

EDIFICI AD USO PRODUTTIVO: LA VALUTAZIONE DEL RISCHIO FINALIZZATA ALL'ADEGUAMENTO SISMICO

L'adeguamento delle strutture edilizie al rischio
sismico

prof. ing. Paolo Napoli – Politecnico di Torino

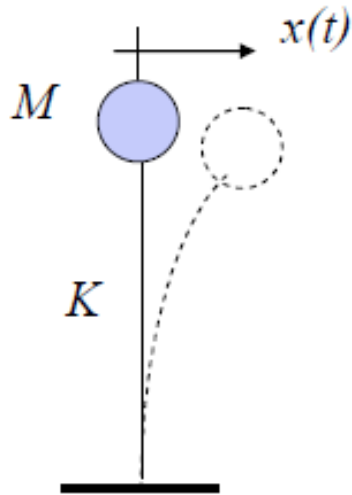
La Normativa vigente

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 le varie norme tecniche precedentemente vigenti sono state finalmente unificate in un unico testo.

I capitoli e paragrafi che più propriamente riguardano la valutazione e l'adeguamento degli edifici produttivi prefabbricati in calcestruzzo nei confronti del rischio sismico sono:

- **2 Sicurezza**
- **3.2 Azione sismica**
- **7 Sismica**
 - **7.4.5 Costruzioni con struttura prefabbricata**
- **8 Costruzioni esistenti**

Richiami di dinamica (1)



Vibrazioni libere

$$M\ddot{x}(t) + Kx(t) = 0$$

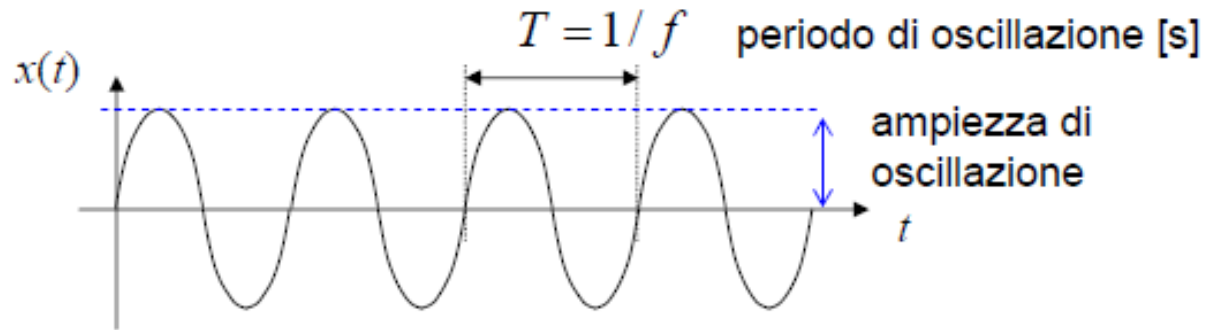
Se la massa viene spostata dalla sua configurazione iniziale e poi rilasciata, oscilla indefinitamente attorno alla configurazione di equilibrio con una frequenza naturale di oscillazione f

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

Frequenza [Hz]

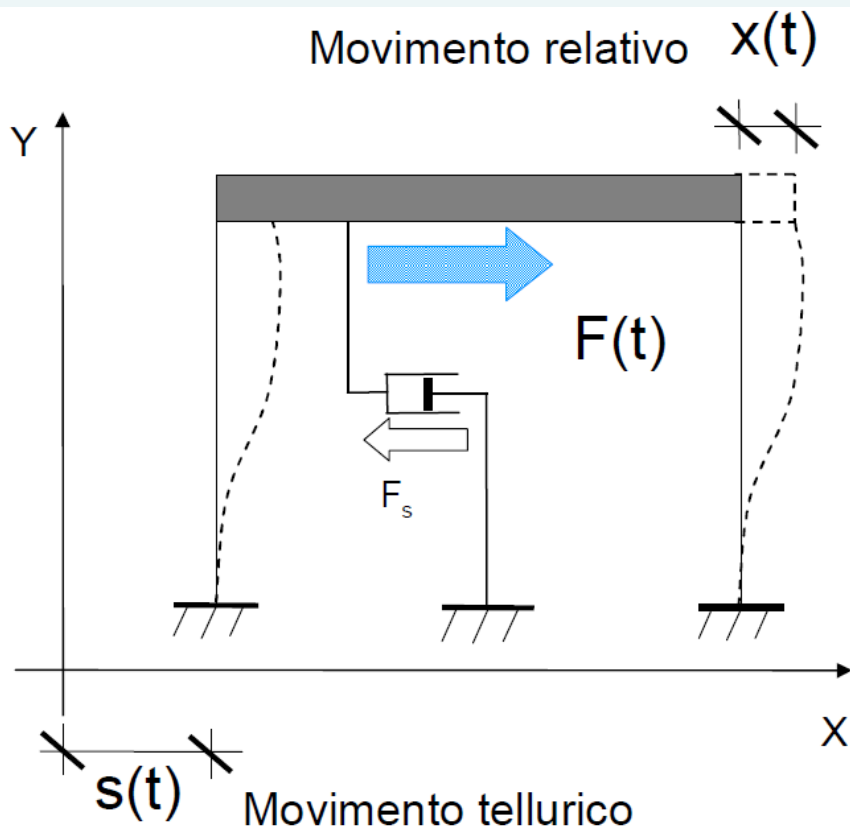
$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Pulsazione



$x(t)$ = risposta della struttura

Richiami di dinamica (2)



Il sisma produce spostamenti orizzontali* $s(t)$ del terreno e quindi delle fondazioni.

Se l'edificio fosse un blocco rigido, si sposterebbe in modo identico al terreno.

Poiché esso invece è flessibile, i suoi punti hanno ulteriori spostamenti $x(t)$ rispetto a quelli delle fondazioni.

(*) Il sisma genera anche spostamenti verticali, di solito meno pericolosi

Questi spostamenti relativi $x(t)$ sollecitano l'edificio e possono costituire un pericolo per la sicurezza

Impostazione del problema dinamico

L'accelerazione del traverso deve essere valutata nel sistema assoluto XY e quindi a partire dallo spostamento complessivo

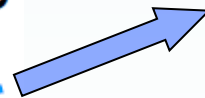
$$X(t) = s(t) + x(t) \Rightarrow \ddot{X}(t) = \ddot{s}(t) + \ddot{x}(t)$$

I termini elastico e viscoso dipendono invece dal movimento relativo $x(t)$ e quindi l'equazione di equilibrio si scrive:

$$m \ddot{X} + c \dot{x} + K x = 0$$

$$m \ddot{s} + m \ddot{x} + c \dot{x} + K x = 0$$

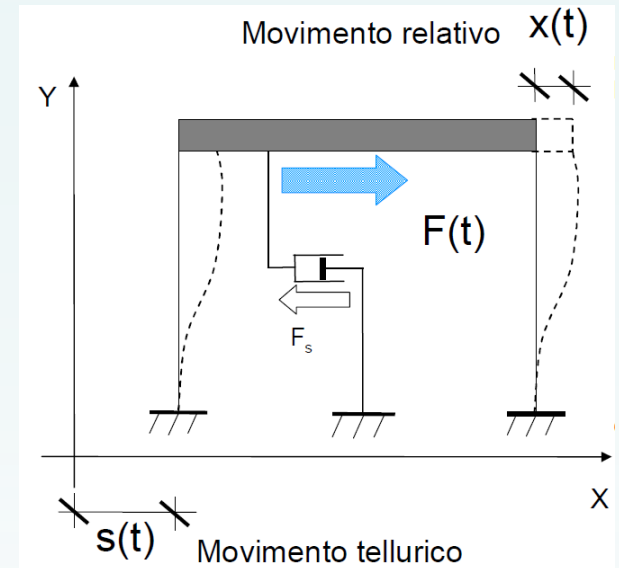
$$m \ddot{x} + c \dot{x} + K x = -m \ddot{s}$$

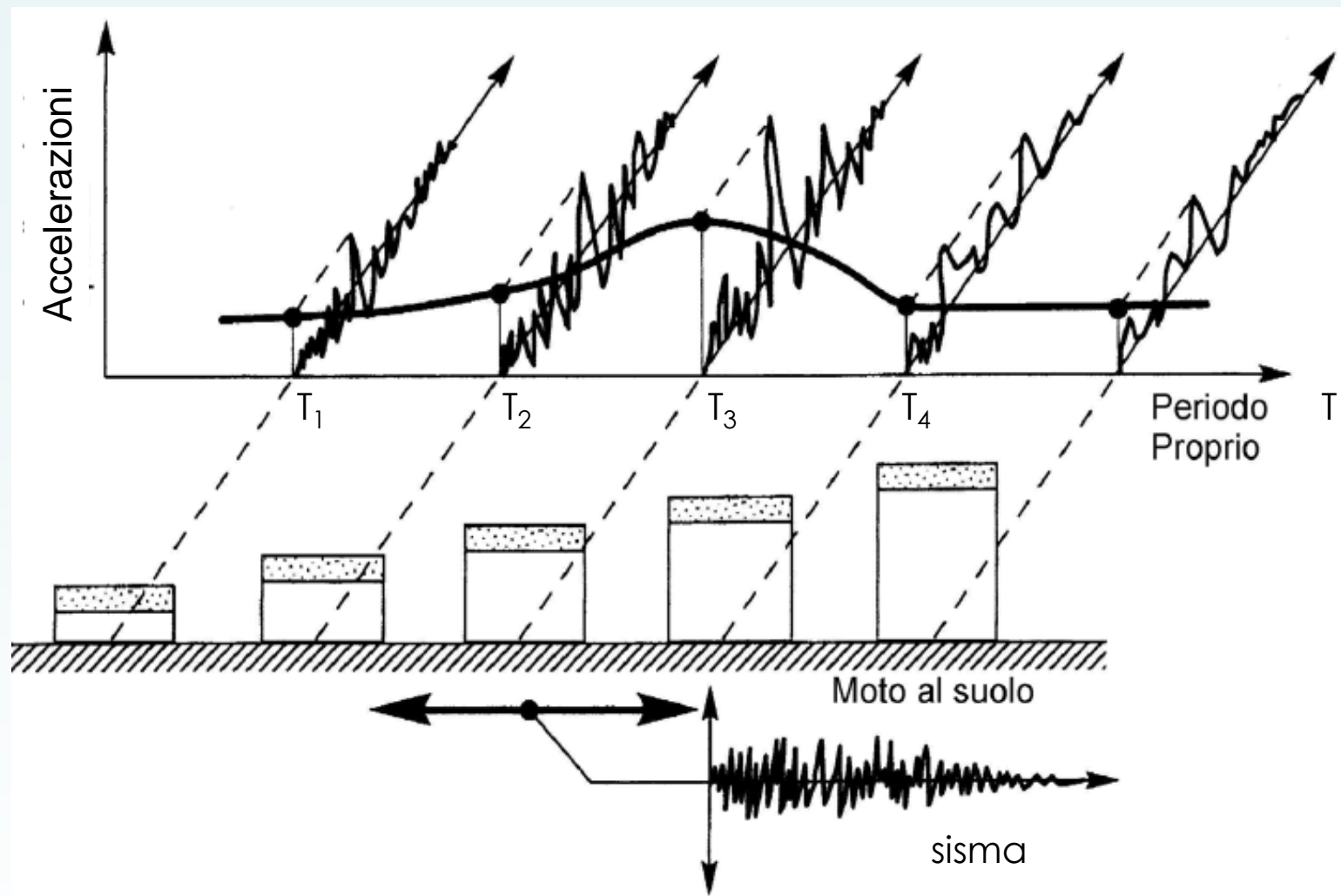


Il sistema equivale a una forzante proporzionale alla massa eccitata e di valore

$$F(t) = m \cdot \ddot{s}(t)$$

(il segno ha poca importanza trattandosi di azione ciclica)





La risposta ad uno stesso sisma di edifici (oscillatori semplici) diversi può essere molto diversa, in funzione del loro periodo proprio T .

