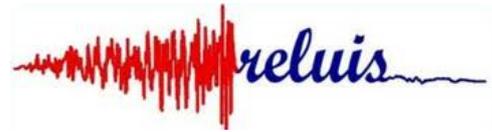




PROTEZIONE CIVILE
Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della Protezione Civile



Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali

Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici

In collaborazione con:



Federazione Regionale Ordini Ingegneri dell'Emilia Romagna

INDICE

Finalità del documento.....	4
1 Danneggiamenti registrati negli edifici produttivi in seguito all'evento sismico del 20-29 maggio 2012.....	8
1.1 Perdita di appoggio e danni alle connessioni tra elementi strutturali.....	8
1.2 Collasso di elementi di tamponatura	15
<i>1.2.1 Pannelli di tamponatura orizzontali</i>	<i>16</i>
<i>1.2.2 Pannelli di tamponatura verticali.....</i>	<i>23</i>
<i>1.2.3 Pannelli di tamponatura in laterizio.....</i>	<i>25</i>
1.3 Danni ai pilastri	26
1.4 Danni a scaffalature con conseguente perdita dei contenuti portati	31
2 Tipologie strutturali di edifici prefabbricati progettati in assenza di criteri antisismici.....	33
2.1 Tipologie di strutture prefabbricate	33
2.2 Scaffalature	46
3 Principi e criteri di intervento	48
3.1 Carenze manifestate dagli edifici industriali prefabbricati monopiano rispetto all'azione sismica.....	48
3.2 Principi per la rapida messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano.....	50
3.3 Principi generali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano.....	50
3.4 Criteri di progettazione.....	53
3.5 Interventi di adeguamento su edifici industriali monopiano.....	57
<i>3.5.1 Premessa.....</i>	<i>57</i>
<i>3.5.2 Procedure per la valutazione della sicurezza.....</i>	<i>58</i>
<i>3.5.3 Modalità di esecuzione della valutazione della sicurezza</i>	<i>59</i>
<i>3.5.4 Criteri generali per l'adeguamento sismico dei capannoni industriali.....</i>	<i>60</i>
3.6 Schema degli interventi.....	61

3.7	Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio.....	67
3.7.1	<i>Perdita di appoggio trave-pilastro</i>	67
3.7.2	<i>Perdita di appoggio copertura-trave</i>	71
3.8	Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti.....	74
3.8.1	<i>Fondazione.....</i>	74
3.8.2	<i>Pilastro.....</i>	77
3.9	Interventi su scaffalature.....	80
3.10	Altre carenze prodotte dai danneggiamenti.....	86
4	Schede tecniche per il dimensionamento, la cantierizzazione e l'esecuzione degli interventi	87
4.1	Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio.....	88
4.2	Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali	133
4.3	Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti.....	152
	APPENDICE - Stato limite di perdita di appoggio.....	190
	Bibliografia.....	199
	Gruppo di Lavoro.....	203

Finalità del documento

La sequenza sismica registrata a partire dallo scorso 20 maggio in Emilia Romagna, Veneto e Lombardia ha avuto un forte impatto su aree del nostro paese caratterizzate da una pericolosità sismica medio-bassa, ossia da accelerazione su suolo rigido dell'ordine di 0.10-0.15g con periodo di ritorno di 475 anni, in base alla mappa di pericolosità attualmente in vigore (OPCM 3519/2006).

Il riconoscimento formale di tale pericolosità è avvenuto solo recentemente, nel contesto della revisione della normativa tecnica per le costruzioni e della classificazione sismica avviata con l'OPCM 3274 a partire dal 2003. Ciò ha determinato la presenza sul territorio di numerose costruzioni progettate e realizzate, anche in tempi relativamente recenti, senza l'adozione di criteri di progettazione antisismica, in quanto non previsti dalle normative tecniche vigenti in aree non classificate sismiche. Tra queste costruzioni, particolari criticità sono state manifestate dagli edifici, per lo più con destinazione industriale, realizzati mediante l'assemblaggio di elementi in cemento armato prefabbricati, diffusamente presenti nel territorio investito dalla sequenza sismica iniziata lo scorso maggio. L'elevata vulnerabilità delle strutture prefabbricate monopiano a grandi luci progettate per sole azioni non sismiche e, più in generale, delle strutture prive di continuità e robustezza strutturale, è stata evidenziata dai numerosi crolli registrati dopo le scosse del 20 maggio e del 29 maggio, mettendo in evidenza una problematica la cui complessità è legata tanto alla risoluzione tecnica del problema, quanto all'articolato contesto temporale in cui è necessario operare nella fase emergenziale.

Il tema è assai rilevante sia sotto il profilo della sicurezza e la salvaguardia della vita, sia sotto il profilo sociale ed economico, per la natura e il livello tecnologico delle numerose aziende operanti sul territorio. In altri termini, al tema della salvaguardia della vita, nel caso degli edifici industriali si associa il tema della salvaguardia del valore esposto – attrezzature, lavoratori e semilavorati stoccati nei magazzini – e, soprattutto, della continuità operativa delle aziende.

È un tema di grande interesse a livello nazionale, che andrebbe affrontato in maniera sistematica soprattutto in termini di prevenzione, particolarmente in quei contesti a notevole sviluppo economico, dove la tardiva classificazione sismica ha determinato una particolare vulnerabilità delle strutture, ma che assume contorni molto peculiari nell'emergenza post-sisma con una sequenza in corso, nei quali il fattore tempo assume rilievo fondamentale.

Al fine di governare una tale complessità, il D.L. 6 giugno 2012 n. 74, convertito nella legge n.122 dell'1 agosto 2012, recante “*Interventi immediati per il superamento dell'emergenza*”, delineando il

quadro normativo al quale devono fare riferimento gli interventi per la ricostruzione, l'assistenza alle popolazioni e la ripresa economica dei territori interessati dalla sequenza sismica, affida alla comunità professionale il compito di perseguire, attraverso azioni mirate, gli obiettivi di salvaguardia sopra indicati. Per gli edifici sopra descritti, il D.L. 74 pone condizioni aggiuntive, scaturite dall'esperienza negativa delle due scosse del 20 e 29 maggio 2012, rispetto al tradizionale concetto di agibilità sismica¹ di una costruzione. Quest'ultimo è riferito per gli edifici ordinari al danneggiamento prodotto dal terremoto sulla struttura e alla capacità che, nella mutata condizione, la struttura stessa ha di resistere a ulteriori scosse di intensità al massimo pari a quella subita. Nel caso di edifici a struttura discontinua, in mancanza di requisiti di robustezza, si richiede invece una procedura articolata in passi successivi, che pone come condizione imprescindibile, indipendentemente dal danno presente, l'assenza di quelle tipiche carenze che hanno determinato i crolli più clamorosi.

