

Modulo 8 – 22/03/2007 ore 15.30 – 19.30

**PROGETTAZIONE DI STRUTTURE IN ACCIAIO:
ESEMPI DI CALCOLO**

- *Strutture a telaio*
- *Strutture a controventi eccentrici*

Aspetti normativi ed esempi di calcolo

Docente: Dott. Ing. Beatrice Faggiano



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "Federico II"

*Polo delle Scienze e delle Tecnologie
Dipartimento di Ingegneria Strutturale*

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

1. Peculiarità
2. Il sistema strutturale antisismico
3. Elementi che compongono il sistema sismoresistente
4. Classi di duttilità strutturale
5. Fattore di struttura
6. Classificazione delle membrane
7. Gerarchia delle resistenze
8. Requisiti progettuali specifici per le zone dissipative
9. Collegamento trave - solaio

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

1. Peculiarità

Sono composte da telai, assemblaggi di membrature rettilinee, quali travi e colonne, tra di loro rigidamente collegate

Versatilità architettonica

Massima flessibilità nello sfruttamento degli spazi:
non vi sono elementi strutturali, quali i controventi, che impediscono l'apertura di vani

Regime di comportamento prevalentemente flessionale

Principale risorsa di rigidezza laterale e di resistenza

Elevata deformabilità laterale

Solitamente le dimensioni delle membrature sono condizionate dal controllo degli spostamenti laterali, i quali devono essere contenuti entro le limitazioni imposte dalla norma
Risultano così strutture sovreresistenti rispetto a quelle strettamente necessarie per il soddisfacimento dello stato limite ultimo.

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

1. Peculiarità

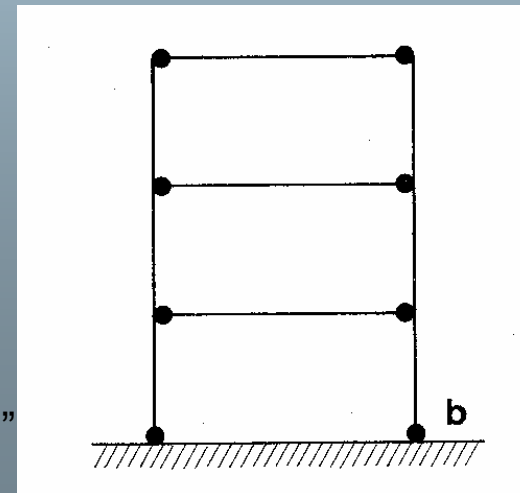
Elevate capacità di dissipazione e duttilità

Le zone dissipative sono numerose e sono concentrate in regioni discrete alle estremità delle aste, dove si formano le cerniere plastiche, che dissipano energia attraverso un comportamento ciclico a flessione stabile



Al fine di conseguire un comportamento duttile e quindi di massimizzare la capacità di dissipare energia, le cerniere plastiche devono svilupparsi prevalentemente nelle travi e all'attacco tra le colonne e le fondazioni

“MECCANISMO GLOBALE”



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

2. Il sistema strutturale antisismico

Sistemi “*non-dissipativi*”

Resistono in campo elastico a terremoti anche di tipo distruttivo

Le azioni sismiche si calcolano considerando lo spettro elastico del terremoto

SISTEMI “*DISSIPATIVI*”

In caso di terremoti distruttivi dissipano energia mediante cicli di deformazione plastica di appositi elementi, detti “*zone dissipative*”

Le azioni sismiche si calcolano considerando lo spettro di progetto del terremoto, le cui ordinate spettrali sono ridotte rispetto a quelle corrispondenti allo spettro elastico. La misura della riduzione è data dalle capacità dissipative e dalla duttilità dei sistemi strutturali, attraverso il *fattore di struttura* q .

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

3. Elementi che compongono il sistema sismo-resistente

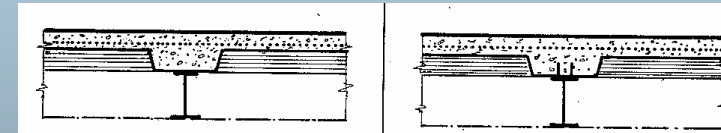
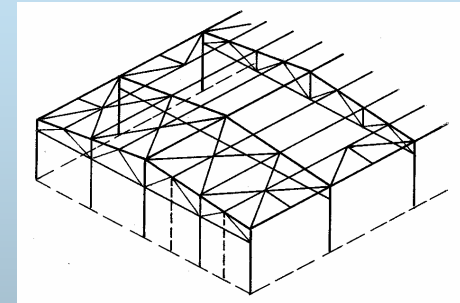
I DIAFRAMMI ORIZZONTALI

Controventi orizzontali:

generalmente adottati nel caso delle coperture dei fabbricati industriali monopiano o quando i solai sono realizzati con elementi semplicemente appoggiati alle travi

Solai

se i collegamenti con le travi di piano sono idonei a trasmettere le forze di taglio



I CONTROVENTI VERTICALI: I TELAI A NODI RIGIDI

Sono normalmente progettati per sopportare sia le forze orizzontali sia i carichi verticali

Casi limite:

❖ *Le travi sono infinitamente più rigide delle colonne: Telaio shear-type*

Per effetto del sisma le travi traslano rigidamente senza dar luogo a rotazioni nodali

❖ *Le travi sono infinitamente meno rigide delle colonne:*

Per effetto del sisma le colonne si inflettono come mensole incastrate alla base

I telai hanno comportamento intermedio, funzione del rapporto di rigidezza trave/colonna

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

3. Elementi che compongono il sistema sismo-resistente

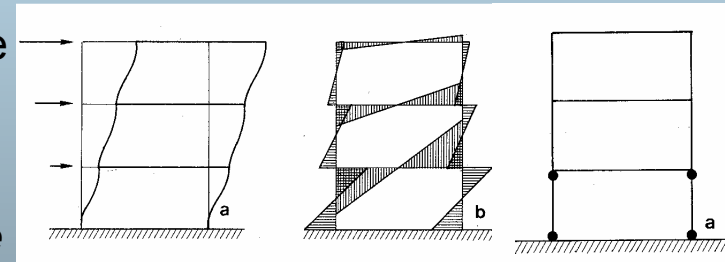
I CONTROVENTI VERTICALI: I TELAI A NODI RIGIDI

❖ *Le travi sono infinitamente più rigide delle colonne: Telaio shear-type*

Nei ritti i valori massimi del momento flettente sono della stessa entità in altezza

Collasso per formazione di cerniere plastiche alle estremità delle colonne

- ♦ Migliore sfruttamento della resistenza del materiale
- ♦ Peggiori capacità deformative in campo plastico

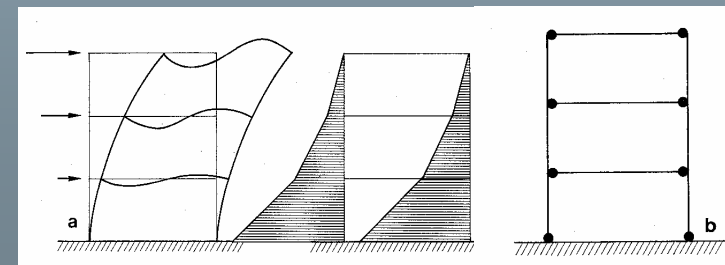


❖ *Le travi sono infinitamente meno rigide delle colonne*

Nei ritti il momento flettente varia notevolmente lungo l'altezza

Collasso per formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi

- ♦ Peggior sfruttamento della resistenza del materiale
- ♦ Migliori capacità deformative in campo plastico



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

3. Elementi che compongono il sistema sismo-resistente

I CONTROVENTI VERTICALI: I TELAI A NODI RIGIDI

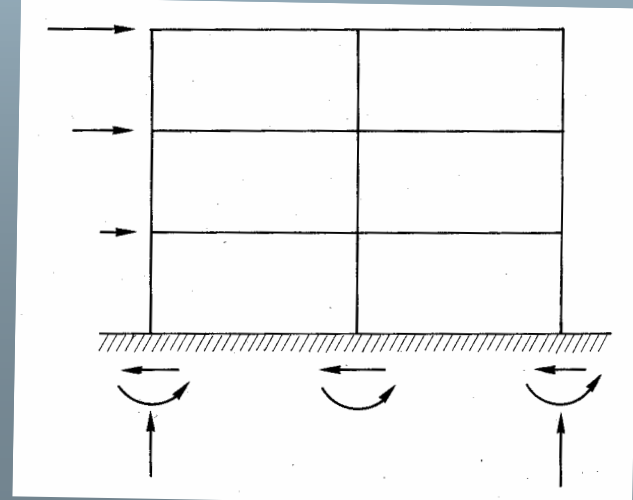
In presenza di forze sismiche

- i ritti centrali sono in prevalenza sollecitati a taglio,
- i ritti laterali sono in prevalenza sollecitati a sforzo normale,

questi ultimi contribuiscono sostanzialmente all'assorbimento della coppia ribaltante generata dal sisma:

⇒ *Attenzione alle fondazioni perimetrali !*

nel caso le forze normali di trazione dovute al terremoto superano le forze normali di compressione indotte dai carichi verticali



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

4. Classi di duttilità strutturale

Per i sistemi dissipativi

Si definiscono in funzione dei criteri di dimensionamento e del dettaglio costruttivo delle zone dissipative

STRUTTURE A BASSA DUTTILITÀ

Si adottano criteri di dimensionamento di tipo elastico:

le membrature strutturali sono dimensionate sulla base dei valori delle caratteristiche della sollecitazione interna ottenuti mediante l'analisi globale elastica

STRUTTURE AD ALTA DUTTILITÀ

Si adottano criteri di dimensionamento per il controllo del meccanismo di collasso:

gli elementi non dissipativi sono dimensionati nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

5. Fattore di struttura

E' la misura della duttilità e della capacità di dissipazione dell'energia della struttura

E' definito attraverso un Valore di riferimento q_0

funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità della struttura

Valore di riferimento q_0

Tipologia strutturale	Classe di duttilità della struttura	
	Bassa	Alta
Strutture intelaiate	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a controventi reticolari concentrici	2	4
Strutture a controventi eccentrici	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	--
Strutture intelaiate controventate	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$

Valori approssimati del rapporto α_u / α_1

Schema strutturale	α_u / α_1	q_0
Strutture intelaiate di un piano	1.1	5.5
Strutture intelaiate di più piani e una campata	1.2	6
Strutture intelaiate di più piani e più campate	1.3	6.5
Strutture a controventi eccentrici	1.2	6

$$\alpha_u / \alpha_1 \leq 1.6, q_0 \leq 8$$

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

5. Fattore di struttura

$$q = k_D k_R q_0$$

k_D dipende dalle risorse di duttilità locale delle membrature costituenti le parti dissipative

k_R dipende dalla regolarità strutturale in pianta ed in elevazione

Il coefficiente $k_R \leq 1$

In modo semplicistico si assegna il valore $k_R = 0.8$ per le strutture che non rispettano i requisiti di regolarità.

Il coefficiente k_D

E' associato alla categoria di duttilità della membratura, in accordo alla classificazione proposta dalla stessa Ordinanza.

La classificazione delle membrature in categorie di duttilità			
Categoria di duttilità delle membrature	Valori del parametro	$s = \frac{f_{LB}}{f_y}$	k_D
Duttili	$s > 1.20$		1.00
Plastiche	$1.00 < s < 1.20$		0.75
Snelle	$s \leq 1.00$		0.50

Nel caso di strutture costituite da membrature appartenenti a diverse categorie di duttilità, il valore di k_D deve essere assunto pari a quello della categoria inferiore

Le membrature snelle possono essere impiegate solo in zone di bassa sismicità.