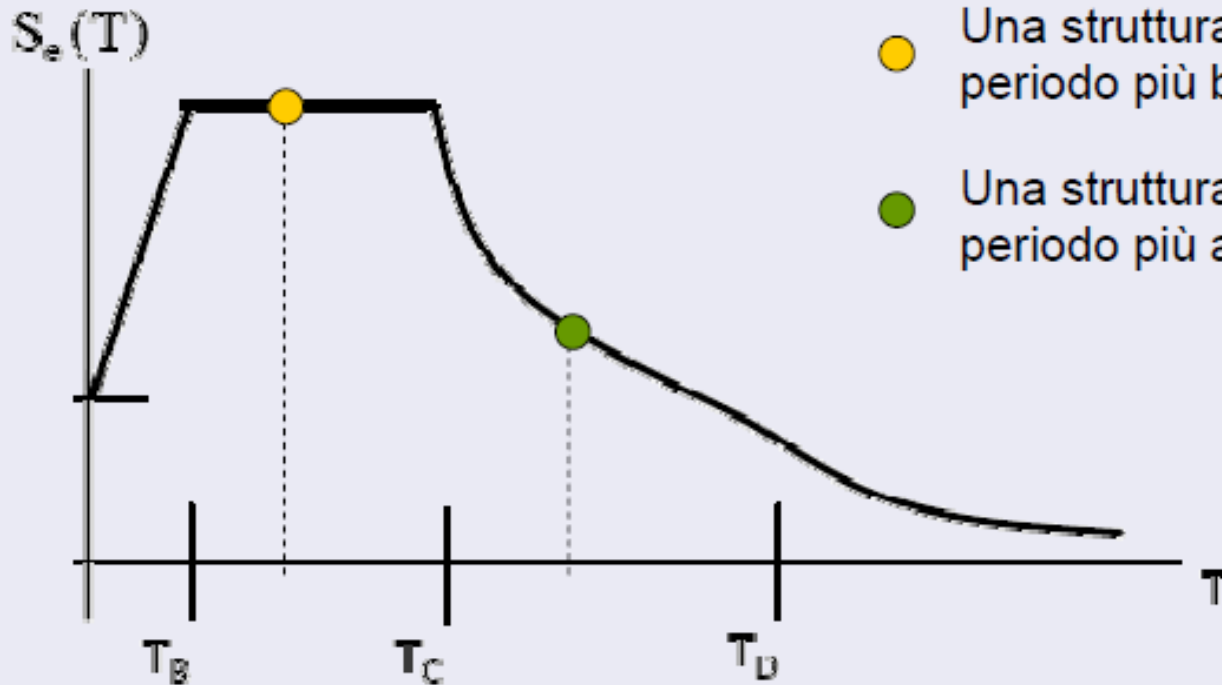
Spettro di risposta elastico

$$F_{\text{sismica}} = M \cdot \ddot{X}_g$$

L'accelerazione è data dall'ordinata dello spettro S_e (T_1) in corrispondenza del periodo di vibrazione della struttura T_1

Una struttura molto pesante sarà soggetta a elevate forze sismiche

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$



- Una struttura molto rigida avrà un periodo più basso → forza sismica >
- Una struttura più flessibile avrà un periodo più alto → forza sismica <

La duttilità consente di ridurre l'ordinata dello spettro elastico: fattore di struttura q_0

La Normativa: gli Stati Limite

1. SLU, Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali

↳ Valutazione richiesta per ogni fabbricato

2. SLE, Stato limite di danno (SLD)

a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature

↳ Valutazione richiesta per i fabbricati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso

Per le costruzioni esistenti è consentito considerare solo gli SLU

La Normativa: vita nominale

2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	<u>≥ 50</u>
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La Normativa: classi d'uso

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

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Tipi strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:
 $r^2 =$ rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano
 $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (L e B dimensioni in pianta del piano)
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale⁵.

Strutture prefabbricate

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- *strutture a pannelli*;
- *strutture monolitiche a cella*;
- *strutture a pilastri isostatici* (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

Tabella 7.4.II – Valori di q_0 per strutture prefabbricate

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Struttura a pannelli	3,0	4,0 α_q/α_1
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
→ Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Spettri di progetto - spettri-NTCver.1.0.3

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 7,6761 LATITUDINE: 45,0781

Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Torino COMUNE: Torino

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

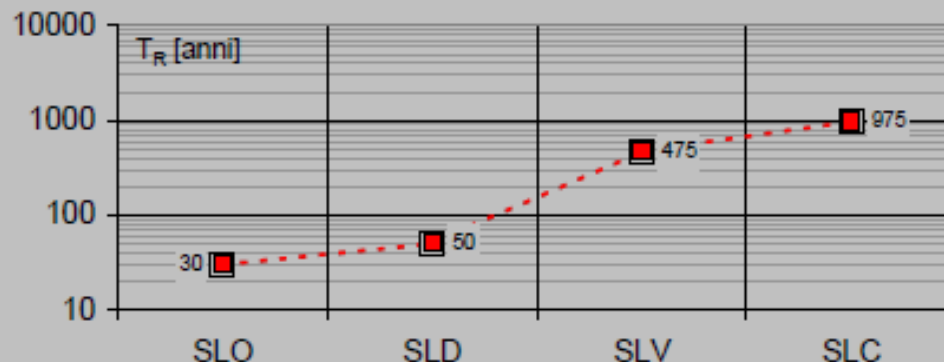
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- - □ - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - ■ - - Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** ▼ info

$S_S =$ **1,200**

$C_C =$ **1,428** info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H =$ **0,000**

$S_T =$ **1,000** info

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 **2,5**

Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1,5**

$\eta =$ **0,667** info

Elaborazioni

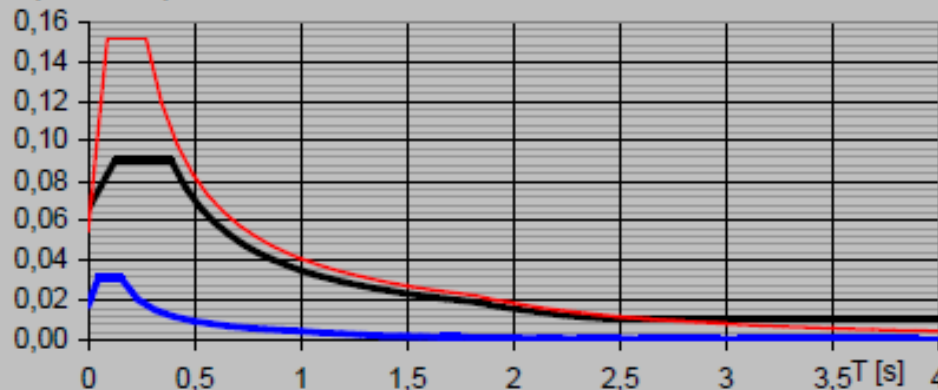
Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

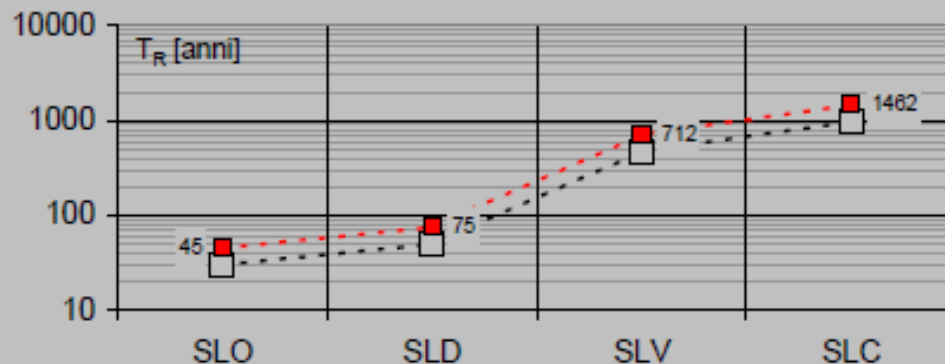
Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** ▼ info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** ▼ info

$S_S =$

$C_C =$ info

Categoria topografica **T1** ▼ info

$h/H =$

$S_T =$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 Regol. in altezza **no** ▼ info

Compon. verticale

Spettro di progetto

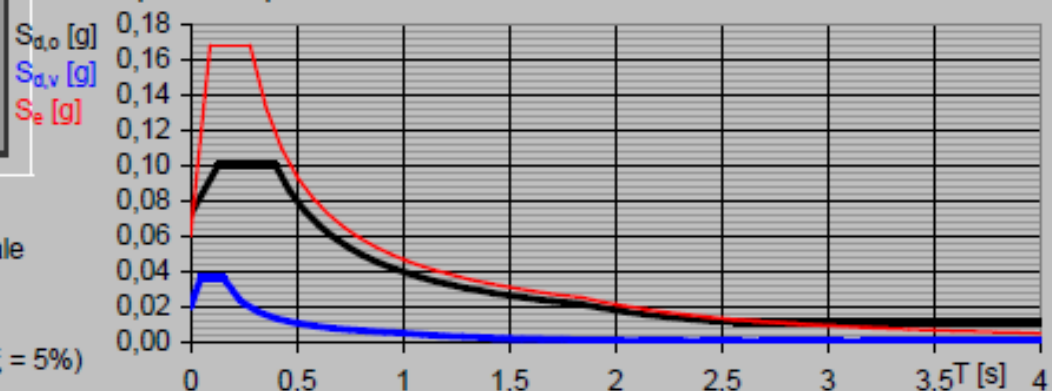
Fattore q $\eta =$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Analisi strutturale

Come per tutte le strutture che non nascono intrinsecamente monolitiche, l'analisi sismica di un fabbricato prefabbricato comprende due fasi, **entrambe di importanza sostanziale**:

- **analisi e verifica della struttura nel suo insieme**
- **verifica dei collegamenti**

Spesso è proprio l'efficienza dei collegamenti che costituisce l'aspetto più critico rispetto alla sicurezza degli edifici prefabbricati

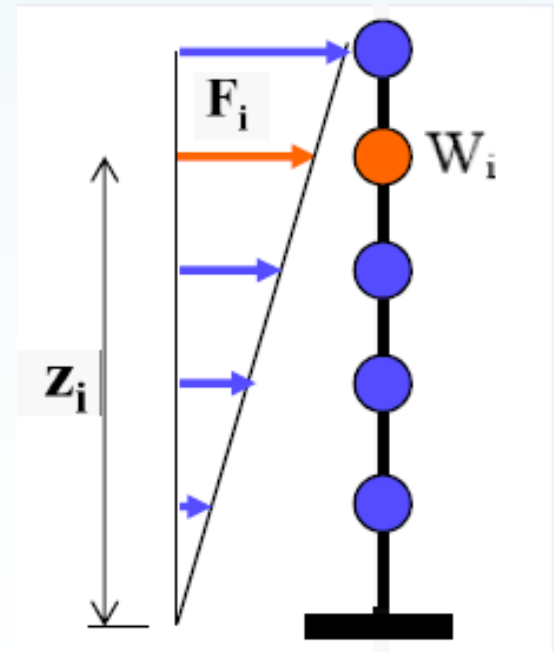


Analisi della struttura nel suo insieme

Non differisce significativamente dall'analisi di una struttura in calcestruzzo gettata in opera. Potrà utilizzarsi l'analisi lineare dinamica o statica.