In questa ottica va inteso quanto riportato al comma 8 dell'art. 3 del D.L. 74/2012 che fornisce un quadro sintetico delle carenze più rilevanti che evidentemente ostano al conseguimento a breve termine dei requisiti minimi di sicurezza per l'esercizio delle costruzioni industriali e che quindi devono essere sanate prioritariamente, tenendo altresì debitamente in conto le scaffalature metalliche per lo stoccaggio di lavorati e semilavorati suscettibili di interazioni con le strutture principali degli edifici industriali.

Sotto il profilo tecnico, quindi, lo scenario delineato dal D.L. per conseguire gli obiettivi di superamento dell'emergenza e di miglioramento della sicurezza per la salvaguardia delle vite umane richiede un processo coordinato e realizzato in due fasi:

- la prima nella quale si garantisce l'eliminazione delle carenze strutturali più rilevanti, nel rispetto del comportamento complessivo dell'organismo strutturale;
- la seconda nella quale si interviene in maniera estesa e sistematica per il conseguimento delle prestazioni richieste dal comma 10 dell'art. 3 del DL 74/2012, integrando in un contesto più ampio e incisivo i correttivi posti in essere nel corso della prima fase.

¹ La formalizzazione estesa di tale concetto si ritrova nel "Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)" appendice 2 al D.P.C.M. del 5 maggio 2011: *La valutazione di agibilità in emergenza post-sismica è una valutazione temporanea e speditiva – vale a dire formulata sulla base di un giudizio esperto e condotta in tempi limitati, in base alla semplice analisi visiva ed alla raccolta di informazioni facilmente accessibili – volta a stabilire se, in presenza di una crisi sismica in atto, gli edifici colpiti dal terremoto possano essere utilizzati restando ragionevolmente protetta la vita umana.*

Le due fasi sopra indicate trovano riscontro nel quadro normativo generale definito per le costruzioni esistenti dal capitolo 8 delle NTC 2008, e in particolare dal par. 8.4, nelle due categorie di interventi:

- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti – Fase 1;
- interventi di miglioramento (globali) atti ad aumentare la sicurezza strutturale attuale – Fase 2.

Le due fasi, in altri termini, appartengono ad una strategia generale di tipo additivo, in cui gli interventi di prima fase, oltre a consentire il rilascio del certificato di agibilità sismica e, con esso, la ripresa delle ".....normali condizioni di vita e di lavoro..." , costituiscono una parte del più complesso insieme di opere che consentirà il raggiungimento delle prestazioni di sicurezza sismica previste dalle vigenti norme tecniche NTC 2008.

La duplice esigenza di salvaguardia della vita e di tempestiva ripresa del tessuto economico e produttivo sul quale impattano le costruzioni con destinazione industriale si traduce nella definizione di un orizzonte temporale evidentemente compresso e apparentemente contrastante con le esigenze tecniche operative.

Il presente documento muove proprio da queste esigenze, manifestate immediatamente dalle associazioni professionali e dagli operatori economici di settore, e ha la finalità di fornire le conoscenze più avanzate e indicare un percorso operativo, nel rispetto del quadro normativo di riferimento per le costruzioni– D.M. 14 gennaio 2008 (NTC2008) e relativa circolare 2 febbraio 2009 , n. 617 – che consentano di combinare l'esigenza di sicurezza a breve termine – agibilità sismica – con quelle a medio lungo termine – miglioramento e/o adeguamento sismico. Esso può rappresentare un supporto per i tecnici operanti sul patrimonio costruito prefabbricato nell'impostazione – nel pieno e assoluto rispetto dell'autonomia e della titolarità delle scelte progettuali – di un percorso coerente con il quadro normativo vigente e finalizzato a restituire alla collettività piani di intervento sostenibili sotto il profilo economico e sociale, nonché compatibili con le esigenze di sicurezza e di operatività in una fase di emergenza sismica, e più in generale certamente anche nell'ambito di azioni di prevenzione del rischio sismico, in quelle aree del paese soggette a riclassificazione sismica effettuata in tempi recenti.

Si tratta dunque di linee di indirizzo che non hanno in alcun modo carattere prescrittivo e/o cogente; esse mirano a fornire alcune soluzioni tecniche (che certo non esauriscono un problema complesso e delicato quale quello in oggetto), stimolando, al tempo stesso, lo sviluppo della consapevolezza del

bagaglio di conoscenze necessarie a dare, in tempi molto brevi, una risposta ad imprescindibili questioni di sicurezza, con un impatto fortissimo su questioni economiche e sociali.

Questo documento è stato redatto in tempi rapidissimi, compendiando in un unico testo, che si spera sia di immediato interesse applicativo e di agile consultazione, i risultati di ricerche e di esperienze derivanti dal mondo scientifico, da quello professionale e dal mondo dell'industria dei prefabbricati, rinviando per gli approfondimenti ritenuti necessari ai riferimenti bibliografici richiamati nel testo. La facilità di diffusione tramite WEB consente oggi una diffusione immediata agli interessati ed anche la possibilità di successive implementazioni che potranno rendere questo documento sempre più completo ed esaustivo rispetto alle esigenze poste e alle esperienze acquisite sul campo dalla comunità professionale.

1 Danneggiamenti registrati negli edifici produttivi in seguito all'evento sismico del 20-29 maggio 2012

1.1 Perdita di appoggio e danni alle connessioni tra elementi strutturali

La causa più frequente di danneggiamento negli edifici prefabbricati monopiano è stata la perdita di appoggio degli elementi strutturali orizzontali (tegoli di copertura e travi) dagli elementi di supporto (travi e pilastri, rispettivamente). Tale fenomeno è dovuto nella maggior parte dei casi all'assenza di vincoli di tipo meccanico, vale a dire in condizioni in cui il collegamento faccia affidamento, sul solo attrito per la trasmissione delle forze orizzontali. In alcuni casi, è stato riscontrato il collasso di collegamenti di tipo meccanico trave-pilastro con crisi del calcestruzzo, evidenziata dalla rottura del copriferro ed espulsione dello spinotto.