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

6. Classificazione delle membrature

La classificazione delle membrature in categorie di duttilità

Categoria di duttilità delle membrature	Valori del parametro $s = \frac{f_{LB}}{f_y}$	k_D
Duttili	$s > 1.20$	1.00
Plastiche	$1.00 < s < 1.20$	0.75
Snelle	$s \leq 1.00$	0.50

Per profili a doppio T, laminati a caldo o in composizione saldata, per gli usuali acciai da carpenteria

$$s = \frac{f_{LB}}{f_y} = \frac{1}{0.695 + 1.632 \cdot \lambda_f^2 + 0.062 \cdot \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}; 1.25 \right\}$$

λ_f e λ_w sono rispettivamente i parametri di snellezza delle ali e dell'anima

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \lambda_w = \frac{d_{w,e}}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w$$

$d_{w,e}$ "altezza efficace dell'anima" l'altezza della parte compressa dell'anima quando la sezione è completamente plasticizzata per effetto della sollecitazione composta di M e N

$\rho = N_{Sd}/Af_y$ è il rapporto tra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

6. Classificazione delle membrature

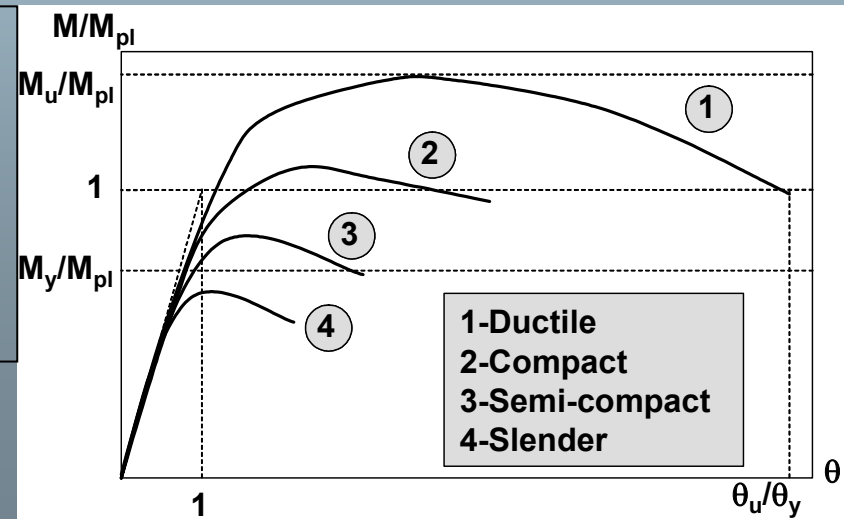
La classificazione delle membrature in categorie di duttilità

Categoria di duttilità delle membrature	Valori del parametro $s = \frac{f_{LB}}{f_y}$	k_D
Duttili	$s > 1.20$	1.00
Plastiche	$1.00 < s < 1.20$	0.75
Snelle	$s \leq 1.00$	0.50

Nel caso di *sezioni di forma diversa dal doppio T* si può fare riferimento alla Classificazione secondo EC3

Corrispondenza tra le classi di comportamento delle sezioni (EC3) e le categorie di duttilità delle membrature (Ordinanza):

Classe 1	Categoria Duttile
Classi 2 e 3	Categoria Plastica
Classe 4	Categoria Snella



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

Il comportamento strutturale dissipativo prevede che alcune parti della struttura (zone dissipative) possano plasticizzare in occasione di un sisma

Le zone non dissipative devono essere progettate con sovrarresistenza tale da resistere in campo elastico alle azioni ad esse trasmesse in occasione del sisma

CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE IN FORMA SEMPLIFICATA E UNIFICATA:

$$R_{fi} \geq S_{fi,G} + \alpha \cdot S_{fi,E}$$

R_{fi} la resistenza di progetto della i-esima parte fragile

$S_{fi,G}$ e $S_{fi,E}$ le sollecitazioni elastiche prodotte dai carichi gravitazionali e dalle forze sismiche di progetto

$\alpha > 1$ il fattore che tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, il valore limite superiore è il fattore di struttura q

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

Per favorire la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale, il criterio di gerarchia impone che le colonne e i collegamenti rimangano in campo elastico per effetto delle azioni di progetto, mentre le travi si plasticizzano

COLONNE

$$M_{c,Rd,red} = M_{c,Rd} \left(N_{c,Sd} \right) \geq M_{c,Sd,G} + \alpha M_{c,Sd,E}$$

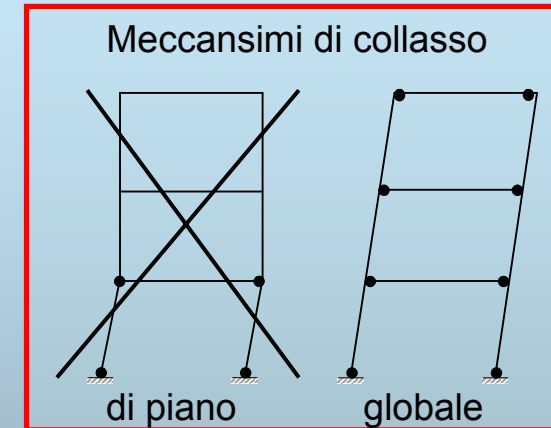
$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha N_{c,Sd,E}$$

$$V_{c,Sd} = V_{c,Sd,G} + \alpha V_{c,Sd,E}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}} \right\} \leq q$$

$$\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} = M_{b,Sd,G,i} + \alpha M_{b,Sd,E,i}$$

α è il moltiplicatore delle forze sismiche di progetto che corrisponde alla formazione della 1a cerniera plastica. Deve essere calcolato per tutte le travi del telaio.



$-N_{c,Sd}$ lo sforzo assiale nella colonna prodotto dalla combinazione sismica di progetto;

$-(N_{c,Sd,G}, M_{c,Sd,G})$ e $(N_{c,Sd,E}, M_{c,Sd,E})$ le coppie di sollecitazioni (N, M) prodotte nella colonna rispettivamente dai carichi gravitazionali e dalle forze sismiche della combinazione sismica di progetto;

$-M_{b,Sd,G,i}, M_{b,Sd,E,i}$ i momenti flettenti nell'iesima trave dovuti rispettivamente ai carichi gravitazionali e alle forze sismiche della combinazione sismica di progetto;

$-\gamma_{ov}$ si $M_{pl,b,Rd,i}$ la resistenza flessionale ultima dell'iesima trave.

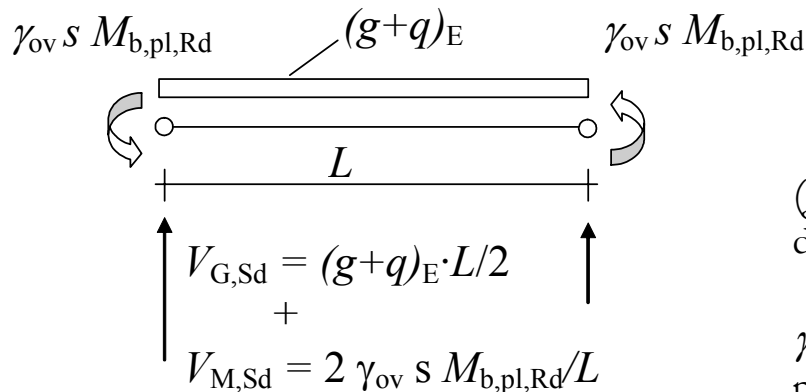
STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

TRAVI

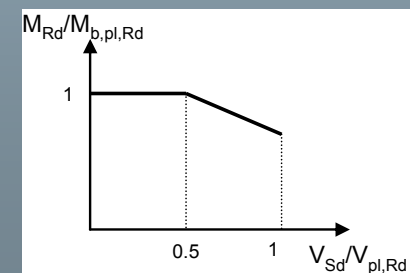
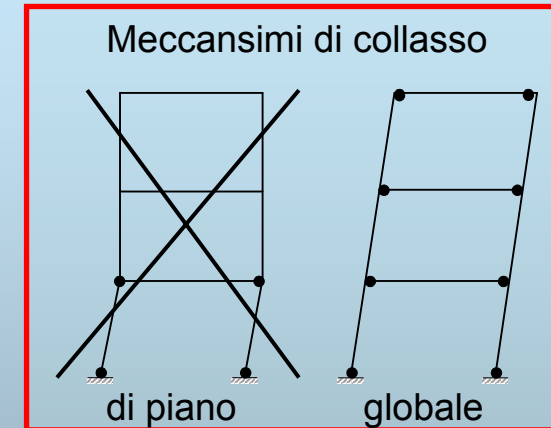
Nelle travi inflesse, per favorire la formazione delle cerniere plastiche flessionali, scongiurando la crisi per taglio deve valere:

$$V_{G,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0.50 V_{pl,Rd}$$



$(g+q)_E$ = combinazione sismica dei carichi verticali di progetto

$\gamma_{ov} s M_{b,pl,Rd}$ = resistenza plastica massima delle travi



il coefficiente 0.5 riduttivo del valore del taglio plastico ($V_{pl,Rd}$) garantisce l'attingimento dell'intero valore del momento plastico della trave ($M_{b,pl,Rd}$)

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

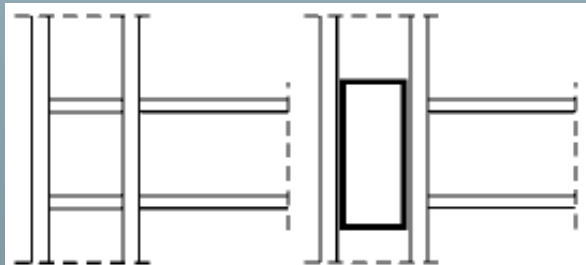
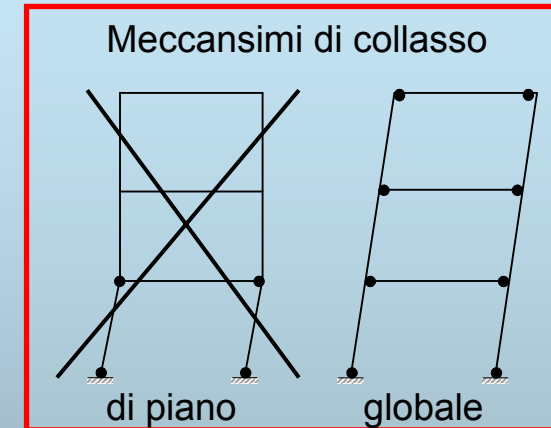
COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA

I pannelli nodali devono essere progettati in modo da escludere la loro plasticizzazione a taglio

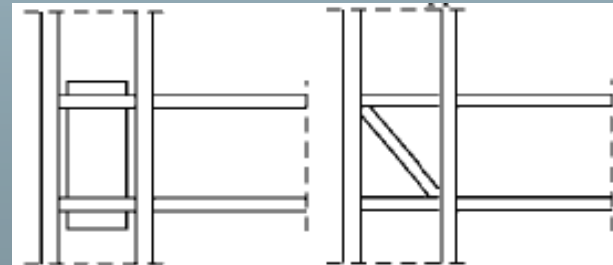
La resistenza a taglio del pannello nodale ($V_{wp,Rd}$) deve essere minore del massimo taglio sollecitante il pannello stesso ($V_{wp,Sd}$), in corrispondenza della formazione della cerniera plastica all'estremità della trave collegata.

$$V_{wp,Rd} \geq V_{wp,Sd}$$

La resistenza a taglio dei pannelli nodali deve tenere conto della presenza degli irrigidimenti dell'anima della colonna



Piastrine di continuità Piastra d'anima



Piastrine di continuità e piastra d'anima Piastrine di continuità e nervatura diagonale

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

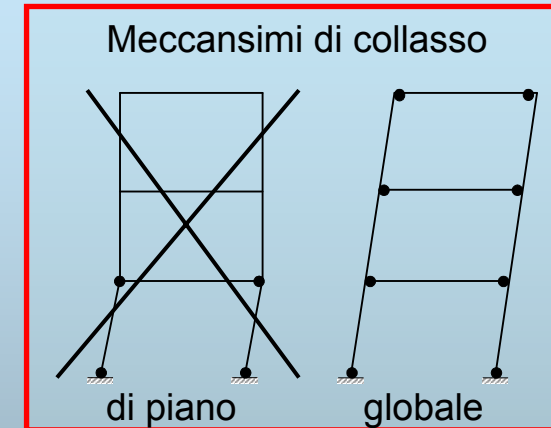
COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA

Verifica del pannello nodale

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{h_b - t_{fb}} \left(1 - \frac{h_b - t_{fb}}{H - h_b} \right)$$

massimo taglio sollecitante il pannello nodale, corrispondente alla formazione della cerniera plastica all'estremità della trave collegata
si calcola imponendo una condizione di equilibrio del pannello

H è l'altezza d'interpiano,
 h_b e t_{fb} sono rispettivamente
l'altezza e lo spessore delle
flangie della trave



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA

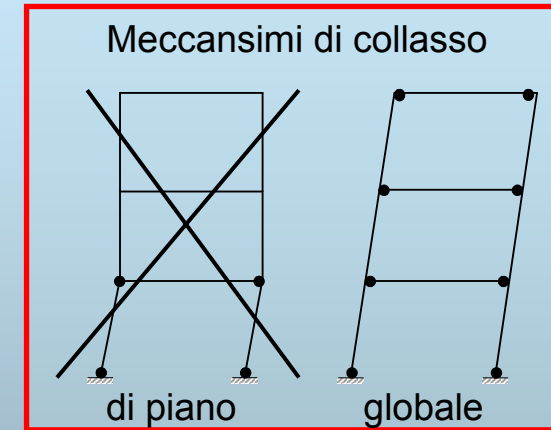
Verifica del pannello nodale

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{h_b - t_{fb}} \left(1 - \frac{h_b - t_{fb}}{H - h_b} \right)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{vc} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2}$$

Resistenza a taglio dei pannelli nodali nel caso in cui siano assenti gli irrigidimenti dell'anima della colonna

- A_{vc} è l'area resistente a taglio della colonna;
per colonne realizzate con profili laminati a caldo è data da: $A_{vc} = A_c - 2b_{fc} \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) \cdot t_{fc}$
- A_c è l'area della colonna;
- b_{fc} , t_{fc} , t_{wc} sono larghezza e spessore della flangia e spessore dell'anima della colonna;
- r_c è il raggio del raccordo flangia-anima della colonna.
- σ è la tensione normale media nel pannello nodale.