Data l'importanza dei primi modi di vibrare, l'analisi statica sarà generalmente adeguata.

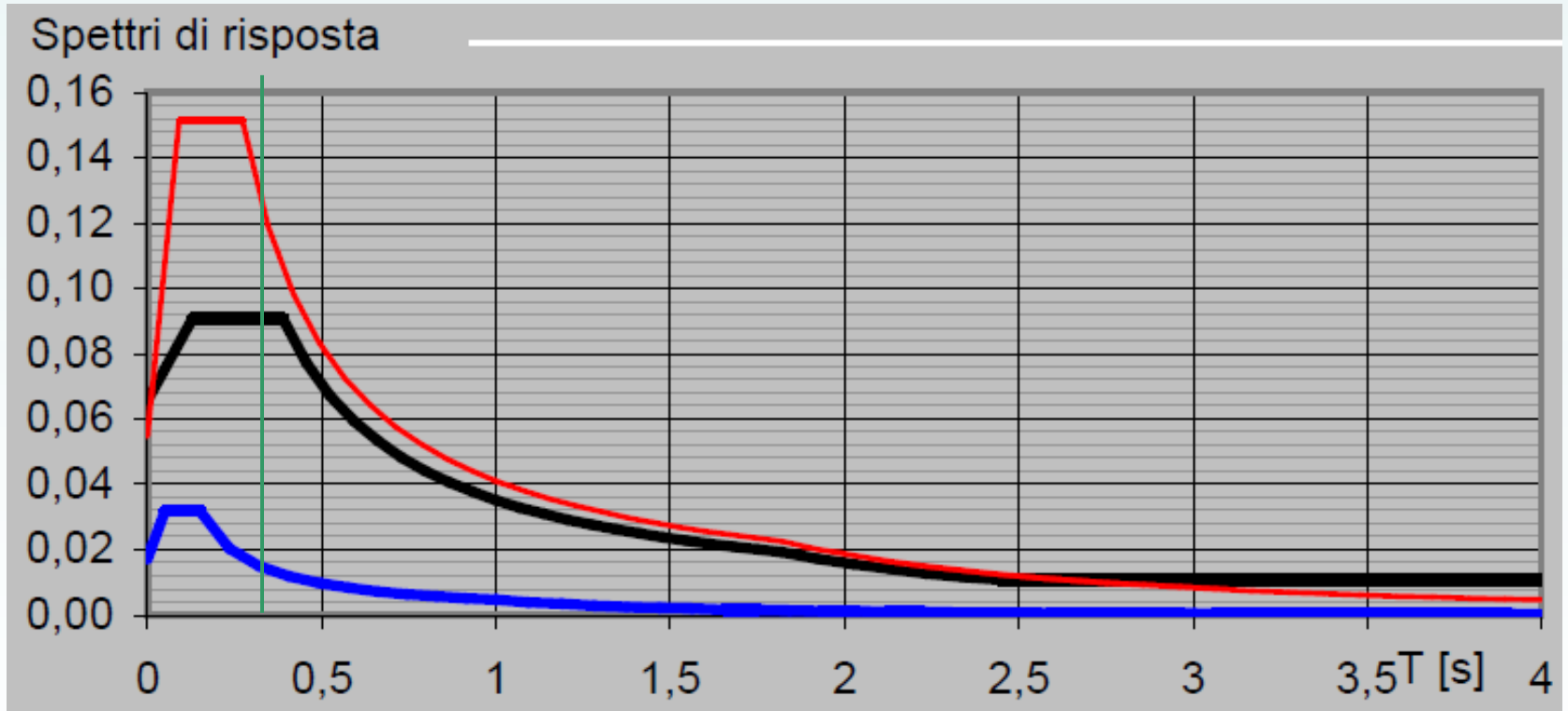
$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$



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

esempio:

$$H = 12 \text{ m} \quad C_1 = 0,05 \quad T_1 = 0,32 \text{ s}$$



Conviene valutare il primo periodo proprio in modo più preciso

Comportamento a diaframma degli orizzontamenti

Gli orizzontamenti calpestabili sono normalmente completati con un getto in opera e possiedono una adeguata capacità di comportarsi a diaframma.

Non così le coperture, spesso realizzate con il semplice accostamento di elementi, anche intervellati da lucernari.

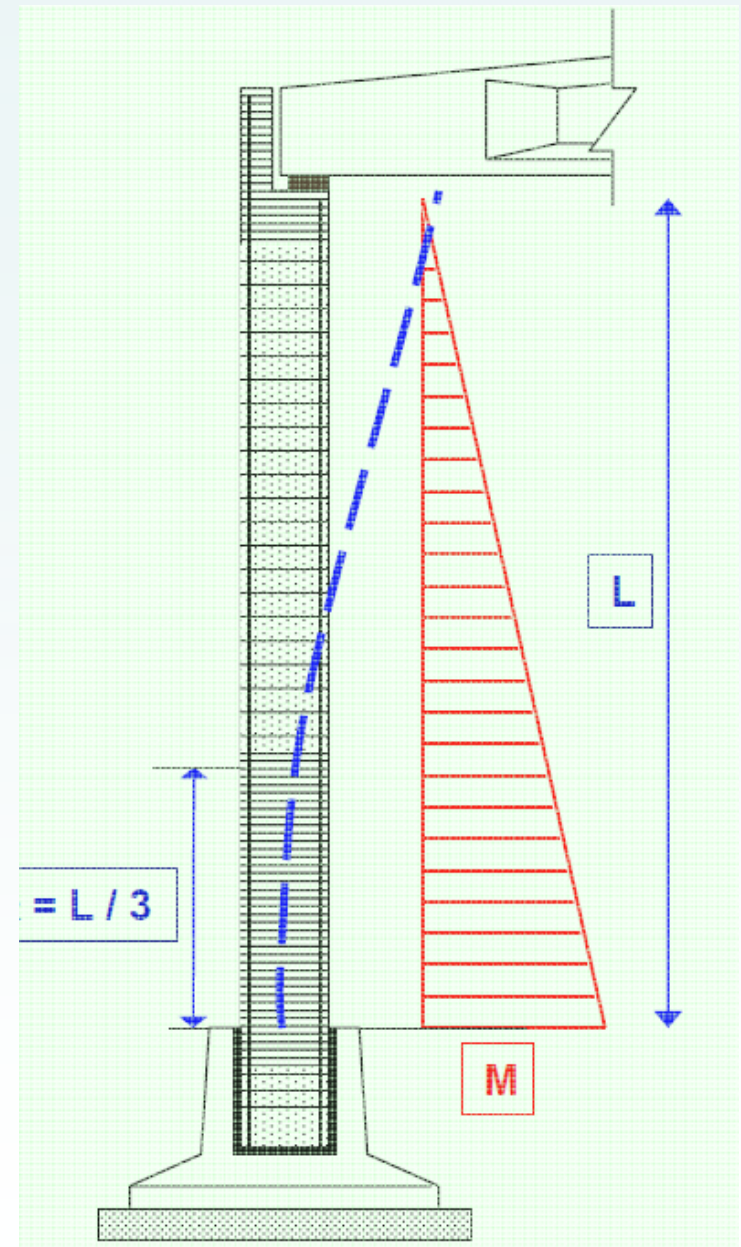
Diaframmi

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Con la tipologia corrente di pilastri isostatici, le zone determinanti sono la base del pilastro ed il bicchiere del plinto (eventuale collaborazione della pavimentazione)



Le problematiche dell'esistente nelle zone non sismiche

- Progettazione ai soli carichi verticali;
- Scarsa resistenza e duttilità della struttura e dei collegamenti;
- Collasso collegamenti pannello-struttura;
- Martellamento fra elementi adiacenti;
- Mancanza di confinamento e instabilità delle barre d'armatura;