Figura 1 - Perdita di appoggio della trave in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali di non recente costruzione



Figura 2 – Perdita di appoggio della trave principale a sezione variabile in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali di non recente costruzione a causa della crisi a taglio del pilastro di appoggio, reso tozzo dalla configurazione del pannello di tamponatura



Figura 3 – Perdita di appoggio della trave principale in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali costruito recentemente in ampliamento di un edificio esistente con connessione trave-pilastro attrittiva



Figura 4 – Colasso dei tegoli in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali, probabilmente causato dal collasso della trave trasversale



Figura 5 – Perdita di appoggio della trave principale in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali



Figura 6 - Perdita di appoggio della trave e collasso della copertura



Figura 7 - Perdita di appoggio della trave in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali



(a)



(b)

Figura 8 – (a) Perdita di appoggio della trave e (b) rotazione del pilastro in un edificio con travi principali trasversali



Figura 9 - Perdita quasi completa dell'appoggio della trave



Figura 10 - Perdita di appoggio della trave con inserimento di dispositivo di sostegno temporaneo

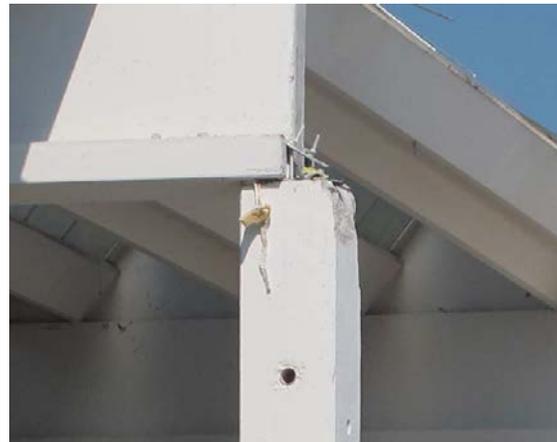


Figura 11 - Perdita di appoggio della trave per rottura connessione in un edificio con trave principale trasversale



(a)



(b)



(c)

Figura 12 – (a) Particolare della connessione trave-pilastro con spinotto, collassata per crisi del copriferro dello spinotto, (b) con conseguente collasso della trave e (c) dei tegoli di copertura



Figura 13 - Collasso dei tegoli di copertura per perdita di appoggio in un edificio prefabbricato con travi principali trasversali

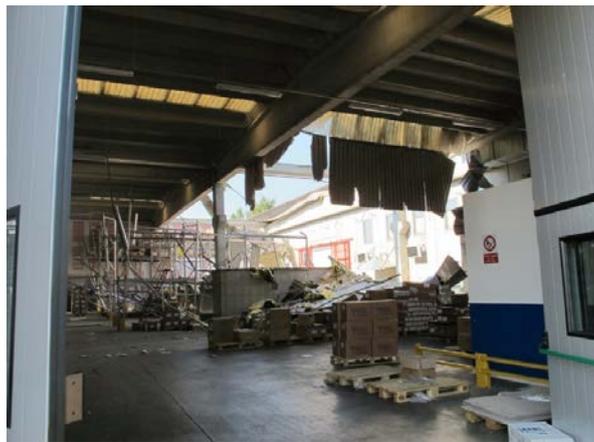


Figura 14 – Collasso della copertura per perdita di appoggio in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale longitudinale



(a)



(b)

Figura 15 – (a) Perdita di appoggio di elementi di copertura a shed, (b) particolare collegamento copertura-trave



Figura 16 - Collasso capriata per perdita di appoggio



Figura 17 – Inadeguatezza del vincolo trave-colonna con danneggiamenti locali del pilastro e rotazioni permanenti della trave in copertura



Figura 18 – Crisi della forcella in testa ai pilastri per martellamento della trave in un edificio monopiano prefabbricato con travi principali trasversali



Figura 19 – Collasso di una lastrina di copertura in un edificio monopiano prefabbricato con trave principale longitudinale



Figura 20 – Collasso della copertura con tegole ad Y

1.2 Collasso di elementi di tamponatura

Il sistema di chiusura degli edifici monopiano prefabbricati è costituito nella maggior parte dei casi da pannelli prefabbricati in calcestruzzo armato disposti orizzontalmente o verticalmente. Sia i pannelli orizzontali che quelli verticali possono essere ancorati ai pilastri o alle travi attraverso diverse tipologie di connessione. In particolare, nelle strutture danneggiate dal sisma, si è riscontrata

la presenza di differenti connessioni pannello-pilastro e pannello-trave, molte delle quali sono collassate, provocando il crollo dei pesanti pannelli di tamponatura.

In alcuni casi il collasso di pannelli può essere associato al martellamento degli elementi di copertura o degli stessi pilastri o ancora, in corrispondenza degli spigoli, dei pannelli ortogonali. Nei casi in cui i pannelli orizzontali sono vincolati da una parte a pilastri che portano la copertura e dall'altra a pilastri rompitratta: il differente spostamento dei due pilastri può aver rappresentato un'altra causa di crollo.

Nell'indagine post-sisma si è, inoltre, riscontrata la presenza di strutture prefabbricate monopiano di meno recente costruzione, che presentano tamponatura in laterizio. Anche in questo caso, la tamponatura ha spesso subito gravi danni (fessurazioni importanti per meccanismi in piano) oppure è collassata per ribaltamento (meccanismi fuori dal piano). Anche per i sistemi di tamponatura si mostreranno essenzialmente collassi in strutture monopiano di tipo produttivo.