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

7. Gerarchia delle resistenze

COLLEGAMENTO TRAVE-COLONNA

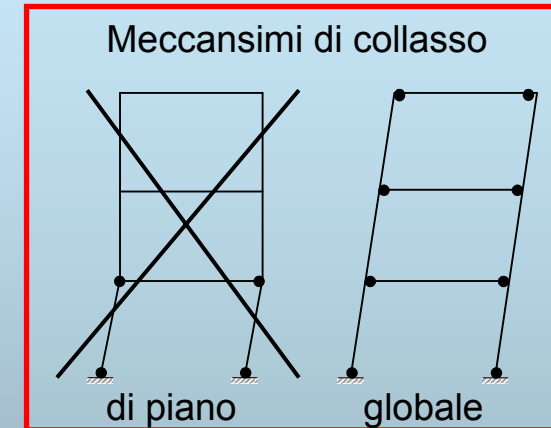
Verifica del pannello nodale

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{h_b - t_{fb}} \left(1 - \frac{h_b - t_{fb}}{H - h_b} \right)$$

$$V_{wp,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{vc} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2} +$$

$$\Delta V_{wp,Rd} = \frac{b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{h_b - t_f} \cdot f_y$$

Incremento di resistenza a taglio derivante dalla flessione delle flangie della colonna in presenza di irrigidimenti del pannello d'anima nodale realizzati mediante piatti di continuità delle flangie della trave



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

8. Requisiti specifici per le zone dissipative

MATERIALI (requisiti di validità generale)

Nelle zone dissipative si devono rispettare le seguenti prescrizioni aggiuntive:

$$\frac{f_t}{f_y} \geq 1.20$$

rapporto tra tensione di rottura f_t e tensione di snervamento f_y

$$\varepsilon_t \geq 20\%$$

l'allungamento a rottura ε_t , misurato su provino standard

I normali acciai da carpenteria (S235, S275, S355) rispondono largamente a queste richieste

Lo scopo è di conferire elevata duttilità alle membrane,
poiché la duttilità del materiale consente:

- redistribuzione delle tensioni all'interno della sezione, e quindi delle membrane strutturali
- ampie deformazioni in campo plastico prima di giungere alla condizione di rottura.

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

8. Requisiti specifici per le zone dissipative

SISTEMI DI UNIONE (requisiti di validità generale)

- ❖ Le saldature a completa penetrazione devono essere di prima classe
per scongiurare la presenza di difetti delle saldature, i quali possono facilitare l'innesco di cricche, o comunque la crisi prematura del collegamento, con una conseguente limitazione dell'offerta di duttilità locale delle sezioni trasversali delle membrature
- ❖ I collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza, comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito.

Nel caso di saldature a cordoni d'angolo e di collegamenti bullonati deve essere

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot R_{pl,Rd}$$

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

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

STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

8. Requisiti specifici per le zone dissipative

PROGETTAZIONE DUTTILE DELLE ZONE DISSIPATIVE

Al fine di sfruttare a pieno la duttilità delle membrature, occorre assicurare che:

- siano di classe duttile
- la resistenza flessionale plastica, nonché la capacità rotazionale non siano ridotte per la presenza del taglio e dello sforzo normale

In corrispondenza delle zone in cui si prevede si formino le cerniere plastiche le sollecitazioni di progetto di taglio e di sforzo normale devono essere opportunamente limitate

$$V_{G,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0.50V_{pl,Rd}$$

$$N_{Sd} \leq 0.15 \cdot N_{pl,Rd}$$



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

9. Collegamento trave-solaio

Considerazioni di validità generale

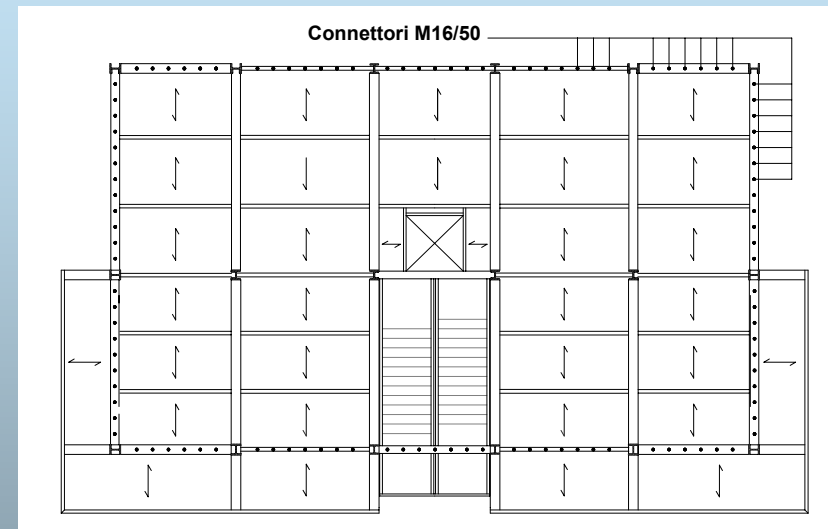
Per trasmettere le azioni orizzontali dall'impalcato ai controventi verticali si utilizzano connettori trave-solaio

Essi devono essere dimensionati per le azioni corrispondenti a $1.3F_{\max}$, essendo $F_{\max}$ il massimo valore delle forze sismiche di progetto calcolate ai vari piani

I connettori si dispongono in corrispondenza degli allineamenti di travi delle maglie controventate

Nell'ipotesi di connessione duttile, la forza totale di progetto per i connettori di una trave di un campo controventato (F_{Sd}) si ottiene dividendo la massima forza di piano per il numero (n_c) di campi controventati nella direzione considerata

$$F_{Sd} = \frac{1,3F_{\max}}{n_c}$$



STRUTTURE A TELAIO : Aspetti normativi

9. Collegamento trave-solaio

Considerazioni di validità generale

Immaginando di utilizzare pioli tipo Nelson, la resistenza del singolo connettore, valutata con le regole dell'Eurocodice 4, è data dal valore più piccolo tra la resistenza del calcestruzzo e quella a taglio del piolo

$$P_{Rd,V} = \frac{0,8 f_u (\pi d^2 / 4)}{\gamma_v}$$

Resistenza del connettore

$$P_{Rd,cls} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}$$

Resistenza del calcestruzzo

$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza ultima a trazione del piolo;

d è il diametro del piolo;

$\gamma_v = 1.25$ è il coefficiente di sicurezza.

$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ è la resistenza cilindrica caratteristica del cls;

E_{cm} è il valore medio del modulo secante del cls;

$\alpha = 1$ per $h/d > 4$;

h è l'altezza del piolo.

il numerominimo dei connettori da disporre è dato da

$$n = \frac{F_{Sd}}{P_{Rd}}$$

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

Descrizione della struttura oggetto di studio

Normativa di riferimento

Materiali utilizzati

Analisi dei carichi:

Azioni verticali

Azione sismica

Combinazione dei carichi non sismica

Combinazione dei carichi sismica

Regolarità strutturale

Analisi strutturale

Verifiche di sicurezza:

Effetti del II ordine

Solaio e Controventi di piano

Travi

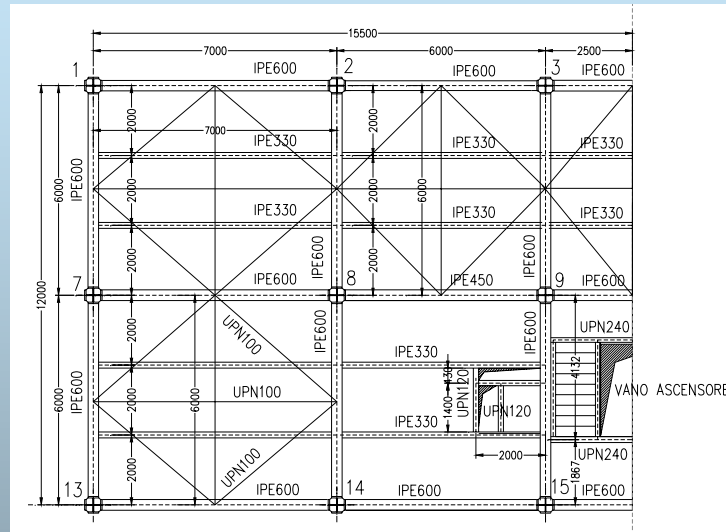
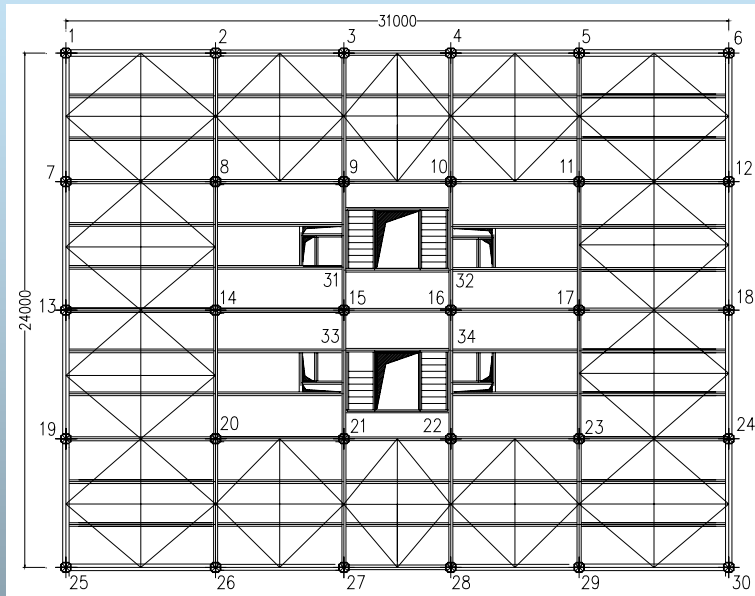
Colonne

Collegamenti

Verifica allo stato limite di danno

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA OGGETTO DI STUDIO



Telaio spaziale

struttura resistente sia ai carichi verticali sia al sisma orizzontale.

Colonne a croce austriaca

stessa inerzia nelle due direzioni principali del piano di sezione.