Ne risultano tipologie di danno ricorrenti

Perdita di appoggio



Caduta di elementi di tamponamento orizzontali



Caduta di elementi di tamponamento verticali



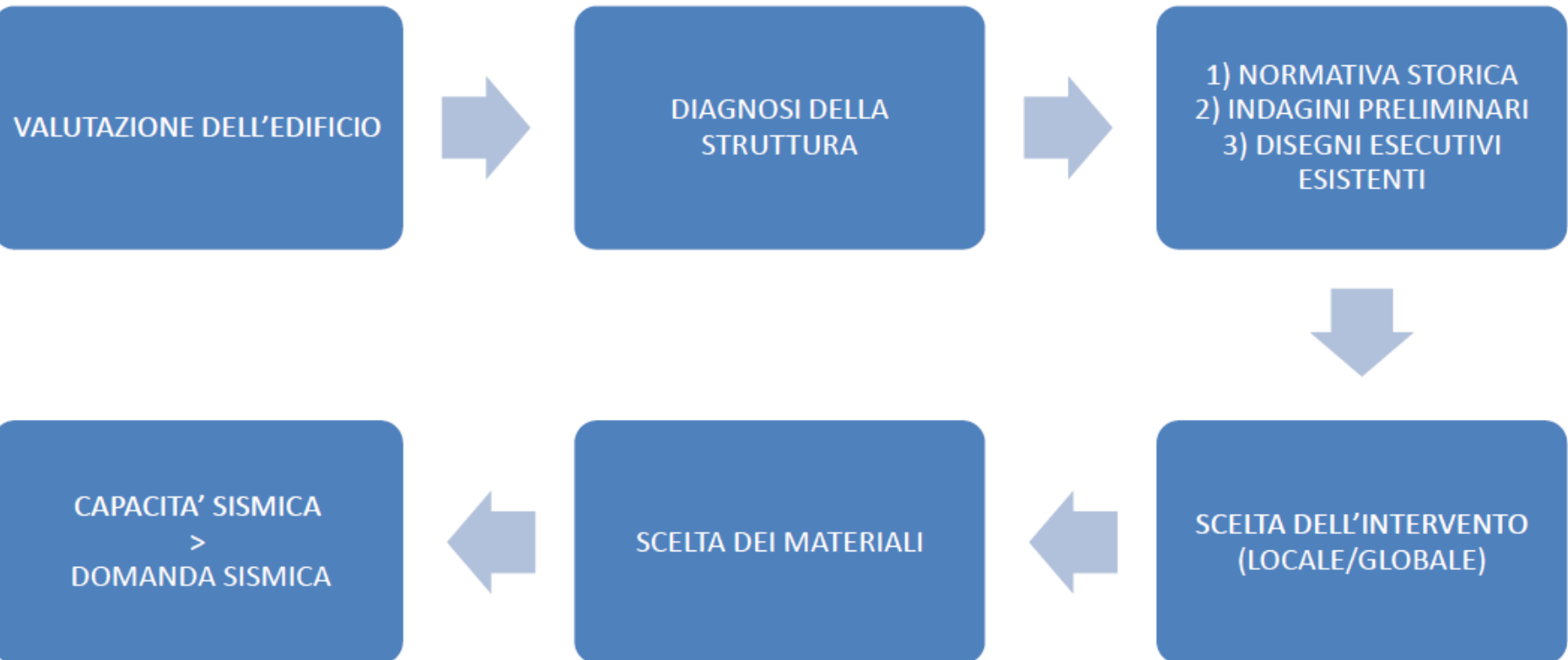
Crisi dei pilastri



Crisi dei pilastri



Impostazione del problema dell'adeguamento sismico



Risultanze dell'esperienza degli ultimi sismi

La principale causa di risposte sismiche inadeguate in edifici in c.a. **gettati in opera** è da ricercare nella **SCARSA CURA dei PARTICOLARI COSTRUTTIVI**:

- carenza di armatura di confinamento
- insufficiente lunghezza di sovrapposizione o interruzione delle barre longitudinali
- scorrimento delle barre di armatura
- inadeguata resistenza e capacità di spostamento delle connessioni

La principale causa di risposte sismiche inadeguate in edifici **prefabbricati** è da ricercare nella **MANCANZA O INADEGUATEZZA DEI COLLEGAMENTI**:

- Mancanza di collegamento tra travi e pilastri ed elementi di copertura
- Mancanza di collegamento tra i plinti di fondazione
- Vincoli privi di duttilità oppure che non consentono spostamenti relativi
- Vincoli dotati di eccessiva rigidità, non compatibili con le richieste di spostamento

Connessioni

Il collegamento fra elementi influenza in modo sostanziale la risposta sismica della struttura

- PILASTRO-FONDAZIONE
- PILASTRO-PILASTRO
- PILASTRO-TRAVE
- TRAVE-TRAVE
- TRAVE-SOLAIO
- PANNELLO-STRUTTURA



Devono garantire un adeguato livello di monolicità in termini di:

RESISTENZA
RIGIDEZZA
DUTTILITÀ

Le connessioni devono essere in grado di trasferire le forze risultanti dall'analisi senza fare affidamento sull'attrito (può essere annullato dalla componente verticale del sisma)

Disposizioni normative sulle connessioni

CONNESSIONI FUORI DALLE ZONE CRITICHE (Tipo A)

- Non influiscono sulla capacità dissipativa della struttura
- La connessione va posta ad una distanza minima rispetto alla zona critica pari a $2d$ per CD "B", pari a $2,5d$ per CD "A" (d altezza utile della sezione)
- Momento pari al maggiore tra quello ricavato dall'analisi e quello ottenuto con la gerarchia delle resistenze dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti, moltiplicati per il fattore di sovraresistenza (per CD "B" = 1,10, per CD "A" = 1,20)
- Taglio ottenuto dalla gerarchia delle resistenze

CONNESSIONI IN ZONE CRITICHE (Tipo B e C)

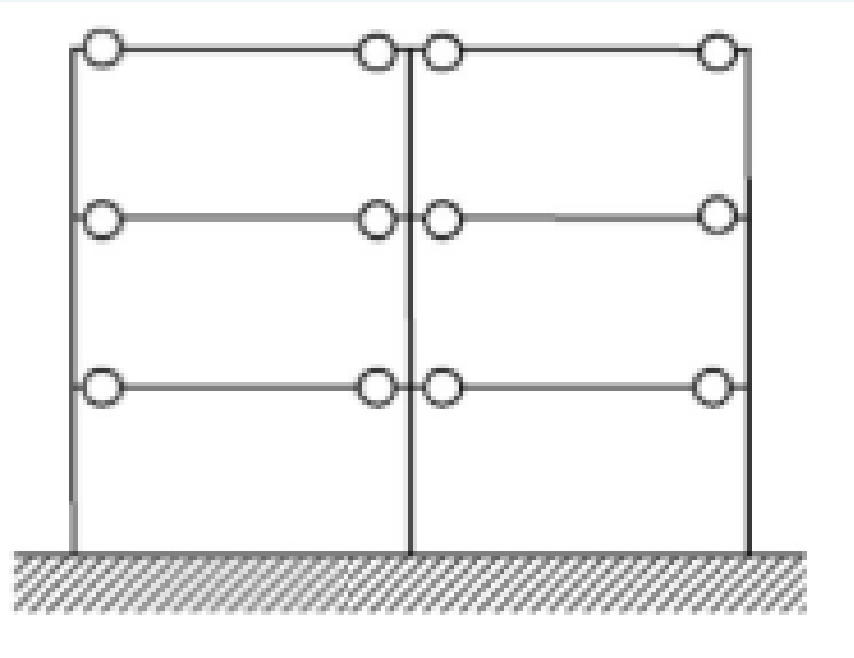
-
- Sovradimensionati: si sposta la plasticizzazione nelle zone adiacenti tramite un fattore di sovraresistenza (Tipo B)
(per CD "B" = 1.20, per CD "A" = 1.35)
 - Dotate delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile (Tipo C)
 - La connessione pilastro-pilastro è consentita soltanto per CD "B"

Disposizioni normative sulle connessioni

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;
- c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Tipologia 1

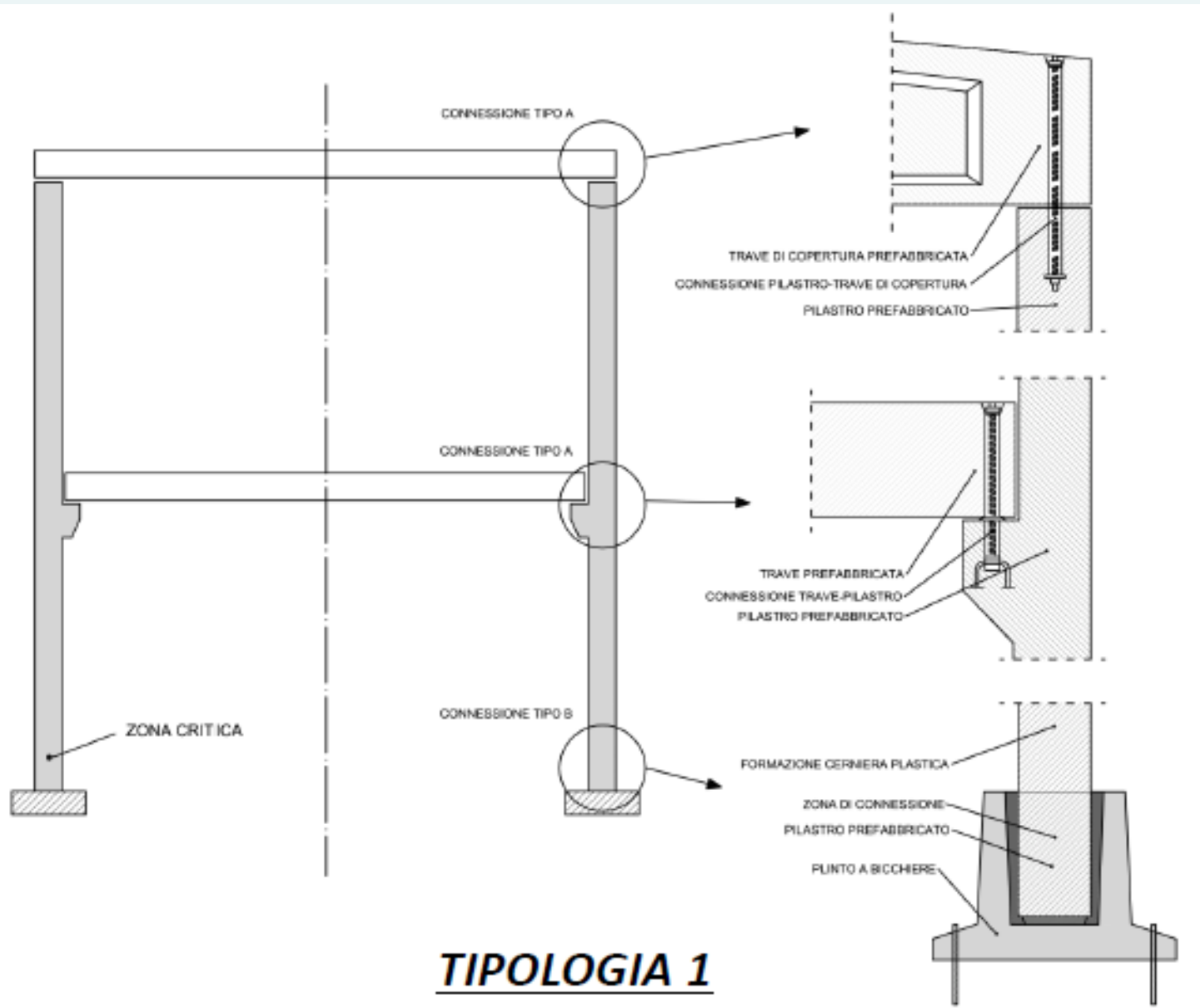


Connessioni :

Travi-pilastri: tipo A

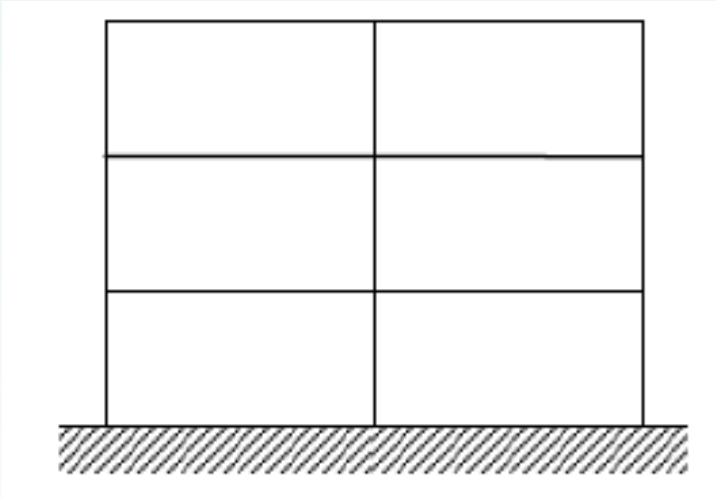
Pilastri-fondazioni: tipo B

Le zone a dissipazione energetica sono le cerniere plastiche alla base dei pilastri che devono realizzare incastro con la fondazione.