1.2.1 *Pannelli di tamponatura orizzontali*

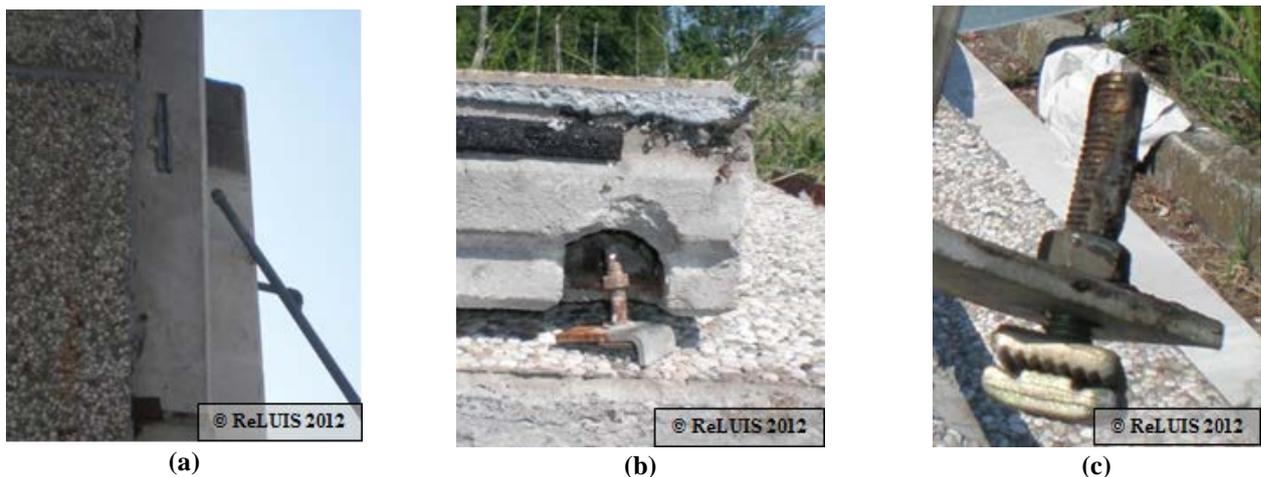


Figura 21 - Crisi della connessione di un pannello di tamponatura orizzontale nella sua parte superiore: (a) dettaglio dell'ancoraggio superiore realizzato tramite profilo a C in acciaio annegato nel pilastro che ha subito il fenomeno dello slabbramento, (b) squadretta di collegamento e (c) connettore con testa a martello

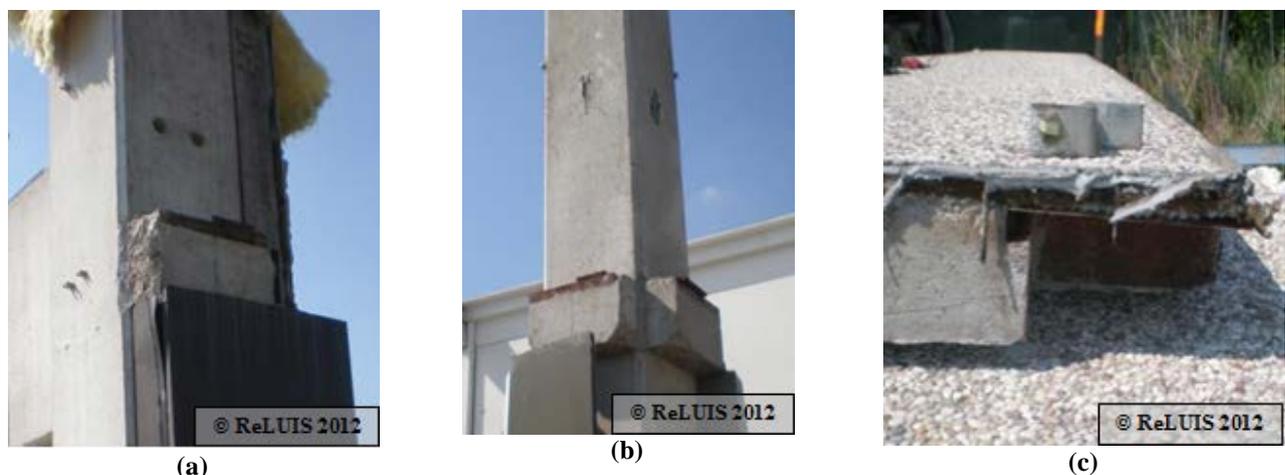


Figura 22 – Particolare della connessione al pilastro del pannello di tamponatura orizzontale nella sua parte inferiore: (a e b) sella nel pilastro e (c) sagomatura del pannello orizzontale per realizzare l'appoggio



(a)



(b)

Figura 23 – (a) Collasso pannelli orizzontali di tamponamento per (b) crisi a taglio del connettore inserito tramite apposita testa a martello nel profilo a C annegato nel pilastro



(a)



(b)

Figura 24 – (a) Collasso imminente pannelli orizzontali di tamponamento a causa dell'evento sismico del 20 maggio e (b) collasso avvenuto di quegli stessi pannelli orizzontali a causa dell'evento sismico del 29 maggio



(a)



(b)

Figura 25 – (a) Pannelli orizzontali di tamponamento con nessun danno visibile in seguito all'evento sismico del 20 maggio e (b) collasso avvenuto di quegli stessi pannelli orizzontali a causa dell'evento sismico del 29 maggio



Figura 26 – Collasso pannelli orizzontali di tamponamento in strutture monopiano prefabbricate



(a)

(b)

(c)

Figura 27 – (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento; (b) dettagli connessione in corrispondenza del pilastro e (c) dettaglio ancoraggio sul pannello



(a)

(b)

Figura 28 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento e (b) dettagli connessione in corrispondenza del pilastro



(a)

(b)

(c)

Figura 29 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento: (b) dettagli profilo a C in corrispondenza del pilastro e (c) dettaglio ancoraggio sul pannello



(a)

(b)

(c)

Figura 30 - (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento: (b) dettagli profili slabbrati o disconnessi in corrispondenza del pilastro e (c) dettaglio profilo di acciaio slabbrato sul pannello



Figura 31 - Collasso incipiente dei pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato



(a)



(b)

Figura 32 – (a) Crollo dei pannelli orizzontali di tamponamento in una struttura monopiano prefabbricato: (b) dettaglio ancoraggio pannelli in corrispondenza dei pilastri



(a)



(b)



(c)

Figura 33 – (a e b) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato e (b) dettaglio profili a C in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)

Figura 34 – (a) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato: (b) dettaglio connessione in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)

Figura 35 – (a) Crollo di pannelli orizzontali di tamponamento in un edificio monopiano prefabbricato: (b) dettaglio connessione in corrispondenza del pilastro



(a)



(b)



Figura 36 - Rottura attacco mensola di supporto pannello e conseguente crollo del pannello