- Pianta rettangolare, 31m×24m, simmetrica
- Destinazione d'uso per civile abitazione
- 6 piani
- Altezza di interpiano 3.50m (1° interpiano 4.00m).
- Doppia orditura di travi (IPE330, 550, 600)
- Colonne a sezione costante in altezza (2HEB550)
- Solaio in lamiera grecata con soletta di cls collaborante
- Controventi di piano
- Collegamento alla base di tipo cerniera
- Progetto ad "alta duttilità"

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

❖ Ordinanza n.3274 del 20/03/2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

❖ Ordinanza n.3431 del 03/05/2005

Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n.3274

❖ EN 1991-1-1: 2002 Eurocode 1

Actions on structures - Part 1-1: General actions -Densities, self-weight, imposed loads for buildings

❖ EN 1992-1-1: 2003 Eurocode 2

Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

❖ EN 1993-1-1: 2003 Eurocode 3

Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

❖ EN 1994-1-1: 2004 Eurocode 4

Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings

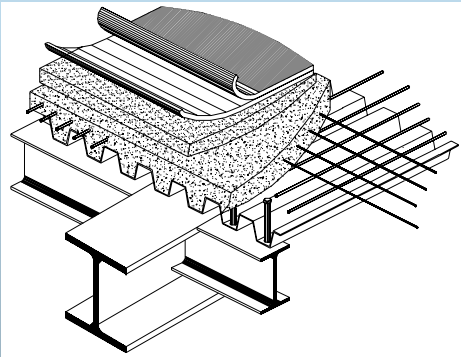
STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo**MATERIALI UTILIZZATI**

	Classe	f_y (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	γ_m	E (N/mm ²)
Acciaio da carpenteria	S235	235	360		$\gamma_{m0} = 1.05;$	210000
	S275	275	430		$\gamma_{m1} = 1.1;$	
	S355	355	510		$\gamma_{m2} = 1.20$	
Bulloni	5.6	300	500		1.35	
	10.9	900	1000			
Saldature	$\geq$ materiale base				$\gamma_{mw} = 1.35$ (cordoni d'angolo)	
					$\gamma_{mw} = 1.20$ (II classe)	
Calcestruzzo	C20/25			20	1.6	29100
Barre d'armatura	FeB44k	430	540		1.15	210000

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

ANALISI DEI CARICHI: Azioni verticali

Solaio



- Solaio in lamiera grecata con soletta di cls collaborante
- Lamiera grecata tipo A55P600.
- Soletta di cls di completamento di spessore 65mm.

	Carichi permanenti G_k (kN/m ²)	Carichi variabili Q_k (kN/m ²)
Solaio tipo	4.00	2.0
Solaio di copertura	4.00	2.0 (copertura praticabile) 0.60 (neve)
Scale	0.35	4.0
Tamponature	1.50	

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

ANALISI DEI CARICHI: Azione sismica

Zona sismica e spettro di progetto

Zona 1

 $a_g = 0.35g$

suolo tipo B

 $S=1.25, T_B=0.15s, T_C=0.5s, T_D=2s$ $q = 5.2$

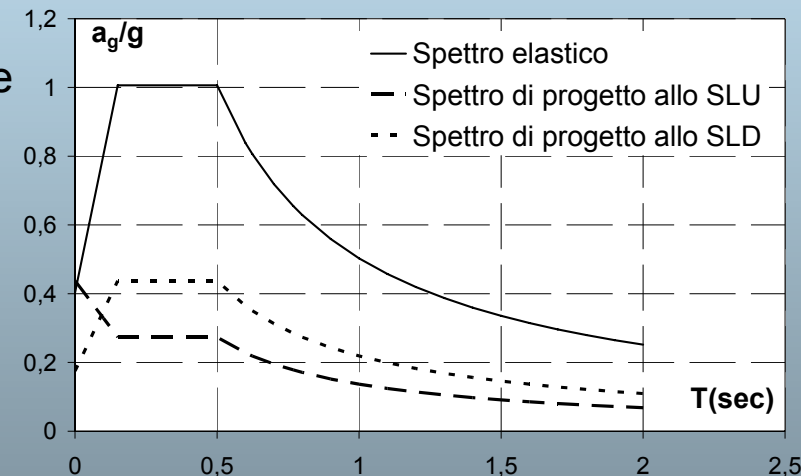
$$q = q_0 k_D k_R$$

 $q_0 = 6.5$, struttura ad alta duttilità, più piani e più campate $k_D = 1$, membrature di classe duttile

Profili	λ_f	λ_w	L^* (mm)	b_f (mm)	s	Categoria
IPE 550	0.204	0.777	3500	210	1.31	Duttile
IPE 600	0.194	0.783	3500	220	1.32	
HEB 550	0.173	0.549	4000	300	1.34	

 $k_R = 0.8$, struttura irregolare

Pesi sismici e masse di piano



Impalcato	Peso proprio		Scale		Carichi	Peso sismico		Massa
	Solaio (kN)	Struttura (kN)	(kN)	Tamponature (kN)	variabili (kN)	(kN)	(kN/m ²)	sismica (kN s ² /m)
6	2736.00	652.01	26.22	288.75	534.43	4237.41	5.97	432.12
5	2736.00	860.96	52.44	577.50	289.10	4516.01	6.36	460.54
4	2736.00	860.96	52.44	577.50	289.10	4516.01	6.36	460.54
3	2736.00	860.96	52.44	577.50	289.10	4516.01	6.36	460.54
2	2736.00	908.80	52.44	577.50	289.10	4563.85	6.43	465.41
1	2736.00	938.65	52.44	618.75	289.10	4634.95	6.53	472.66

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

ANALISI DEI CARICHI: Combinazione dei carichi non sismica

$$\text{SLU} \quad F_d = \gamma_g \cdot G_K + \gamma_q \cdot \left[Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{oi} \cdot Q_{iK}) \right]$$

Q_{1K} - valore caratteristico dell'azione variabile di base;

Q_{iK} - valore caratteristico dell'iesima azione variabile;

$\gamma_g = 1.35$ - coefficiente di combinazione di G_K ;

$\gamma_q = 1.5$ - coefficiente di combinazione dei carichi variabili, pari a 1.5

$\psi_{oi} = 0.7$ (per i carichi variabili di esercizio sui fabbricati adibiti ad ufficio) - coefficienti di combinazione delle azioni

$$\text{SLD} \quad F_d = G_K + Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{oi} \cdot Q_{ik}) \quad \text{Combinazione rara}$$

Azioni variabili

- Sovraccarico
- Neve

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

ANALISI DEI CARICHI: Combinazione dei carichi sismica

$$F_d = \gamma_l \cdot E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

E – azione sismica per lo stato limite in esame;

$\gamma_l = 1.0$ - coefficiente di importanza (per edifici ordinari);

$\psi_{2i} \begin{cases} = 0.20 & \text{(per tetti e coperture con neve)} \\ = 0.30 & \text{(per sovraccarichi variabili)} \end{cases}$
coefficiente di combinazione, fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

REGOLARITÀ STRUTTURALE

Analisi strutturale preliminare statica equivalente

Forze statiche equivalenti $T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.085 \times 21.5^{3/4} = 0.849 \text{ sec}$

$F_h = \lambda M S_d(T_1) = \lambda W S_d(T_1)/g$ Per edifici con struttura a telaio di acciaio $C_1 = 0.085$

$F_i = F_h \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}$ T_1 in genere inferiori a quelli ottenibili con l'analisi modale

Controllo sulla regolarità

Piano	Variazione di massa $\frac{M_i - M_{i-1}}{M_{i-1}} \times 100$	Variazione di rigidezza $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}} \times 100$ $k = \frac{V}{\Delta}$	
		Telai in direzione X	Telai in direzione Y
5-6	-6.17	2.7	-11.6
4-5	0.0	2.8	-3.6
3-4	0.0	-22.3	-5.8
2-3	-1.0	17.9	7.3
1-2	-1.5	120	39.5

- variazione della altezza di interpiano da 4.00m a 3.50m
- presenza di un vincolo cerniera alla base

Verifica non soddisfatta ➡ Analisi sismica dinamica con spettro di risposta

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

ANALISI STRUTTURALE

Collegamenti trave-colonna schematizzati come nodi rigidi

Collegamento colonna-fondazione concepito e modellato come vincolo cerniera

Analisi dinamica con spettro di risposta:

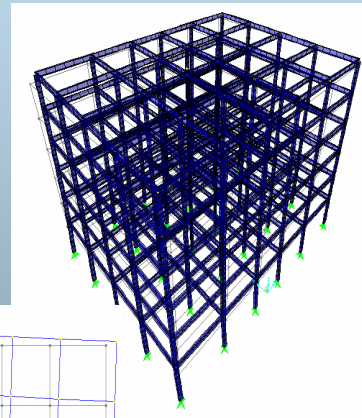
- determinazione dei periodi e dei modi di vibrazione elastici della struttura
- calcolo delle sollecitazioni, assegnando lo spettro di progetto del terremoto, con riferimento alle due direzioni principali, lungo le quali si considera agente il sisma.

Combinazione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti totali per il sisma agente in una direzione

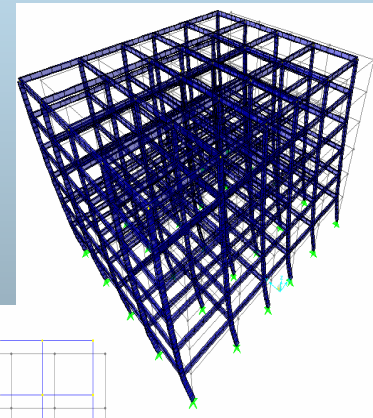
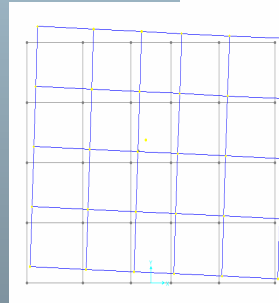
$$E = (\sum_i \sum_j r_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica agenti contemporaneamente nelle due direzioni del piano (X+30%Y) e (Y+30%X)

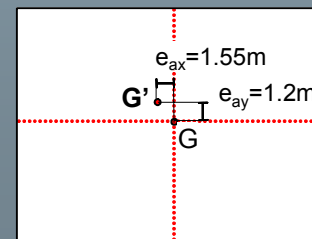
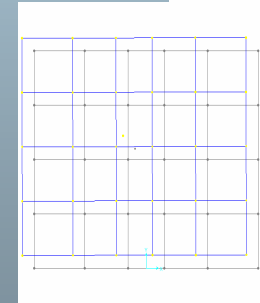
Effetti torsionali accidentali: si considera un'eccentricità accidentale (e_{ai}) del centro di massa di ogni piano



1° Modo
T1 = 1.039s



2° Modo
T1 = 1.072s



STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Effetti del II ordine

$$\vartheta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} < 0.1$$

P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;

d_r è lo spostamento medio d'interpiano

V è la forza orizzontale totale al piano in esame;

h è l'altezza del piano.

$$0.1 \leq \theta \leq 0.2$$

gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$.

Comunque deve essere $\theta \leq 0.3$

Massimi valori del coefficiente ϑ (primo piano)

Direzione	$d_{r,u}$ (m)	d_r (m)	P (kN)	$P d_r$ (kNm)	V (kN)	$V h$ (kNm)	ϑ
X	0.0093	0.04836	26984	1305	3481	13924	0.0937
Y	0.00932	0.04846	26984	1308	3374	13496	0.0969

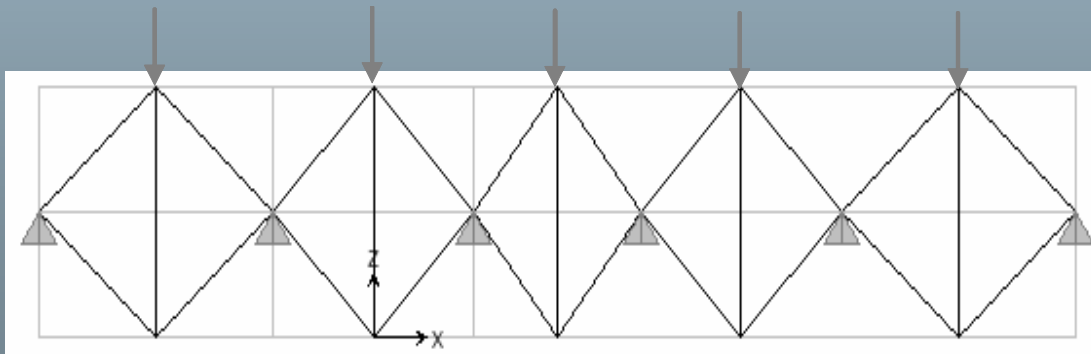
STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Solaio

	Stati Limite Ultimi (SLU)	Stati Limite di Esercizio (SLE)
Verifiche in fase di getto	resistenza a flessione resistenza a taglio	deformabilità
Verifiche a maturazione avvenuta	resistenza a flessione resistenza a taglio scorrimento	deformabilità

VERIFICHE DI SICUREZZA: Controventi di piano

essi devono essere dimensionati per una distribuzione di forze la cui risultante è $1.3F_{\max}$, essendo $F_{\max}$ il massimo valore delle forze sismiche di progetto calcolate ai vari piani



Schema di calcolo dei controventi di piano

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Travi

Stati Limite Ultimi (SLU)		Stati Limite di Esercizio (SLE)
Resistenza	flessione	deformabilità
	taglio	
	flessione e taglio	
Stabilità flesso-torsionale		

Verifica di stabilità flesso-torsionale

Trascurabili:

I controventi orizzontali realizzano dei ritegni torsionali, con conseguente riduzione della lunghezza libera di inflessione.