TIPOLOGIA 1

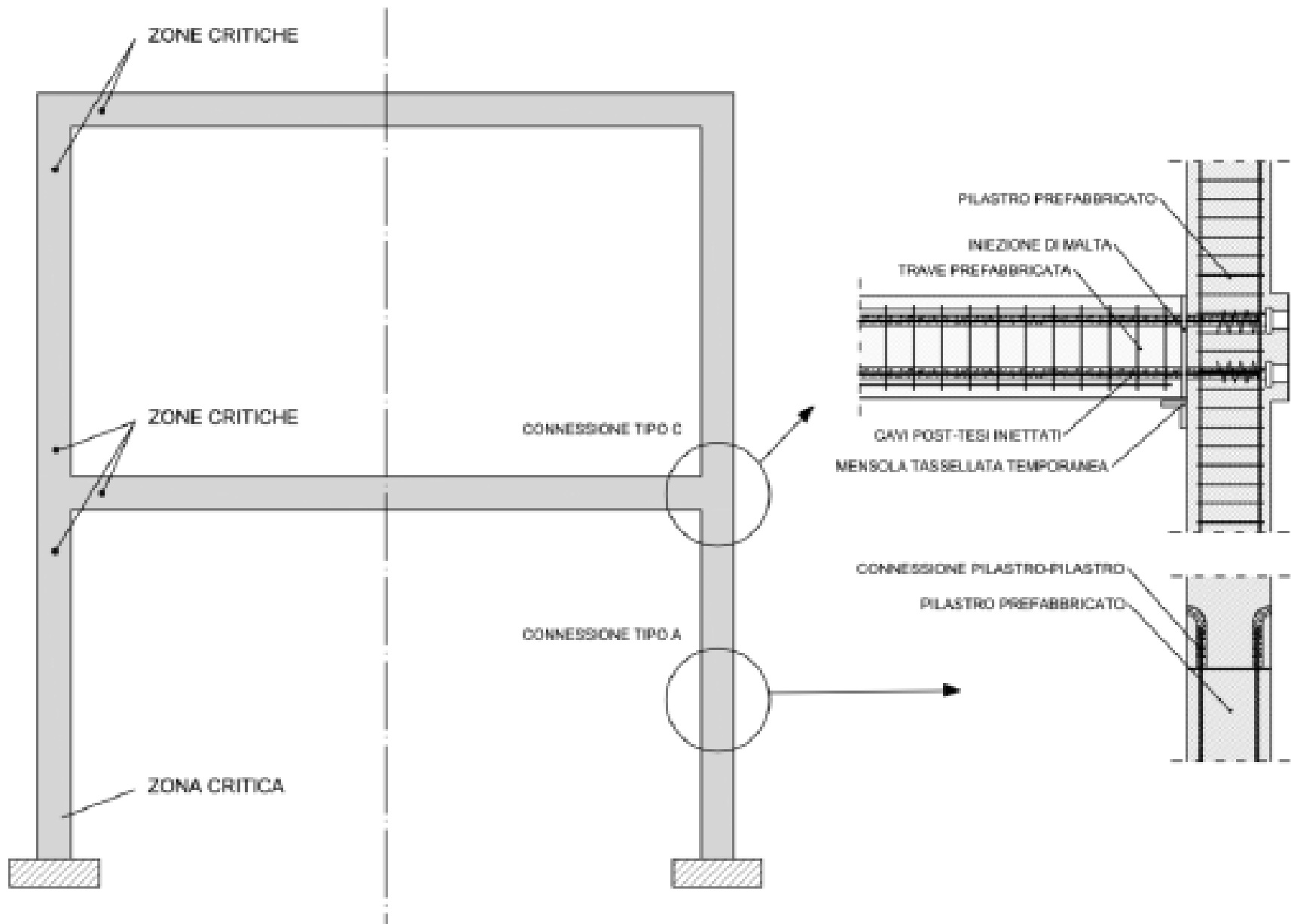
Tpologia 2



Collegamenti monolitici con getti integrativi in opera.

Deve essere assimilabile ad una connessione monolitica con dimostrazione analitica o prove sperimentali.

Rientra nel tipo C



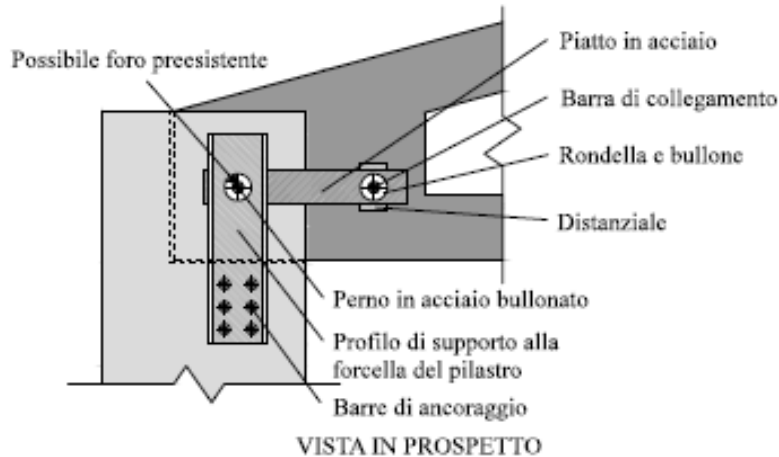
Criteri per l'adeguamento dell'esistente

- inserire nuove connessioni efficaci
- impedire la rotazione fuori del piano di capriate e travi alte
- inserire sistemi di ritenuta antiribaltamento per i pannelli di tamponamento
- rinforzare e confinare le zone di cerniera plastica (base dei pilastri)
- rinforzare l'incastro alle fondazioni

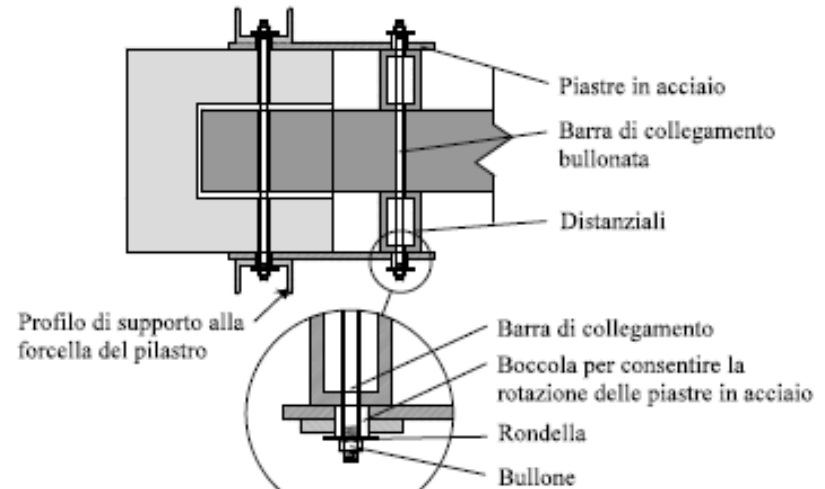
Salvo analisi specifiche è bene conservare lo schema statico e la rigidezza originali per evitare un aumento delle sollecitazioni

Collegamenti trave - pilastro

VISTA IN PROSPETTO

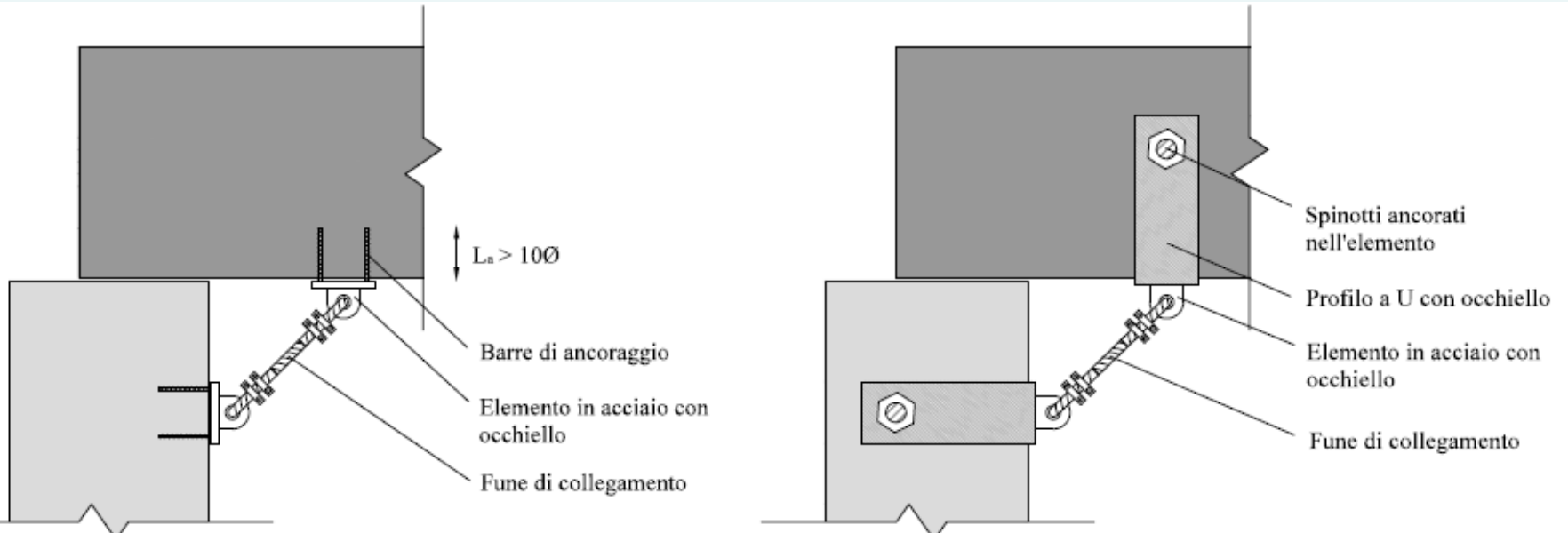


VISTA IN PIANTA



- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento
- Valutare con attenzione la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.