(a)



(b)

Figura 37 – (a) Collasso avvenuto e (b) collasso imminente pannelli di angolo in edificio monopiano prefabbricato con pannelli orizzontali di tamponamento



(a)



(b)

Figura 38 – (a) Collasso pannello di tamponatura orizzontale in un edificio prefabbricato multipiano e (b) dettaglio connessione del pannello in corrispondenza del pilastro



Figura 39 - martellamento tra trave porta-carroponte e pannello tagliafuoco di compartimentazione tra zona produttiva e zona uffici

1.2.2 Pannelli di tamponatura verticali

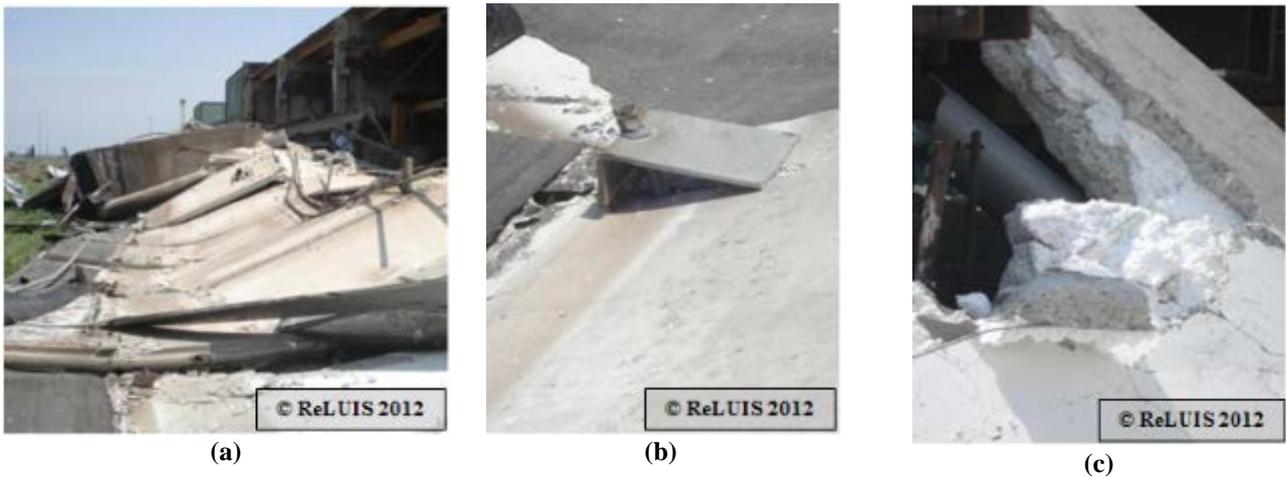


Figura 40 – (a) Crollo dei pannelli verticali di tamponamento: (b) dettagli profili della quadretta e del bullone ancora inserito nel profilo a C del pannello crollato e (c) dettaglio sezione trasversale del pannello verticale, costituito da calcestruzzo armato e materiale di alleggerimento e isolante



Figura 41 – (a) Crollo dei pannelli verticali di tamponamento: (b) dettagli profilo di acciaio saldato sotto la trave, (c) dettaglio connettore in acciaio saldato sulla piastra saldata alla trave ed inserito nel profilo incavo del pannello tramite la testa a martello e (d) trave reggipannello



Figura 42 –Collasso pannelli verticali di tamponatura di un edificio prefabbricato

1.2.3 Pannelli di tamponatura in laterizio



(a)



(b)

Figura 43 – Collasso e fessurazione del pannello di tamponatura in laterizio in una struttura prefabbricata monopiano di non recente costruzione



Figura 44 - Collasso incipiente per meccanismo fuori dal piano dei pannelli in laterizio in una struttura prefabbricata monopiano di non recente costruzione



Figura 45 –Crisi per meccanismo fuori dal piano di un pannello di tamponatura in laterizio in un edificio monopiano prefabbricato

1.3 Danni ai pilastri

Nelle strutture monopiano prefabbricate gli elementi resistenti verticali, ossia i pilastri, sono generalmente elementi vincolati al piede tramite un plinto a bicchiere, che costituisce per il pilastro un vincolo d'incastro, mentre in testa sono collegati alle travi tramite vincoli a cerniera o carrello. Pertanto lo schema statico del pilastro è quello di una mensola incastrata all'estradosso del bicchiere.

In presenza di forti sollecitazioni, come quelle indotte da un terremoto, può accadere che il pilastro perda la verticalità a causa di una rotazione rigida al piede. Questa può essere associata tanto alla rotazione dell'intero elemento di fondazione, quanto al danneggiamento dei componenti in cemento armato (bicchieri, plinti, ecc.). L'attribuzione a una categoria o all'altra di danno appare difficilmente accertabile in fase di ispezione visiva post-sisma e richiede in generale un'accurata analisi del complesso terreno-fondazione con indagini anche invasive.

Evidente, invece, è l'incipiente formazione di cerniera plastica che molti pilastri hanno mostrato alla base, in alcuni casi solo con formazione di fessure, in altri con espulsione di copriferro ed instabilizzazione delle barre, in carenza di armatura trasversale.

I rilievi visivi in sito hanno anche permesso di constatare che in numerosissimi casi il danneggiamento dei pilastri è stato indotto dall'impatto degli elementi orizzontali, quali travi e tegoli, collassati per perdita di appoggio.