Verifica di resistenza a flessione e a taglio (Trave perimetrale al 1° piano)

$V_{g,Sd}$ (kN)	$V_{E,Sd}$ (kN)	$M_{g,Sd}$ (kNm)	$M_{E,Sd}$ (kNm)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$M_{pl,Rd}/M_{Sd}$	$V_{pl,Rd}/V_{Sd}$
53.98	131.49	56.3	414.51	1082.83	787.81	1.64	2.62

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Colonne

Verifiche di resistenza a presso flessione deviata
 Verifiche di resistenza a taglio
 Verifiche di stabilità

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

		$M_{b,Sd,G}$		$M_{b,Sd,E}$		$\alpha = \frac{\gamma_{ov} \cdot S \cdot M_{b,pl,Rd} - M_{b,Sd,G}}{M_{b,Sd,E}}$	
		(kNm)		(kNm)			
Direzione	Trave	i	j	i	j	i	j
X	1-2	-41.65	-44.69	-352.12	-324.23	3.24	3.51
	2-3	-34.68	-32.31	-338.63	-333.93	3.39	3.44
	3-4	-24.13	-24.13	-375.52	-373.23	3.08	3.08
	4-5	-32.31	-34.68	-338.63	-333.93	3.39	3.43
	5-6	-44.69	-41.65	-352.12	-324.23	3.23	3.52
Y	1-7	-64.57	-56.3	-380.41	-414.51	2.94	2.72
	7-13	-63.15	-63.58	-359.82	-357.66	3.11	3.13
	13-19	-63.58	-63.15	-380.41	-414.51	3.46	3.13
	19-25	-56.3	-64.57	-359.82	-357.66	3.25	2.70

Coefficienti α per le travi del primo livello dei telai perimetrali nelle direzioni X e Y

$$\gamma_{ov} (S235) = 1.2$$

$$s (IPE600) = 1.25$$

$$M_{b,pl,Rd} (IPE600) = 787.81 \text{ kNm}$$

Coefficienti α per le travi ai livelli superiori al primo dei telai perimetrali nelle direzioni X e Y

Direzione	Allineamento Trave	Piano									
		2		3		4		5		6	
		α_i	α_j	α_i	α_j	α_i	α_j	α_i	α_j	α_i	α_j
X	1-2	4.80	5.06	5.80	6.08	7.85	8.26	11.94	12.51	21.14	23.20
	2-3	4.68	4.73	5.56	5.60	4.48	7.53	11.09	11.15	20.74	20.89
	3-4	4.28	4.28	5.08	5.08	6.92	6.92	10.49	10.49	20.71	20.71
	4-5	4.68	4.74	5.55	5.61	7.46	7.55	11.05	11.19	20.71	20.92
	5-6	4.81	5.05	5.82	6.06	7.89	8.22	12.02	12.42	21.20	23.14
Y	1-7	4.42	4.20	5.12	4.90	6.60	6.31	9.93	9.6	18.77	17.11
	7-13	4.50	4.50	5.15	5.15	6.56	6.57	9.61	9.60	17.89	17.81
	13-19	5.00	4.50	5.87	5.15	7.84	6.58	10.97	9.57	20.24	17.81
	19-25	4.90	4.20	5.83	4.89	7.51	6.29	11.32	9.52	21.10	17.04

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Colonne

Verifiche di resistenza a presso flessione deviata

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

Verifica di una colonna di spigolo del telaio

Direzione α	$N_{Sd,G}$ (kN)	$N_{Sd,E}$ (kN)	$M_{Sd,G}$ (kNm)	$M_{Sd,E}$ (kNm)	N_{Sd} (kN)	M_{Sd} (kNm)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Verifica
			X	Y					
X	3.08	592.4	296.82	14.7	347.52	219.56	1507.43	1056.57	0.84
Y	2.70		175.3	352.53	179.03	404.86	1542.54	1267.79	0.95

Verifiche di resistenza a taglio

Verifica di una colonna di spigolo dei telai

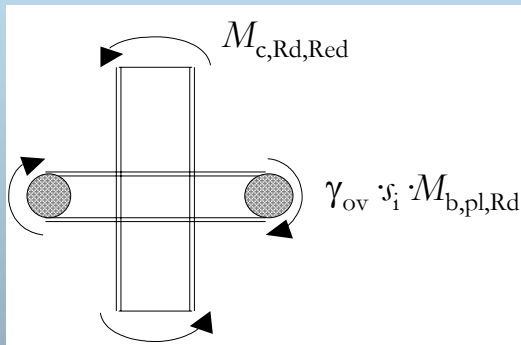
Direzione	α	$V_{c,Sd,G}$ (kN)	$V_{c,Sd,E}$ (kN)	$V_{c,Sd}$ (kN)	$V_{pl,Rd}$ (kN)	Verifica
X	3.08	3.68	86.88	271.49	1293.58	0.21
Y	2.70	4.94	101.22	277.72		0.21

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Colonne

Verifica dell'equilibrio nel nodo nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze

in ogni nodo i , equilibrio alla rotazione nella condizione di plasticizzazione delle travi convergenti nel nodo



$$\sum M_{c,Rd,Red} \geq \gamma_{ov} \sum s_i M_{b,pl,Rd,i}$$

$$M_{c,Rd,Red} = 1.11 \cdot M_{c,Rd} \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right)$$

nel caso di profili laminati di comune impiego a I o H

Verifica nei nodi 2, 5, 26, 29 (I piano)

Colonna	N	$N_{pl,Rd}$	$M_{c,Rd}$	$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}$	$1 - \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}}$	$M_{c,Rd,Red}$
Croce austriaca						
2HEB550	(kN)	(kN)	(kNm)			(kNm)
Superiore	892	11370	1549	0.0785	0.9215	1549
Inferiore	1142			0.1	0.9	1547
Trave	$M_{b,pl,Rd}$ (kNm)	$\gamma_{ov} \cdot s \cdot M_{b,pl,Rd}$ (kNm)				
IPE600	788	1182				
Verifica	$\frac{\sum M_{c,Rd,Red}}{2 \cdot \gamma_{ov} \cdot s \cdot M_{b,pl,Rd}} = 1.31$					

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Colonne

Verifica di stabilità per l'azione combinata di flessione e sforzo normale di compressione

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_x \cdot M_{x,Sd}}{W_{pl,x} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad k_x \leq 1.5, k_y \leq 1.5$$

$\chi_{\min}$ è il più piccolo coefficiente di riduzione della resistenza plastica della sezione per tenere conto dell'instabilità globale della membratura nel piano XZ e YZ (χ_x e χ_y).

Verifica di stabilità di una colonna di spigolo del telaio

Direzione	$i_{\min}$ (mm)	L (m)	λ	λ_1	$\bar{\lambda}$	α	M_{Sd} (kNm)	N_{Sd} (kN)	$M_{pl,Rd}$ (kNm)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Verifica	
							X	Y				
X	232	4	17.24	93.9	0.18	3.08	1056.57	219.56	1507.43	1549.4	11369.6	0.89
Y						2.70	179.03	1267.79	1542.54			1.00

$$\chi = 1 \quad k = 0.99$$

Lunghezza libera di inflessione delle colonne sempre minore o uguale all'altezza di interpiano

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Collegamenti

Controventi di piano – trave;

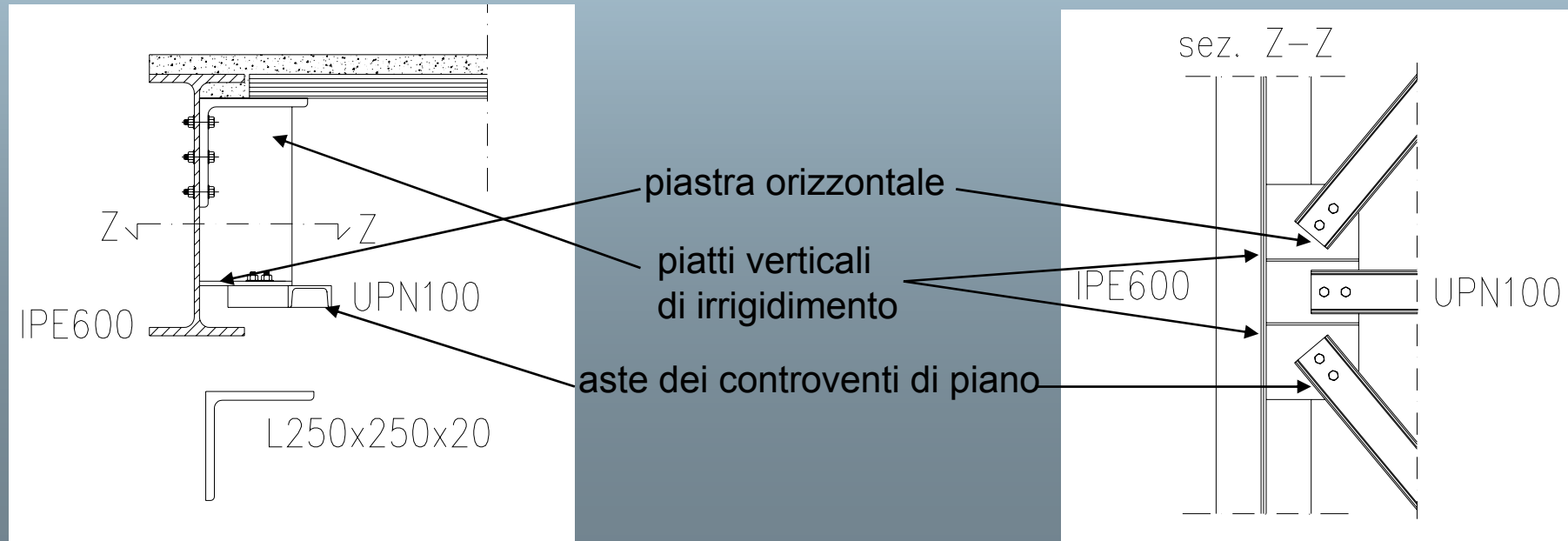
Trave secondaria – trave principale;

Trave – colonna;

Colonna – colonna;

Colonna – fondazione.

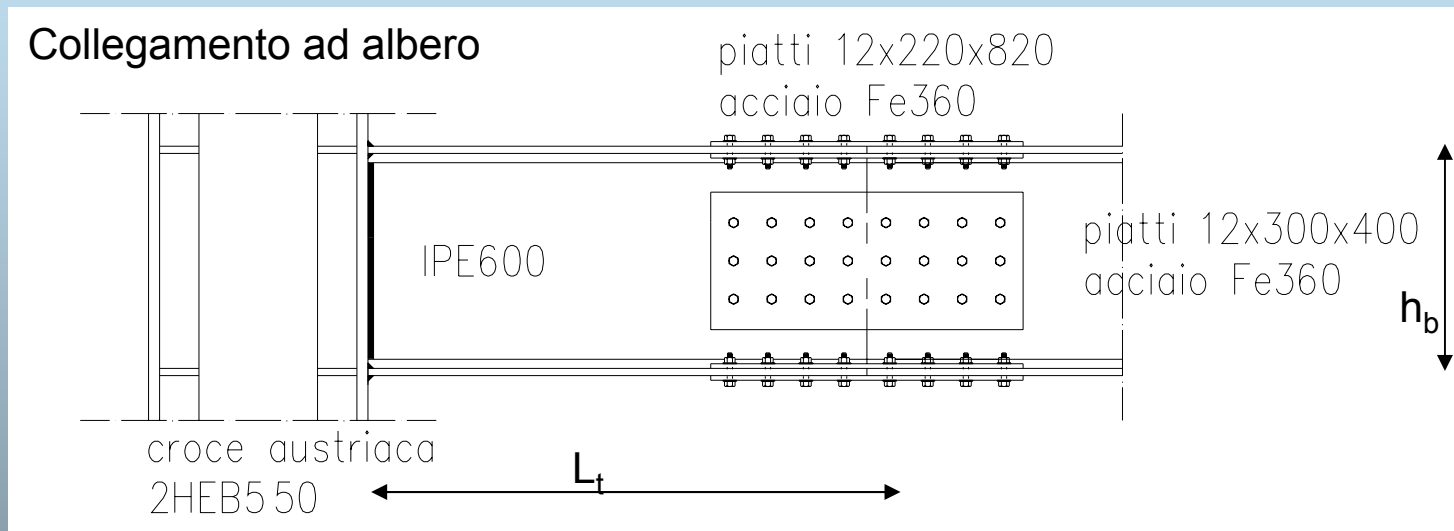
Controventi di piano – trave



STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Collegamenti

Trave – colonna



In officina si saldano alla colonna tronchi di trave ad ogni interpiano, predisponendo una giunzione bullonata trave-trave in opera del tipo a coprigiunti d'ala e d'anima.

