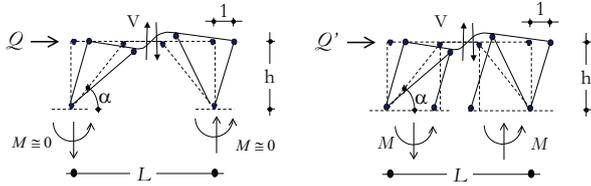


Schema di telaio con controventi eccentrici e pendoli verticali

Strutture controventate legate

Caratteristiche comportamentali

1. La rigidezza laterale di piano, a differenza del telaio con controventi eccentrici tradizionali, è solo lievemente influenzata dalla rigidezza dei link.



CONSEGUENZA

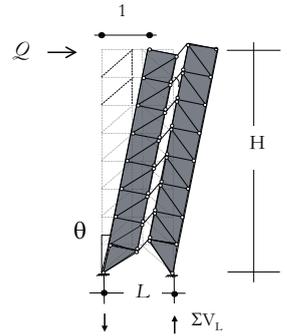
La plasticizzazione dei link rende poco probabile la concentrazione di elevate deformazioni plastiche.

151

Strutture controventate legate

Caratteristiche comportamentali

2. La rigidezza laterale globale mostra importanti decrementi al plasticizzarsi dei link.



CONSEGUENZA

La progressiva plasticizzazione dei link rende la risposta in termini di spostamenti sempre più governata dal moto "rigido" delle due sottostrutture controventate.

152

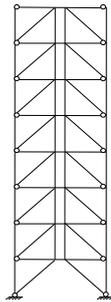
Strutture controventate legate

Caratteristiche comportamentali

Caratteristiche comportamentali



- Elevata rigidezza laterale
- Elevata iperstaticità
- Elevata capacità di redistribuzione plastica

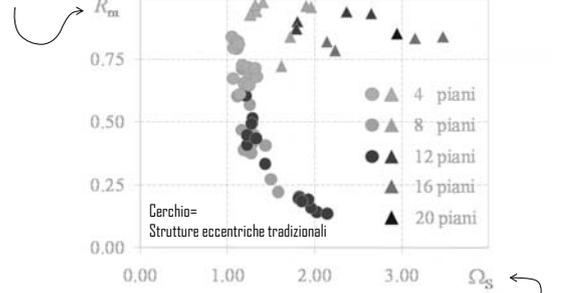


Schema di telaio con controventi eccentrici e pendoli verticali

153

Rotazione plastica a collasso

Valore medio delle massime rotazioni plastiche normalizzate dei link della struttura



Rapporto tra valore massimo e minimo della sovrarresistenza dei link della struttura

154

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

155

Ultime considerazioni

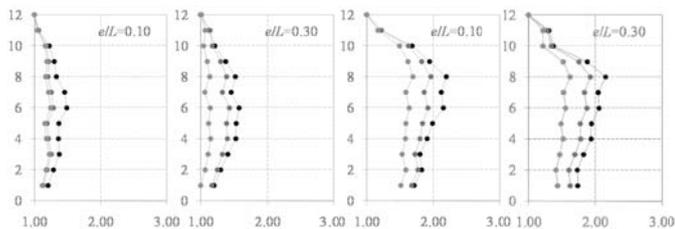
2. La limitazione delle sovrarresistenze normalizzate dei link al valore consigliato dalla normativa (ovvero 1.25) non sempre conduce al comportamento sismico atteso.

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

156

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

157

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.

158

Ultime considerazioni

4. La presenza di strutture secondarie a comportamento elastico (telai a nodi rigidi) o di pendoli verticali in telai a controventi eccentrici evita importanti e rapide riduzioni della rigidezza laterale di piano all'atto della plasticizzazione dei link.

☞ Sistemi così fatti e progettati in ossequio ai principi del capacity design hanno la capacità di coinvolgere i link di tutti i piani nel comportamento inelastico globale prima che sia attinto il collasso strutturale.

☞ Il loro comportamento sismico, a differenza dei sistemi con controventi eccentrici tradizionali, è molto meno dipendente dalla distribuzione in elevazione del fattore di sovrarresistenza dei link.

159

FINE