Figura 46 – Perdita di verticalità dei pilastri in un edificio monopiano prefabbricato per possibile, ma non accertato, problema a livello della fondazione



Figura 47 – Perdita di verticalità dei pilastri per probabile problema in fondazione



Figura 48 – Perdita di verticalità del pilastro con fessurazione alla base

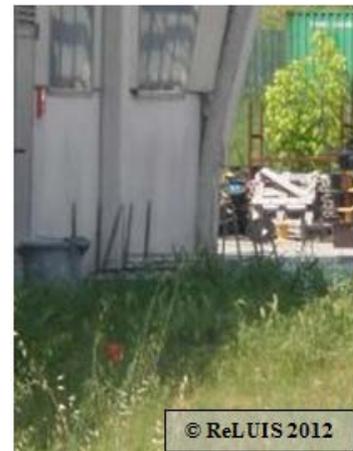


Figura 49 – Perdita di verticalità del pilastro per rottura alla base per cause non accertabili



Figura 50 – Perdita di verticalità del pilastro

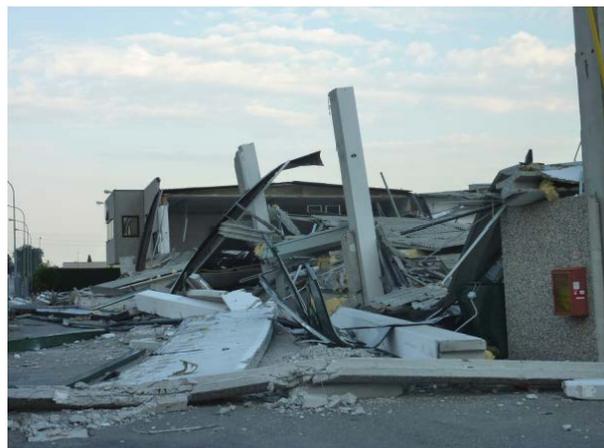


Figura 51 – Collasso globale dell'edificio: perdita di verticalità del pilastro



(a)



(b)

Figura 52 - Rotazione pilastro dovuta alla formazione di cerniera plastica alla base del pilastro: (a) situazione prima e (b) dopo le scosse del 29 maggio



Figura 53 – Rotazione alla base del pilastro



© ReLUIS 2012



© ReLUIS 2012

Figura 54 – Incipiente formazione di cerniera plastica alla base del pilastro con consistente fessurazione



Figura 55 - Fessurazione alla base dei pilastri di un edificio monopiano prefabbricato



(a)



(b)

Figura 56 - (a) Formazione cerniera plastica alla base del pilastro (b) con instabilizzazione delle barre causata da carenza di armature trasversali



Figura 57 - Espulsione del copriferro alla base del pilastro con carenza di armature trasversali



Figura 58 - Cerniera plastica alla base del pilastro



Figura 59 – Formazione cerniera plastica in corrispondenza della mensola tozza, appoggio della trave porta-carroponte



Figura 60 - Danneggiamento del pilastro tozzo causa interazione con la tamponatura

1.4 Danni a scaffalature con conseguente perdita dei contenuti portati

Le immagini di seguito riportano i danni riscontrati in scaffalature all'interno di edifici prefabbricati. Tali scaffalature, data la massa portata ed eventuali vincoli con la struttura circostante possono interagire con la stessa, causando danni alla struttura e/o perdendo il contenuto da essi portato. Si osservi che le scaffalature ben controventate possono resistere al terremoto. E' utile

evidenziare anche che il database di immagini attualmente disponibile è senz'altro limitato, a causa dell'impossibilità di accedere negli edifici danneggiati per motivi di sicurezza.



Figura 61 – Danneggiamento scaffalatura con conseguente perdita del materiale contenuto



Figura 62 – Ribaltamento incipiente ed avvenuto di scaffalature



Figura 63 – Collasso scaffalature e conseguente perdita di contenuto

2 Tipologie strutturali di edifici prefabbricati progettati in assenza di criteri antisismici

2.1 Tipologie di strutture prefabbricate

Nel presente paragrafo vengono sintetizzati i caratteri primari del patrimonio di edilizia prefabbricata presente nell'area colpita dal sisma del 20 e del 29 maggio 2012. Un esame più dettagliato del patrimonio italiano comprendente anche una classificazione delle tipologie strutturali prefabbricate si può fare utilmente riferimento al documento "Strutture prefabbricate: catalogo delle tipologie esistenti" RELUIS-ASSOBETON 2008 (Bonfanti e altri, 2008) (disponibile su www.reluis.it).

Nell'area di interesse, in particolare, sono presenti sono presenti edifici prefabbricati monopiano e, molto più raramente, pluripiano (tipicamente di 2 o 3 piani).

Le strutture pluripiano sono costituite da pilastri monolitici a tutta altezza, dalle travi portanti, dagli impalcati e dalla copertura (Figura 64). Le travi primarie utilizzate appartengono alle seguenti tipologie: sezione a T rovescio o ad L, bordi paralleli, etc. Per lo specifico impiego, quali componenti degli impalcati intermedi, i tegoli sono completati in opera da getti di calcestruzzo armato, con spessori variabili fra 5 e 10 cm, che, oltre ad incrementare le caratteristiche meccaniche, adempiono alle funzioni di distribuzione dei carichi e di solidarizzazione dell'insieme strutturale. Le luci tipiche variano dai 10 ai 15 metri. Mentre gli impalcati intermedi sono in genere costituiti da tegoli nervati, le coperture sono realizzate con i sistemi costruttivi descritti per le strutture monopiano.

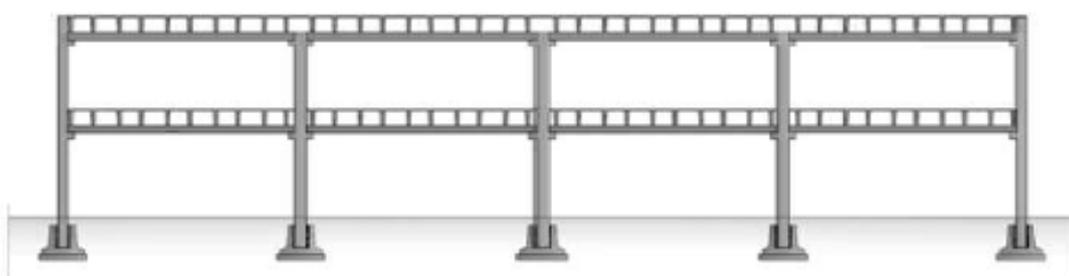


Figura 64 - Esempio di edificio prefabbricato pluripiano senza controventi

Tra le strutture monopiano più comunemente diffuse in zona sono da citare le strutture con coperture realizzate con travi a doppia pendenza (Figura 65 e Figura 66). La copertura è completata con lastre impermeabilizzanti di vario tipo: elementi in c.a. o c.a.p. nervati, solai in latero-cemento in c.a. e c.a.p. con spessori da 12-20-24cm.

La pendenza della falda varia dal 10-15% per consentire qualsiasi tipo d'impermeabilizzazione favorendo lo smaltimento delle acque meteoriche. Si possono trovare varianti con o senza lucernai (Figura 67) o aperture shed (Figura 68).