La lunghezza (L_t) dei tronchi di trave è pari a circa il doppio dell'altezza (h_b) della trave, poiché la zona all'estremità delle travi in cui si concentrano le eventuali deformazioni plastiche in caso di sisma si estende ad una distanza dall'interfaccia trave-colonna pari circa a h_b .

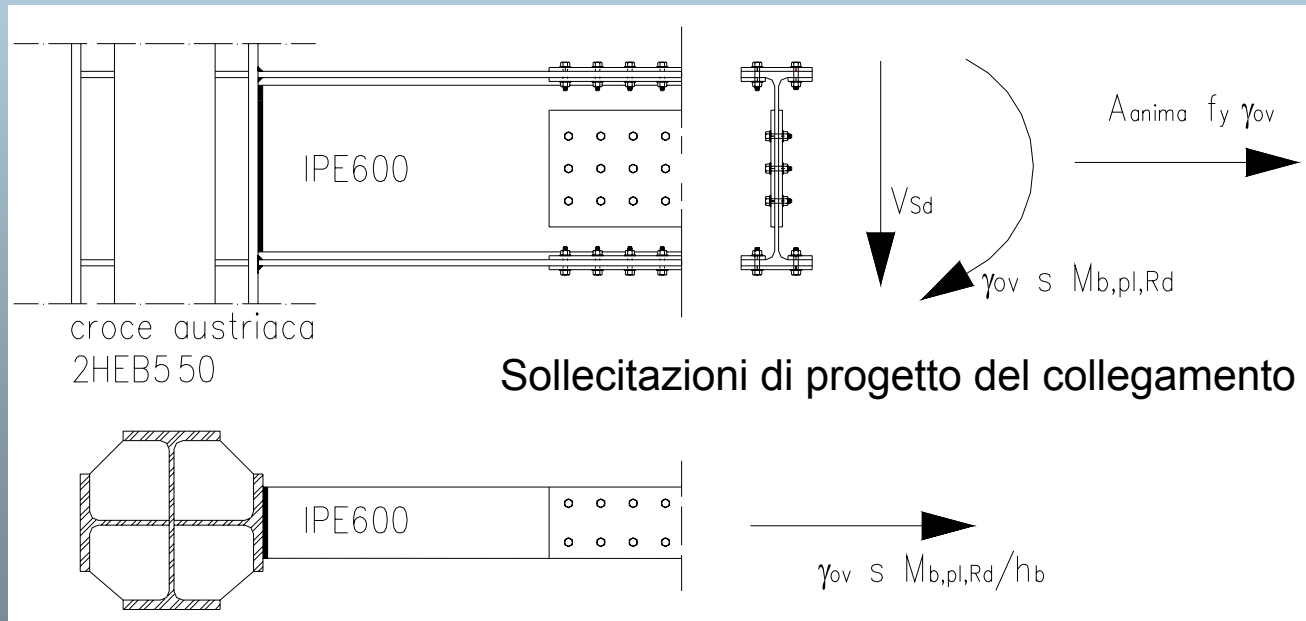
STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Collegamenti

Trave – colonna

Il collegamento saldato trave-colonna si realizza in officina con saldature a completa penetrazione di 1a classe.

Il collegamento bullonato trave-trave è progettato a completo ripristino di resistenza.



Ripartizione degli sforzi tra i bulloni:

- M ai bulloni d'ala,
- V e N ai bulloni d'anima.

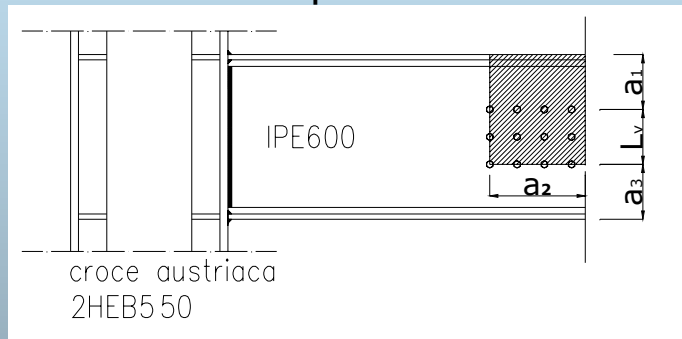
I coprighiunti d'ala e d'anima si progettano concordemente a tale ripartizione, lo spessore dei piatti si dimensiona imponendo condizioni di equivalenza di aree e di inerzia

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Collegamenti

Trave – colonna

Area resistente per il meccanismo *block shear* dell'anima della trave



Verifica di resistenza a taglio del pannello nodale di una colonna di spigolo

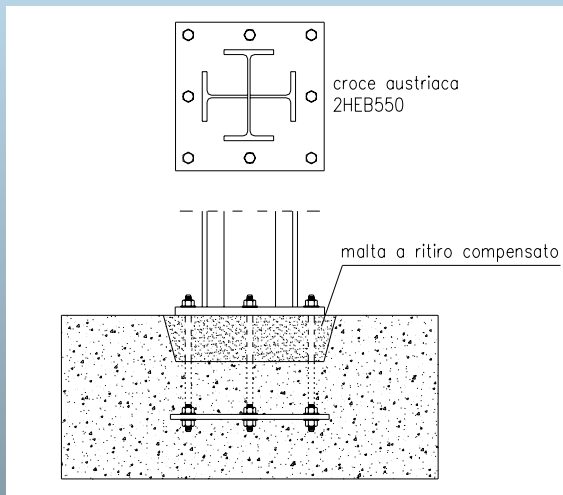
Direzione	$V_{wp,Sd}$ (kN)	A_{vc} (mm) ²	σ (MPa)	$V_{wp,Rd}$ (kN)	$\Delta V_{wp,Rd}$ (kN)	$V_{wp,Rd,tot}$ (kN)	Verifica
X	1416.55	35401	29.67	4764.67	102.05	4866.72	0.29
Y				4762.85		4864.90	

STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Collegamenti

Colonna - Fondazione

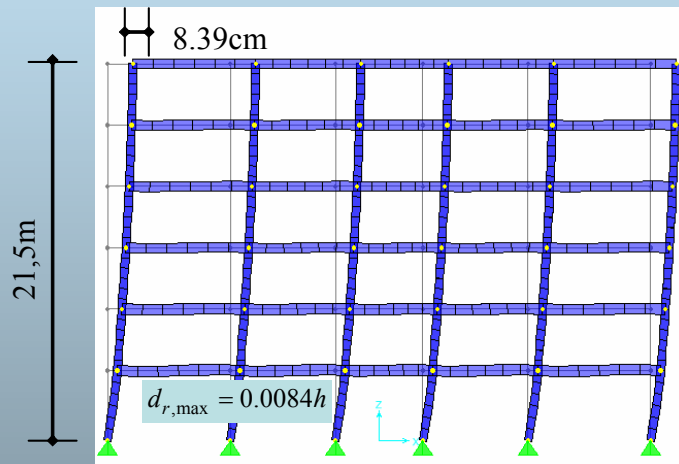
Deve realizzare una condizione di vincolo cerniera



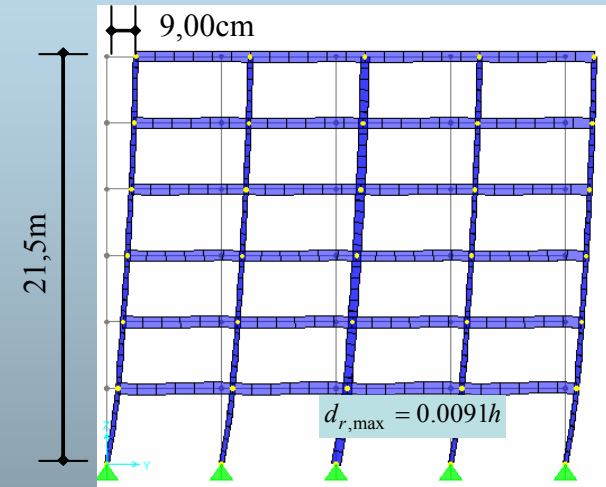
STRUTTURE A TELAIO : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Stato Limite di Danno

Lo spostamento d'interpiano (d_r) soddisfa il limite di $d_r < 0.01h$ valido per edifici con tamponature collegate elasticamente alla struttura



Deformata del telaio in direzione X



Deformata del telaio nella direzione Y

Per le strutture resistenti a telaio il problema della limitazione del *drift* allo SLD diventa determinante ai fini del dimensionamento e quindi dell'incidenza del peso strutturale, dando luogo a situazioni sempre più critiche al crescere del numero di piani.

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

Descrizione della struttura oggetto di studio

Analisi dei carichi: Azione sismica

Regolarità strutturale

Modellazione strutturale

VERIFICHE DEL LINK

Verifiche di sicurezza: Travi

Diagonali

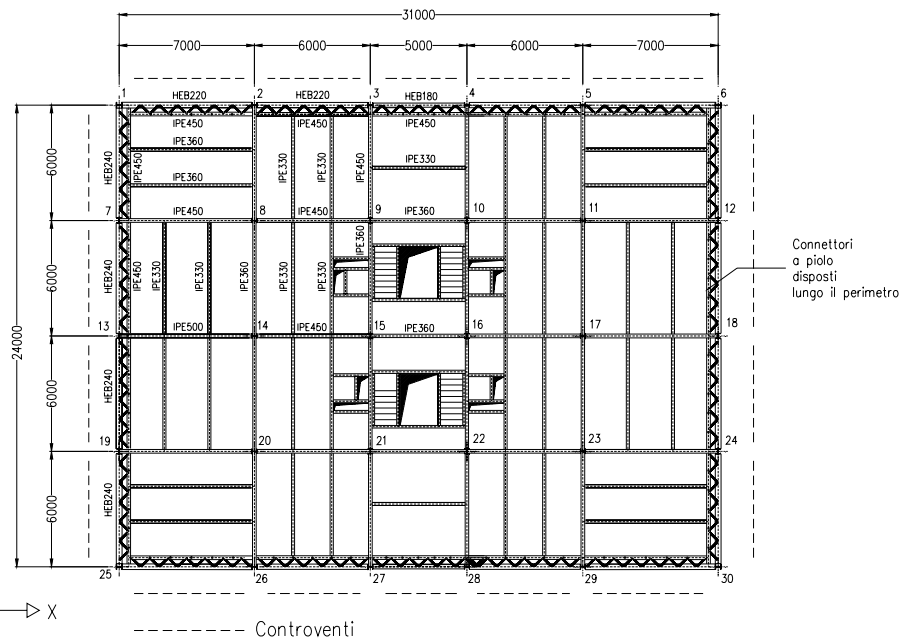
Colonne

Collegamenti

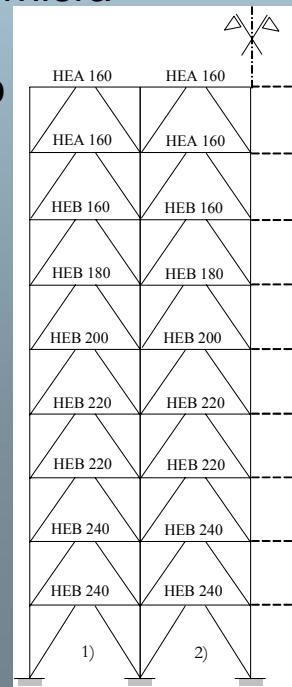
Verifica allo stato limite di danno

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA OGGETTO DI STUDIO



- Pianta rettangolare, 31m×24m, simmetrica
- Destinazione d'uso per civile abitazione
- 9 piani
- Altezza di interpiano 3.50m (1° interpiano 4.00m).
- Doppia orditura di travi
- Colonne a sezione variabile in altezza
- Solaio misto acciaio-cls
- Collegamento alla base di tipo cerniera
- Progetto ad "alta duttilità"
- Diagonale a profilo circolare cavo



Struttura a controventi concentrici con *link* corti in posizione centrale

I controventi sono disposti in tutte le campate lungo il perimetro

Lungo il perimetro due travi parallele ed accoppiate:

- su quelle interne è poggiato il solaio,
- quelle esterne sono contenute nel piano dei controventi e contengono gli elementi dissipativi (*link*).