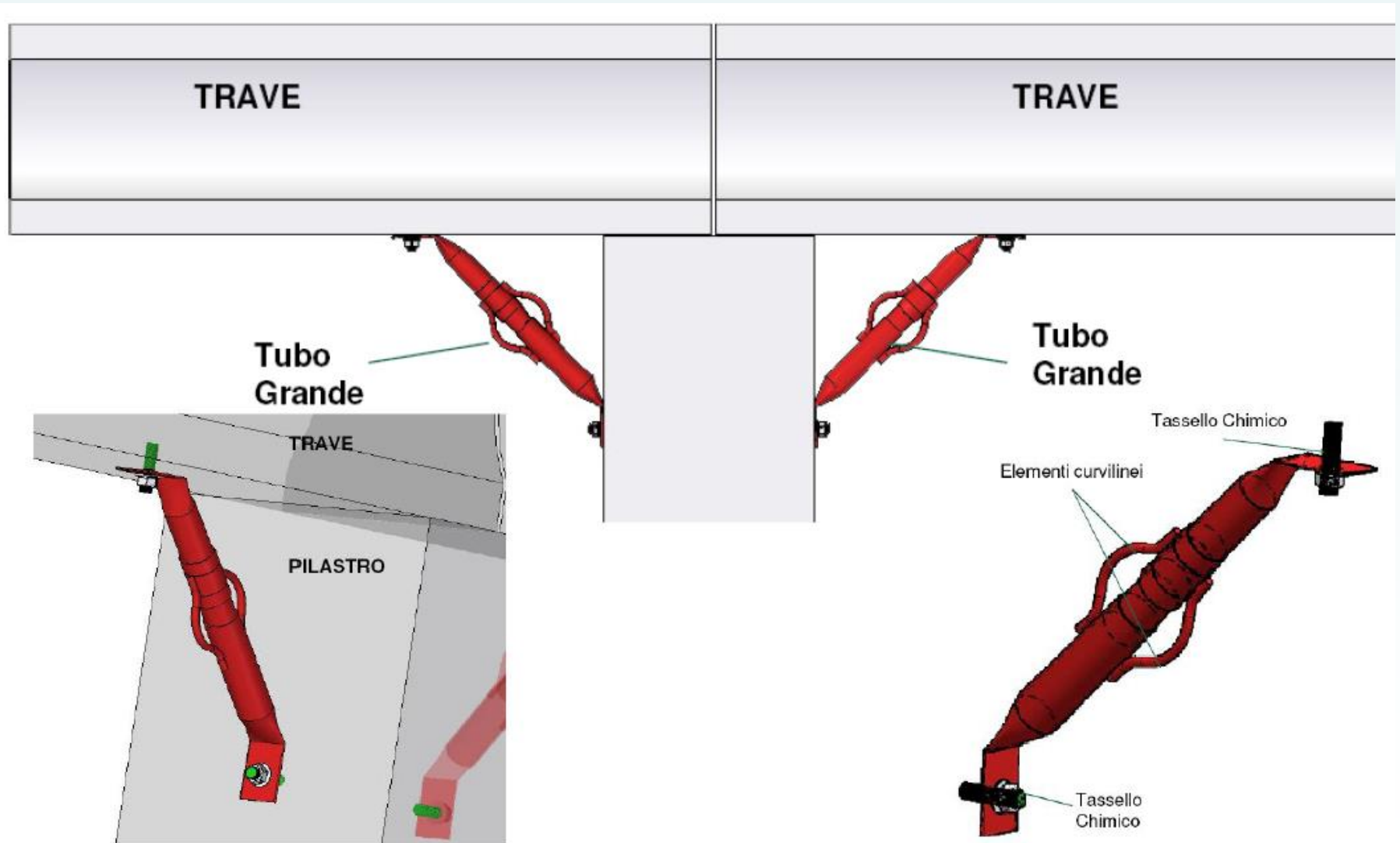
Collegamenti trave-pilastro



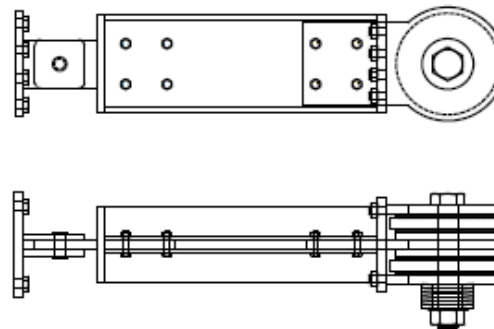
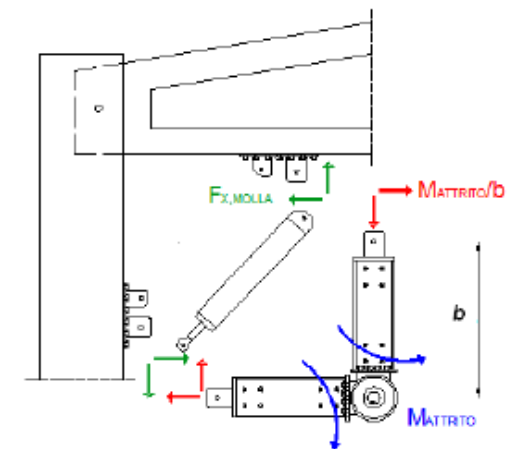
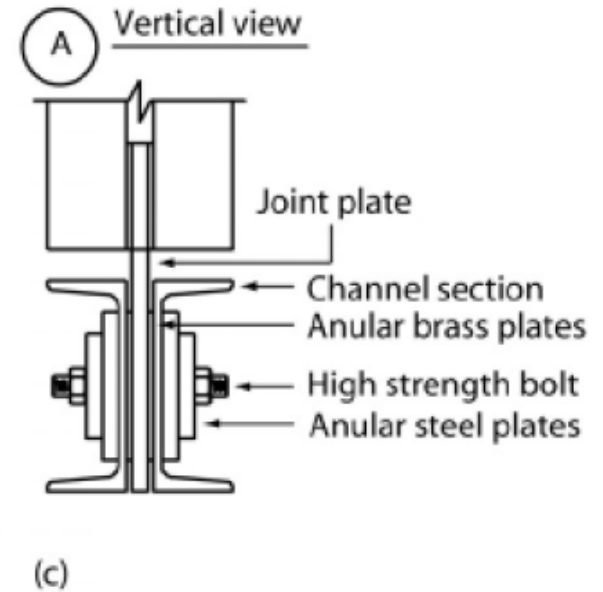
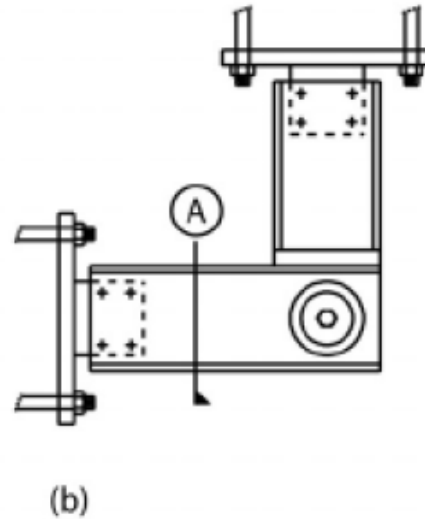
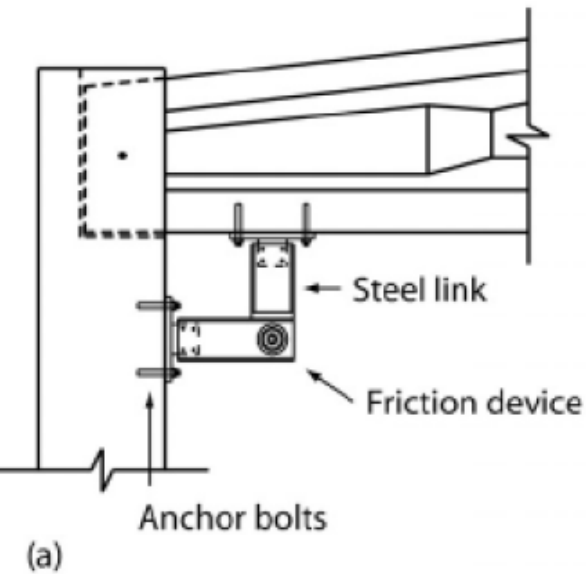
- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

- Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa totale pari al 2% della sua lunghezza
- Dimensionare gli elementi dotati di occhiello con un fattore di sovraresistenza pari a 1.25

Collegamenti dissipativi



Collegamenti dissipativi



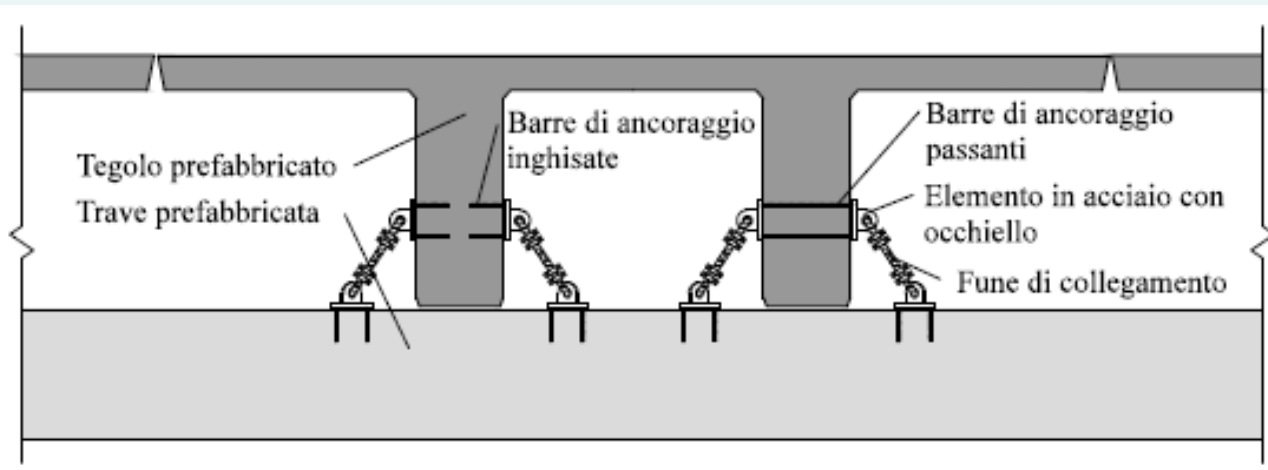
Belleri et. Al. (2010)

VANTAGGI

- Semplicità;
- Sostituibilità;
- Possibilità di aggiungere un elemento di ricentraggio nella diagonale;