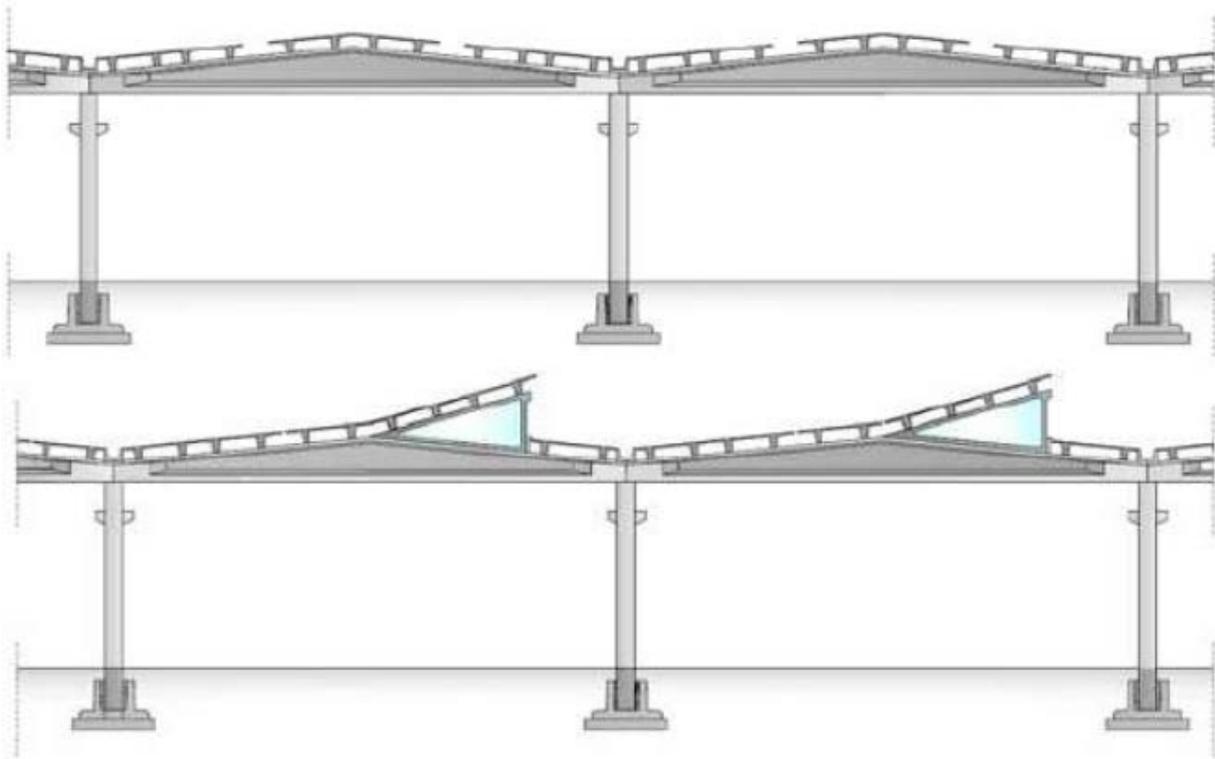


Figura 65 - Esempi di copertura a doppia pendenza con tegoli nervati

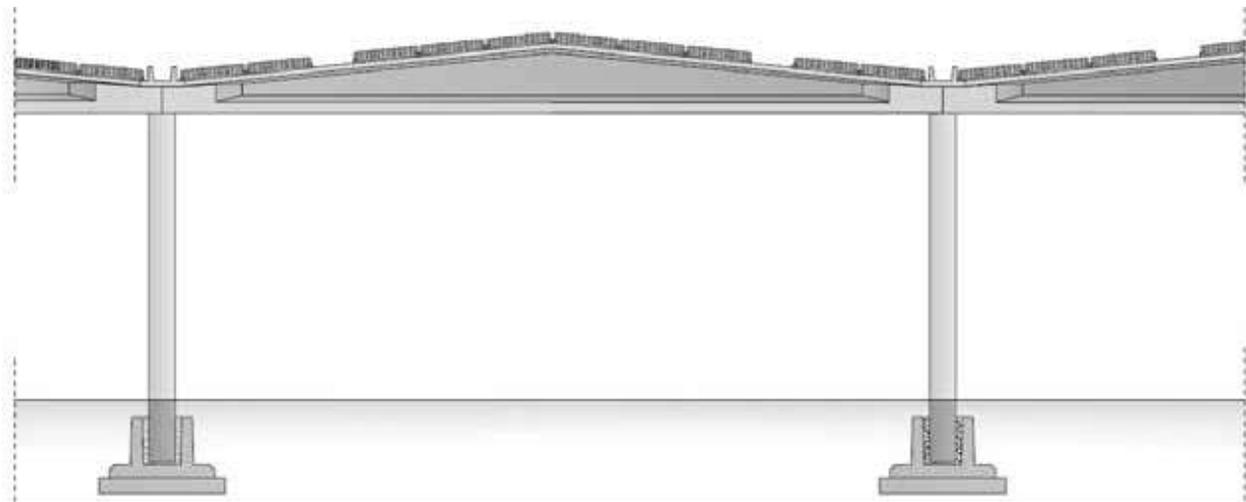


Figura 66 - Esempio di copertura a doppia pendenza con pannelli in latero-cemento

Un'altra tipica soluzione prevede elementi speciali per coperture in c.a. o c.a.p posti sull'estradosso delle travi.

La trave ad I è utilizzata per luci indicativamente da 10 m a 15 m e con interassi indicativamente da 15 m a 30m (Figura 69). La copertura è completata da coibentazione. Generalmente i tegoli con profili particolari, detti alari, possono essere accostati per formare coperture del tutto cieche,

distanziati e alternati con elementi leggeri di completamento, quali lastre traslucide completati o con pannelli sandwich o in lamiera. Gli elementi di copertura possono essere coibentati con polistirolo e impermeabilizzate con membrane o guaine in stabilimento. La copertura è solitamente discontinua. Un'alternativa all'utilizzo delle travi ad I è l'impiego di travi ad H con la realizzazione della conca fra le testate delle voltine.