Tale scelta consente la distinzione di funzioni tra la parte di struttura resistente ai carichi verticali e quella resistente alle azioni sismiche orizzontali.

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

ANALISI DEI CARICHI: Azione sismica

Zona sismica e spettro di progetto

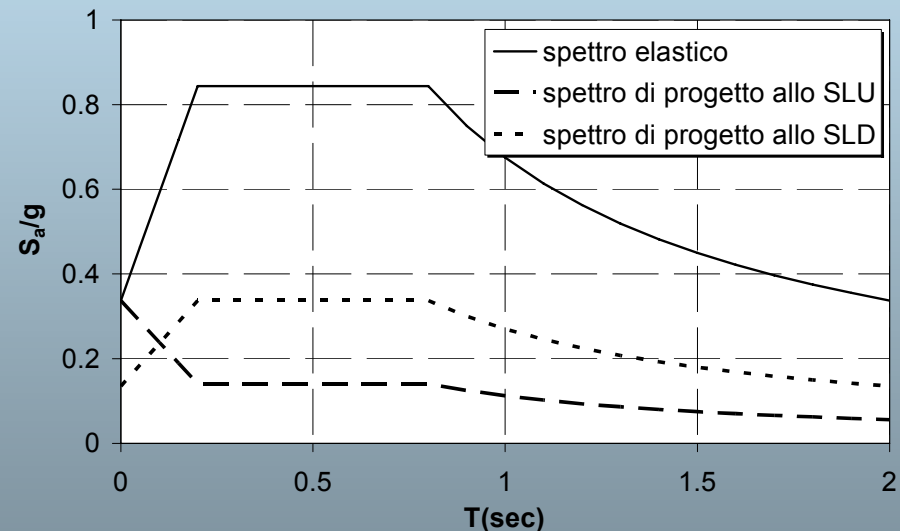
Zona 2

 $a_g = 0.25g$

suolo tipo D

 $S=1.35, T_B=0.20s, T_C=0.80s, T_D=2s$ $q = 6$

$$q = q_0 k_D k_R$$

 $q_0 = 6$, struttura ad alta duttilità $k_D = 1$, link corti $k_R = 1$, struttura regolare

Pesi sismici e masse di piano

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

ANALISI DEI CARICHI: Azione sismica

Forze sismiche statiche equivalenti di piano

z_i (m)	Impalcato	Pesi (W_i) (kN)	$W_i z_i$ (kNm)	$F_{x,i}$ ($T_X=0.98s$) (kN)		$F_{y,i}$ ($T_Y=1.03s$) (kN)	
				SLU	SLD	SLU	SLD
32.00	9	3664.55	117265.75	647.45	1553.89	620.59	1489.41
28.50	8	4419.30	125950.11	695.40	1668.97	656.55	1599.71
25.00	7	4427.56	110689.04	611.14	1466.74	585.78	1405.88
21.50	6	4449.21	95657.92	528.15	1267.56	506.23	1214.96
18.00	5	4466.16	80390.94	443.86	1065.26	425.44	1021.06
14.50	4	4466.16	64759.37	357.55	858.13	342.72	822.52
11.00	3	4508.34	49591.85	273.81	657.14	262.45	629.87
7.50	2	4508.34	33812.62	186.69	448.05	178.94	429.46
4.00	1	4587.11	18348.43	101.31	243.14	97.10	233.05
Totale		39496.76	696466.03	3845.37	9228.88	3685.79	8845.91

$$F_i = F_h \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j}$$

Ripartizione delle forze sismiche tra i controventi

La forza sismica totale di piano, divisa per il numero di controventi piani reagenti nella direzione principale considerata, viene amplificata con il fattore (δ) prescritto dall'Ordinanza per considerare le eccentricità accidentali tra il centro di massa e quello di rigidità istantanea della struttura

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad \delta_x = 1 + 0.6 \frac{15.50}{31.00} = 1.30 \quad \delta_y = 1 + 0.6 \frac{12.00}{24.00} = 1.30$$

Forze sismiche statiche equivalenti sui controventi

Piano	$F_{x,i}$ (kN)		$F_{y,i}$ (kN)	
	SLU	SLD	SLU	SLD
9	420.85	1010.03	403.38	968.11
8	452.01	1084.83	433.25	1039.81
7	397.24	953.38	380.76	913.82
6	343.30	823.92	329.05	789.73
5	288.51	692.42	276.54	663.69
4	232.41	557.78	222.77	534.64
3	177.98	427.14	170.59	409.42
2	121.35	291.23	116.31	279.15
1	65.85	158.04	63.12	151.48
Taglio alla base	2499.49	5998.77	2395.77	5675.94

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

REGULARITÀ STRUTTURALE

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Collegamento trave-colonna

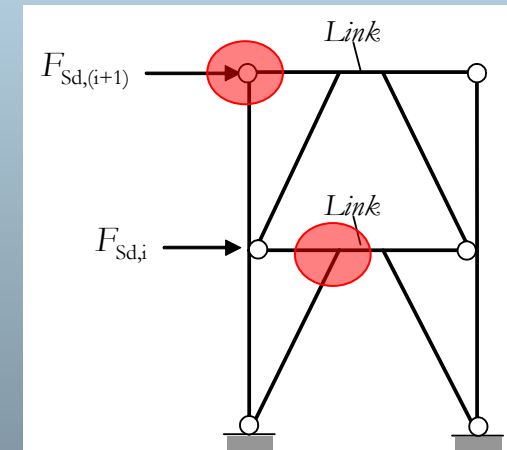
Nel caso di controventi eccentrici con due diagonali e *link* disposto in posizione centrale, non riveste un ruolo importante nella risposta sismica.

E' conveniente realizzare collegamenti bullonati, approssimando il comportamento a cerniera

Collegamento diagonale-*link*

Può essere concepito sia come rigido che come cerniera.

Se si realizza un collegamento rigido si avrà il vantaggio di ridurre le sollecitazioni flessionali della trave, ovviamente al prezzo di un incremento di sollecitazioni nella diagonale, nonché di maggiori oneri costruttivi.



STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DEL LINK

Verifica della lunghezza limite

Le sezioni trasversali dei *link* devono essere scelte nell'ambito dei profili a doppio T simmetrici, perché è questo il campo di profili per i quali esiste la documentazione tecnica e scientifica che ha ispirato le regole dell'Ordinanza.

$$e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

lunghezza geometrica effettiva del *link*, corrispondente alla porzione di trave libera a sezione costante tra i due fazzoletti di collegamento delle diagonali

$$M_{l,Rd} = f_y W_{pl}$$

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

Il taglio resistente, ai fini della classificazione dei *link*, si calcola facendo riferimento alla sola area dell'anima del profilo costituente il *link*.

Nel caso in studio la lunghezza dei *link* è la stessa a tutti i piani e in tutte le campate e vale $e = 60\text{cm}$

Profilo	Lunghezza limite (cm)
HEA 160	84.8
HEA 180	98.4
HEB 180	103.4
HEB 200	116.3
HEB 220	128.5
HEB 240	141.8

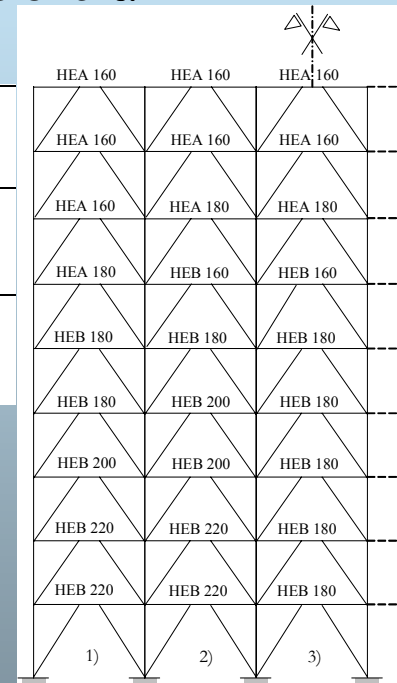
STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DEL LINK

Verifica della resistenza a taglio e calcolo dei coefficienti α

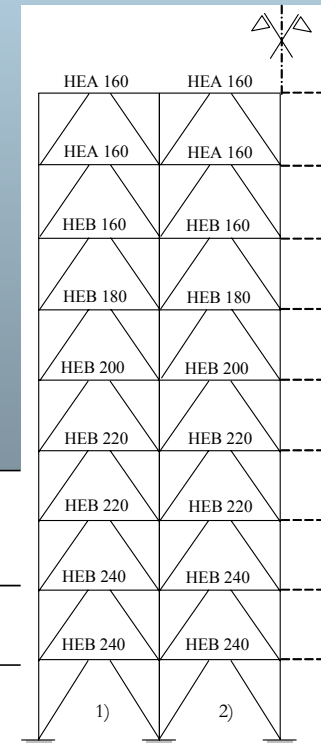
Direzione X

Piano	Campata	V_{Sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rd}/V_{Sd}	$\alpha_i = \frac{\gamma_{ov} V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}}$
1	1	358.00	378.30	1.06	1.74
	2	346.41	378.30	1.09	1.80
	3	173.61	275.43	1.59	2.62
2	1	286.43	378.30	1.32	2.18
	2	295.98	378.30	1.28	2.11
	3	197.51	275.43	1.39	2.30



Direzione Y

Piano	Campata	V_{Sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rd}/V_{Sd}	$\alpha_i = \frac{\gamma_{ov} V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}}$
1	1	401.90	435.29	1.08	1.79
	2	392.42	435.29	1.11	1.83
2	1	326.04	435.29	1.34	2.20
	2	354.46	435.29	1.23	2.03

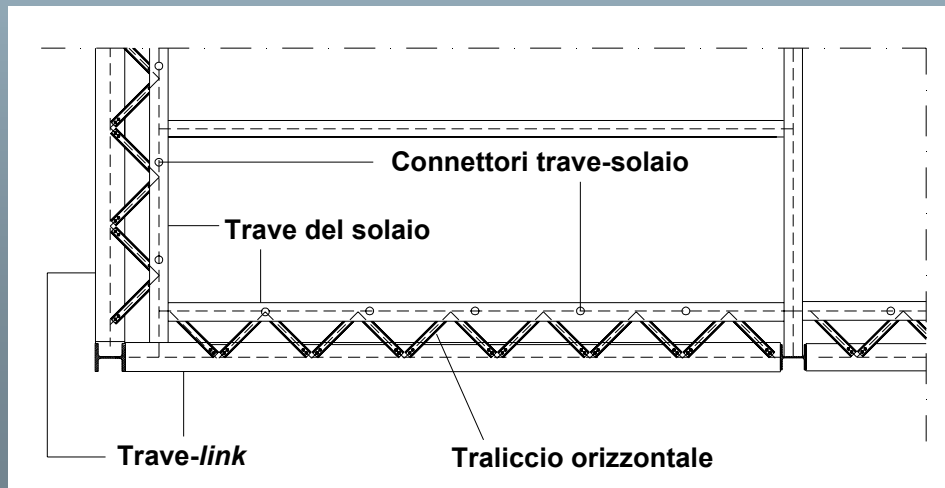


STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Travi

In virtù dell'accoppiamento di trave, le parti di trave esterne ai *link* non richiedono verifiche supplementari per il soddisfacimento della gerarchia delle resistenze, giacchè la sollecitazione flessionale massima si verifica nelle sezioni di estremità del *link*, la cui verifica è implicita nel controllo della lunghezza limite

Le travi che contengono il *link* sono state adeguatamente controventate contro l'instabilità flesso-torsionale mediante due tralicci piani, orizzontali, che collegano le due flangie della generica trave di perimetro contenente il *link*, alle flangie della trave gemella su cui è poggato il solaio.