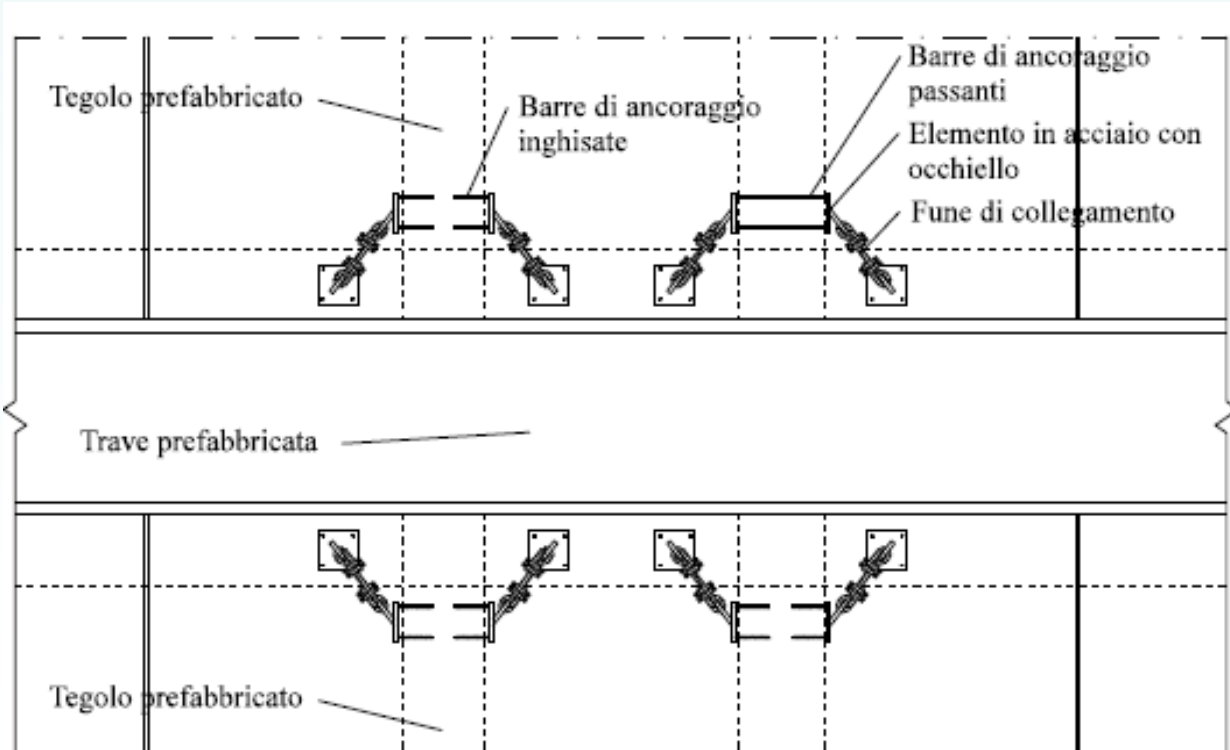
Collegament i tegoli-trave

Prospetto



Pianta

- Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa totale pari al 2% della sua lunghezza
- Dimensionare gli elementi dotati di occhiello con un fattore di sovraresistenza pari a 1.25

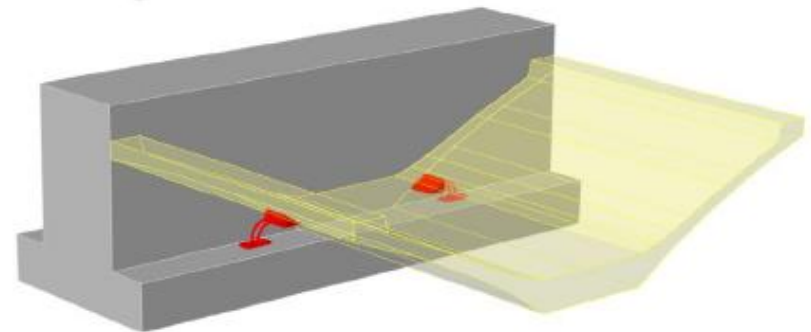
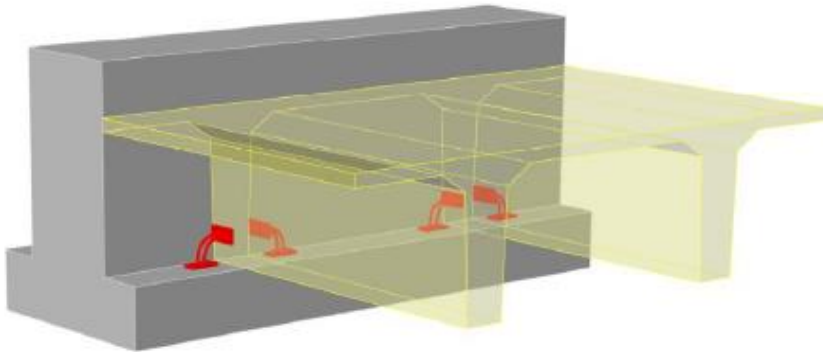


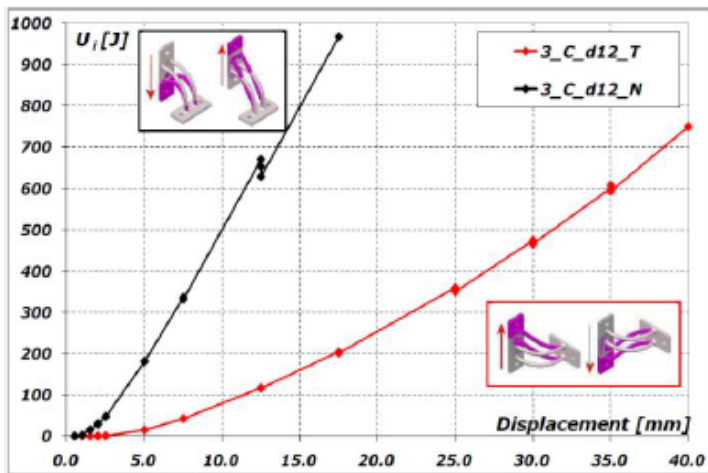
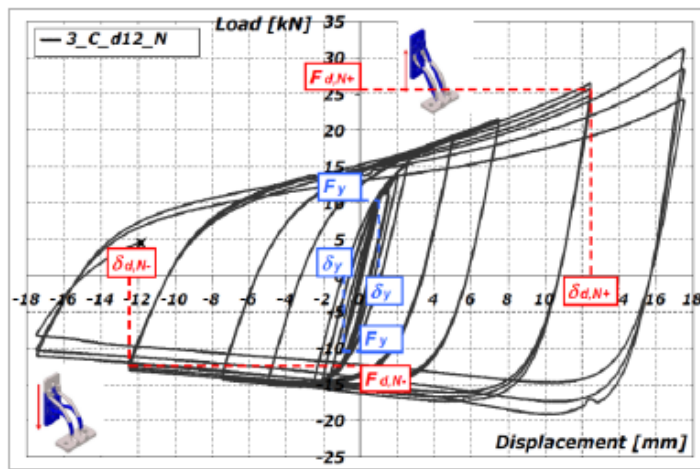
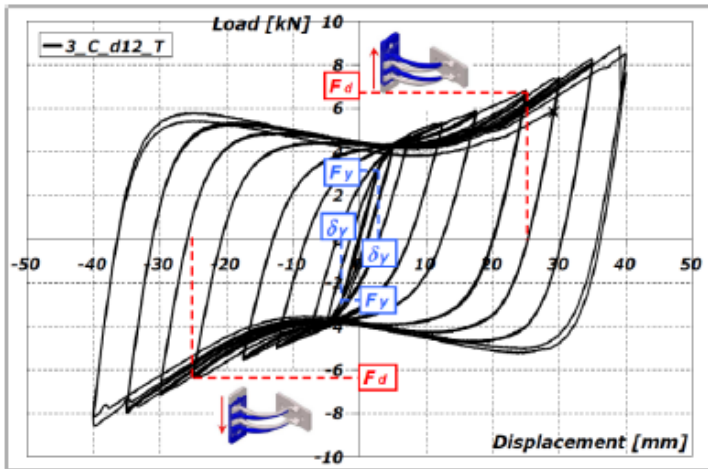
Collegamenti tegolo-trave dissipativi

DISSIPATORE METALLICO

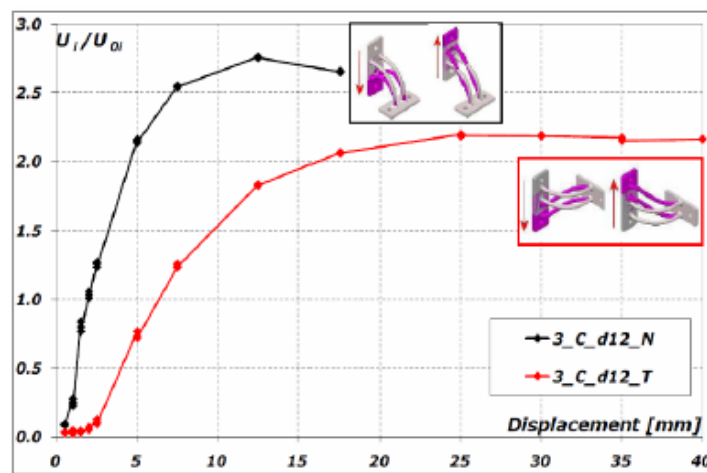


la plasticizzazione degli elementi curvilinei garantisce la possibilità di sviluppare elevate deformazioni tra gli elementi collegati, limitando allo stesso tempo l'azione trasmessa dal tegolo alla trave in caso di un evento sismico

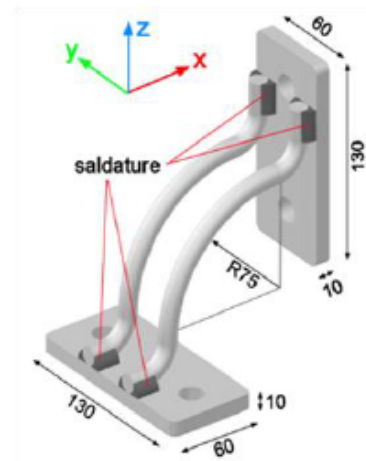




Energia dissipata assoluta

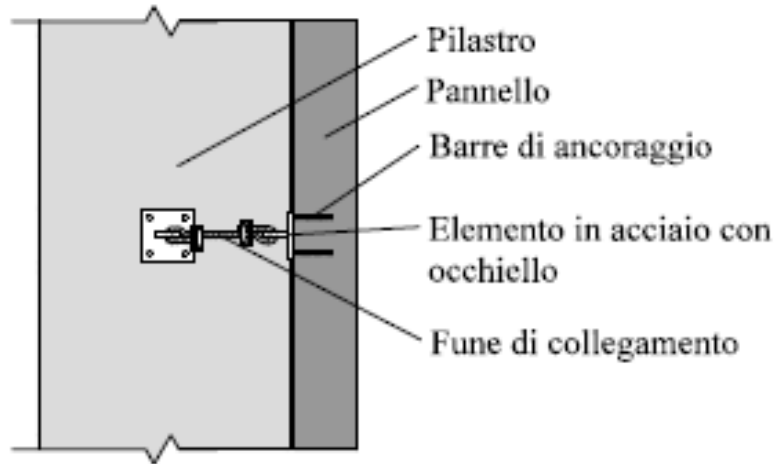


Energia dissipata adimensionalizzata

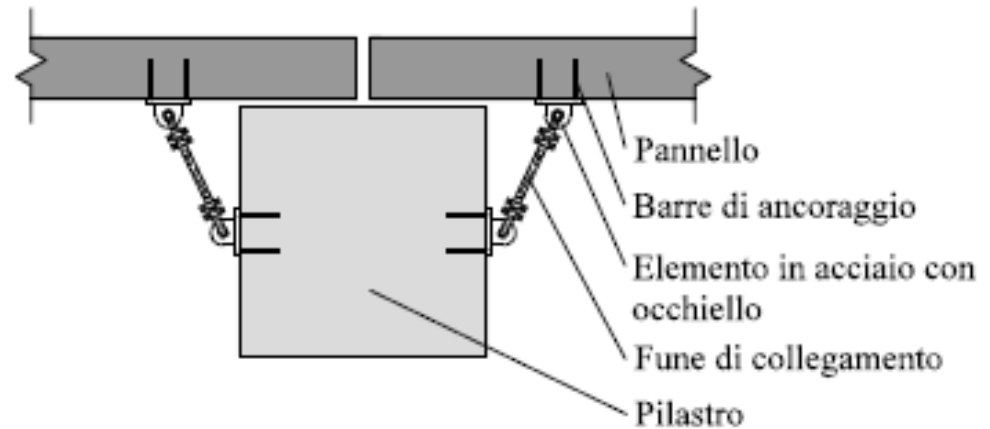


Messa in sicurezza di pannelli orizzontali

VISTA LATERALE

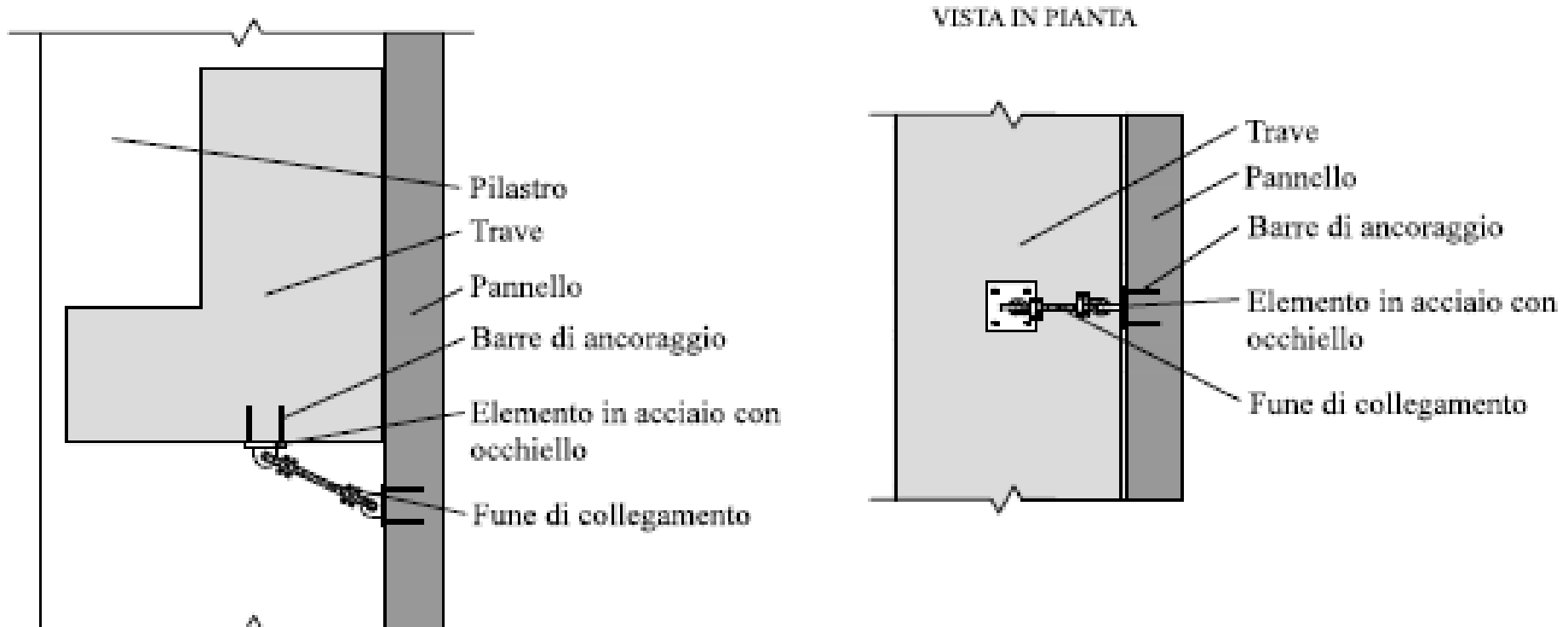


VISTA IN PIANTA



- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

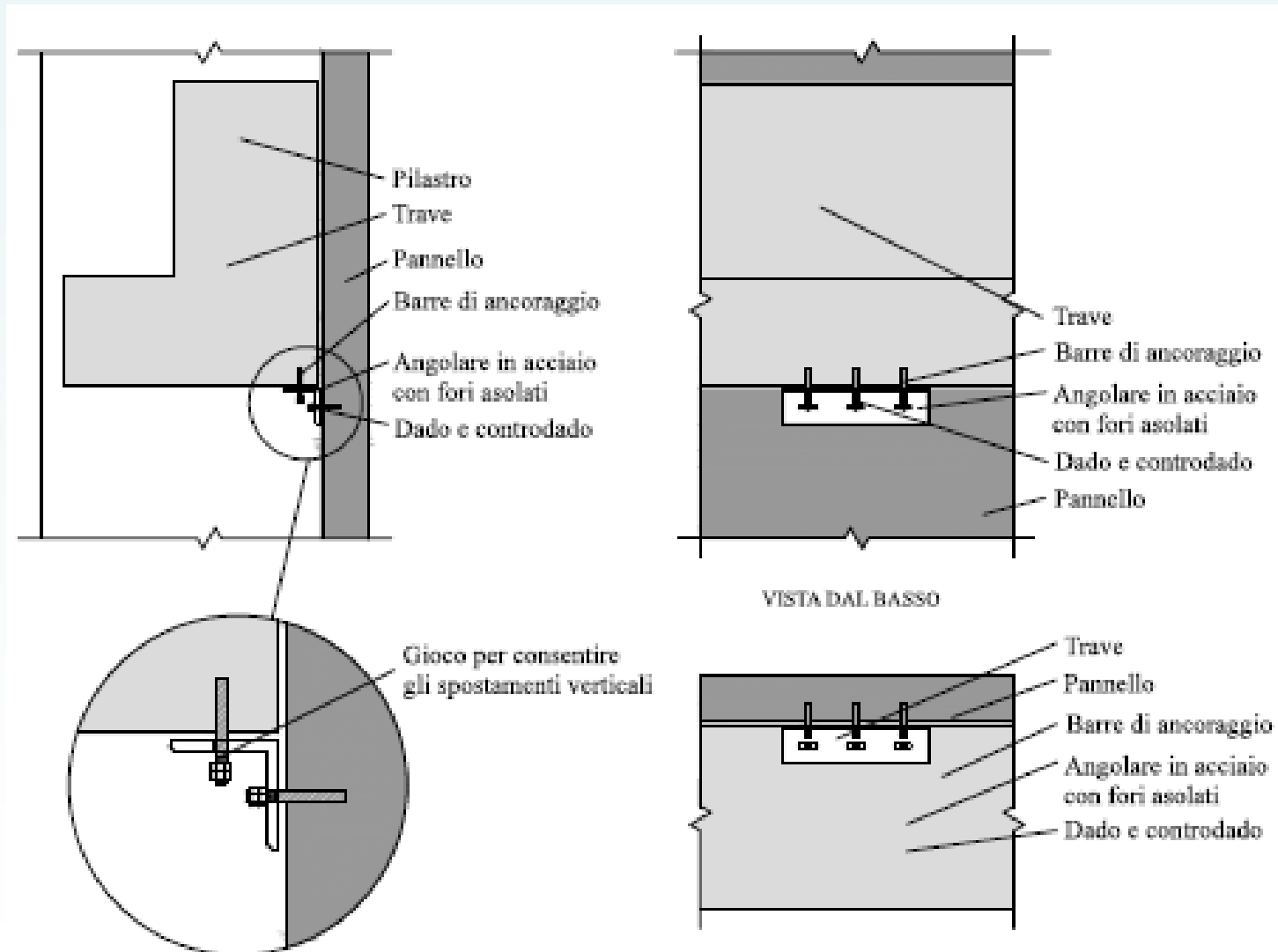
Messa in sicurezza di pannelli verticali



- Si utilizza metà della massa del pannello per il calcolo della forza di progetto

Messa in sicurezza di pannelli verticali

- Le asole dovrebbero avere lunghezza pari al doppio dello spostamento relativo previsto tra pannelli e elemento di supporto
- Si utilizza metà della massa del pannello per il dimensionamento della forza di progetto



Dimensionamento dei collegamenti (NTC2008 7.4.5.2.1)

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

- a) la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore $\gamma_{Rd} = 1,35$ per strutture in CD"A", e $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD"B";
- b) la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica valutata con $q = 1$.

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (7.4.24)$$

nella quale:

d_e è lo spostamento relativo dovuto all'azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole, calcolato come indicato al § 7.3.3 ed assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

d_r è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j, v. § 3.2.5.2).

Bibliografia recente

- **Belleri A., Riva P., Bolognini D., Nascimbene R. 2010.** *“Metodi di protezione sismica di strutture prefabbricate mediante dispositivi di dissipazione”*, 18° Congresso C.T.E. Brescia 11–13 Novembre 2010.
- **Paolo Riva, Andrea Belleri, Mauro Torquati, 2010.** *“Progettazione di strutture prefabbricate monopiano”*, Industrie manufatti cementizi, Vol. 16, pp. 10-16.
- **Paolo Riva, Andrea Belleri, Mauro Torquati, 2011.** *“Problematiche progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate”*, Industrie manufatti cementizi, Vol. 18, pp. 26-34.
- **Paolo Riva, Andrea Belleri, Mauro Torquati, 2011.** *“Analisi sismica di strutture prefabbricate”*, Industrie manufatti cementizi, Vol. 20, pp. 28-37.
- **Mauro Torquati, Andrea Belleri, Paolo Riva, 2012.** *“Progettazione degli impalcati prefabbricati per il trasferimento di forze orizzontali”*, Industrie manufatti cementizi, Vol. 23, pp. 20-29. ISSN 2225-6040.
- **Zheng W., Oliva M. G. 2005.** *“A Practical Method to Estimate Elastic Deformation of Precast Pretopped Double-Tee Diaphragms”*, PCI Journal, March-April 2005, pp. 1-12.