I tralicci hanno una duplice funzione:
1) stabilizzare le travi-*link* contro lo svergolamento;
2) trasmettere ai controventi le forze orizzontali.

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Diagonali

Verifica di stabilità (Gerarchia delle resistenze)

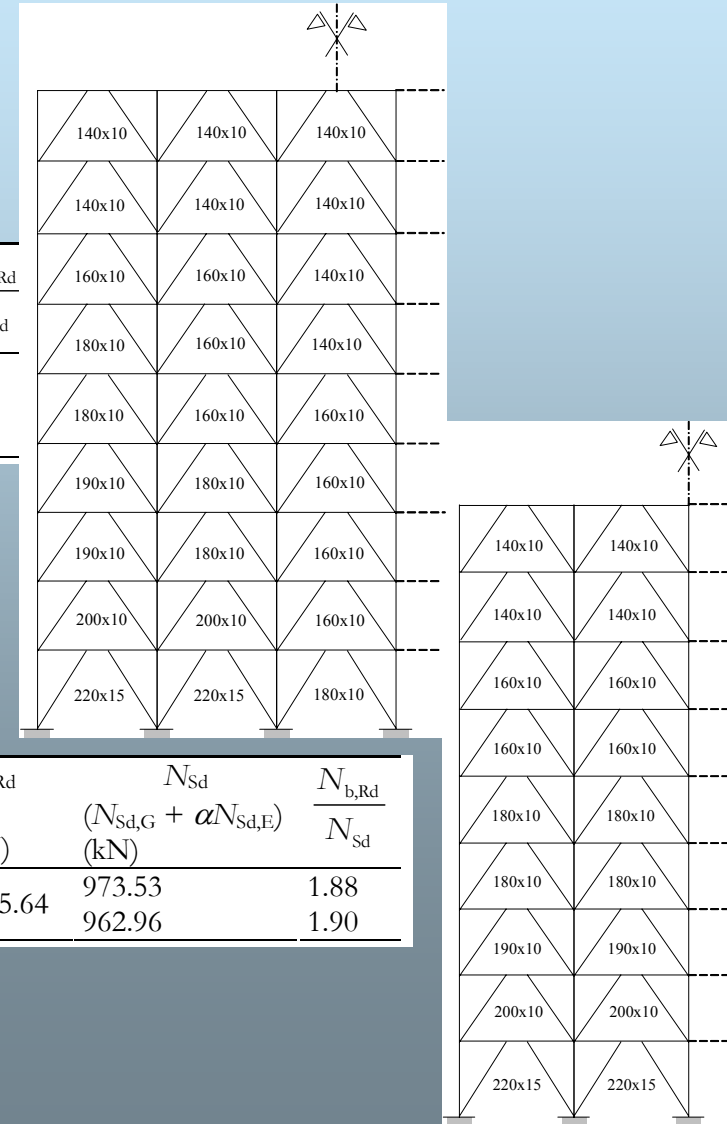
Diagonali I livello - direzione X

Sezione	Acciaio	α	λ	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{Sd} ($N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E}$) (kN)	$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Sd}}$
Tubo circolare 220x15			70.48	0.75	0.82	1778.71	881.00	2.02
Tubo circolare 220x15	S235	1.66	66.40	0.71	0.84	1825.64	818.24	2.23
Tubo circolare 180x10			75.82	0.81	0.79	945.98	398.06	2.38

Diagonali I livello - direzione Y

Sezione	Acciaio	α	λ	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{Sd} ($N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E}$) (kN)	$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Sd}}$
Tubo circolare 220x15	S235	1.68	66.40	0.71	0.84	1825.64	973.53	1.88
							962.96	1.90

$N_{Sd,G} = 0$ grazie all'uso della doppia trave



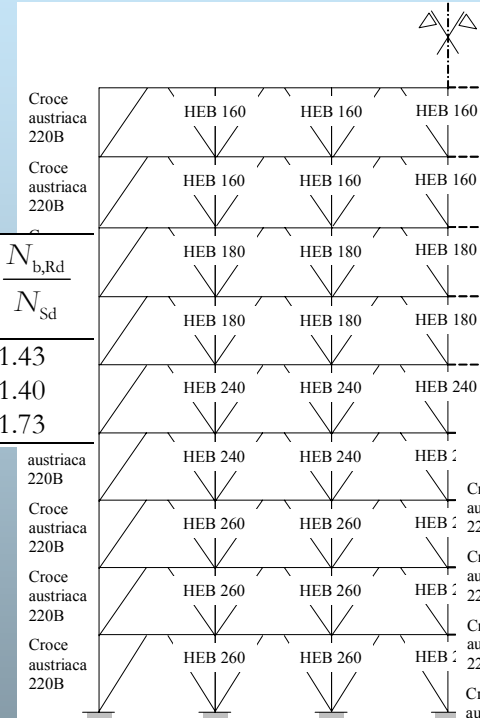
STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Colonne

Verifica di stabilità (Gerarchia delle resistenze)

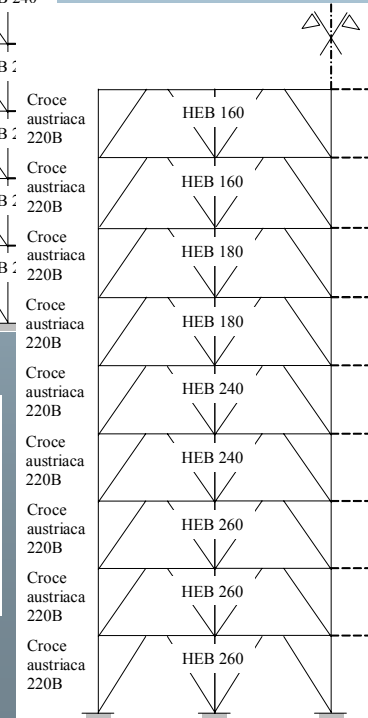
Colonne dei controventi - I livello - direzione X

Sezione	Acciaio	α	λ	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{Sd} $N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E}$ (kN)	$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Sd}}$
Croce Austriaca	S355		67.1	0.88	0.68	4625.63	3245.44	1.43
HEB 260	S235	1.66	60.8	0.65	0.81	2153.22	1539.18	1.40
HEB 260	S235		60.8	0.65	0.81	2153.22	1243.23	1.73



Colonne dei controventi - I livello - direzione Y

Sezione	Acciaio	α	λ	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	N_{Sd} $N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E}$ (kN)	$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Sd}}$
Croce Austriaca	S355		67.1	0.88	0.68	4265.63	3800.39	1.22
HEB 260	S235	1.68	60.8	0.65	0.81	2153.22	1728.86	1.25
HEB 260	S355		60.8	0.65	0.81	2153.22	1254.79	1.72



$N_{Sd,G} = 0$ grazie all'uso della doppia trave

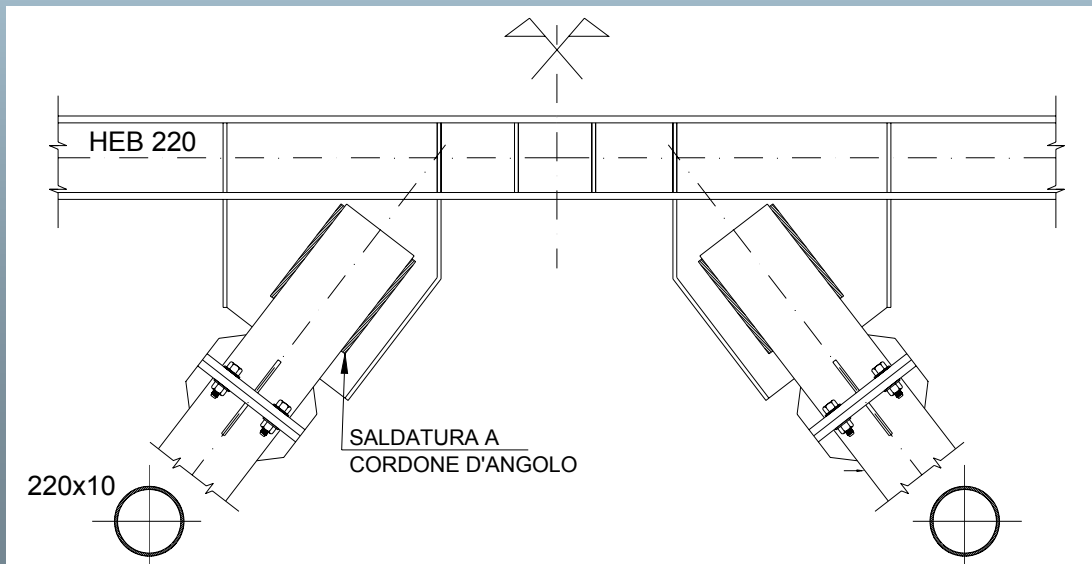
STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Collegamenti

Diagonali – link;
Diagonale – trave - colonna;
Colonna – colonna;
Colonna – fondazione.

Le parti collegate non sono zone dissipative, cosicchè le sollecitazioni di progetto dei collegamenti saranno le stesse di quelle utilizzate per le verifiche delle membrature collegate, anziché le loro resistenze plastiche attese.

Diagonali - link

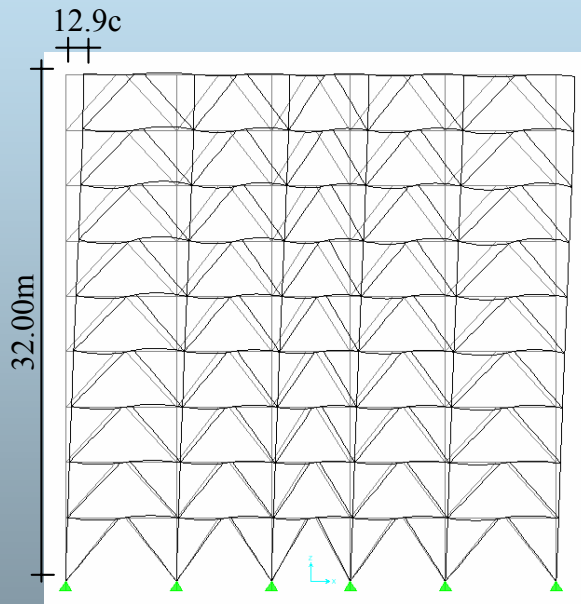


Collegamento diagonali – link
si progetta utilizzando le sollecitazioni adottate per la verifica delle diagonali.

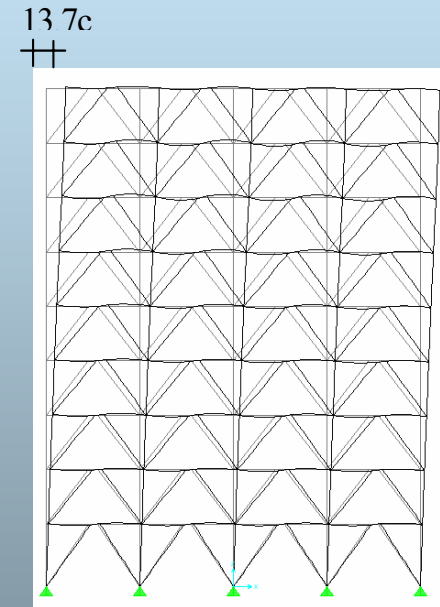
Irrigidimenti del link
garantiscono una risposta ciclica inelastica stabile, consentendo la plasticizzazione per taglio e massimizzando così la capacità di dissipazione dell'energia.

STRUTTURE A CONTROVENTI ECCENTRICI : Esempio di calcolo

VERIFICHE DI SICUREZZA: Stato Limite di Danno



Deformata del telaio in direzione X



Deformata del telaio nella direzione Y

La verifica dello SLD è soddisfatta se si utilizzano tamponature deformabili, ovvero collegate alla struttura in modo da non interferire con essa, per le quali si ha $d_{r,lim} = 0.01h$.