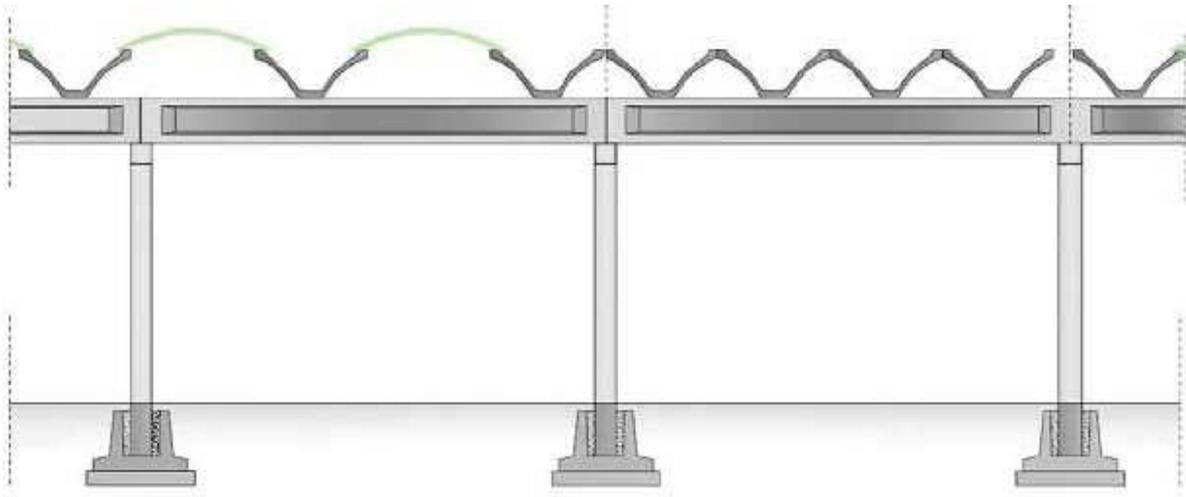


Figura 67 - Esempio di copertura realizzata con elementi speciali intervallati o meno da lucernari

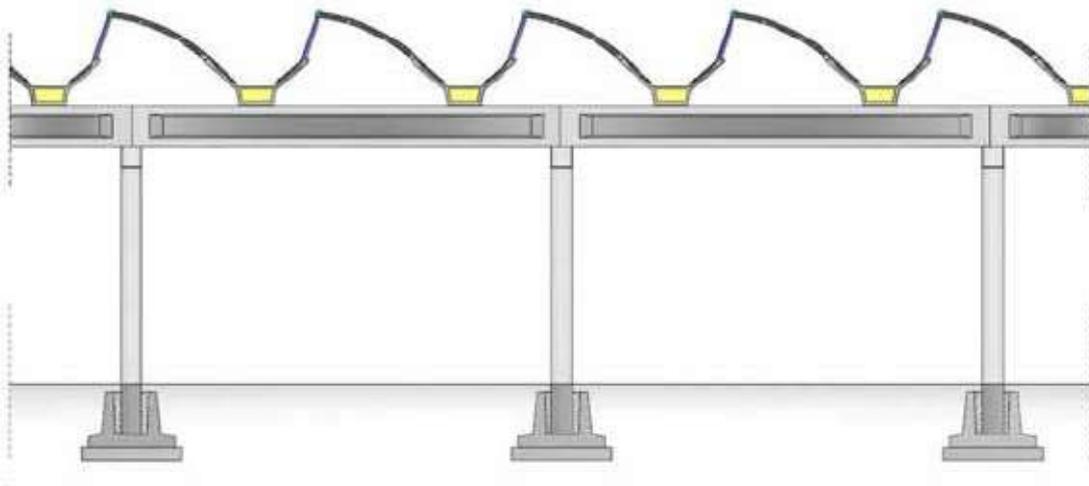


Figura 68 - Esempio di copertura realizzata con elementi speciali in configurazione shed

Della famiglia delle coperture piane fanno parte anche quelle realizzate con pannelli in c.a. o c.a.p. nervati posati sulla mensola inferiore delle travi. La trave è utilizzata per luci indicativamente da 8 m a 15 m e con interassi indicativamente da 15 m a 25 m. La copertura è completata con manti impermeabilizzanti di vario tipo (guaine bituminose, guaine polimeriche ecc.).

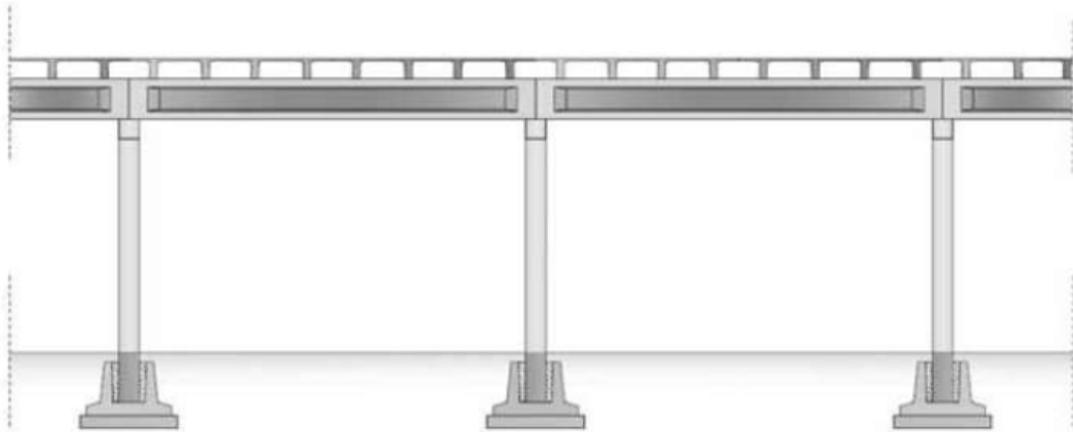


Figura 69 - Esempio di copertura piana realizzata con tegoli nervati

Negli anni '70, e tuttora presenti sul territorio colpito dal sisma, le coperture a shed erano realizzate con travi reticolari o a bordi paralleli o travi a ginocchio (Figura 70) diversamente intervallate e creando delle differenze di quote fra gli estradossi in modo tale da ricavare lucernai. Sull'estradosso delle travi vengono posizionati tegoli nervati ad estradosso ed intradosso piano, pannelli alveolari e pannelli in latero-cemento. Le luci variano a seconda degli elementi utilizzati.

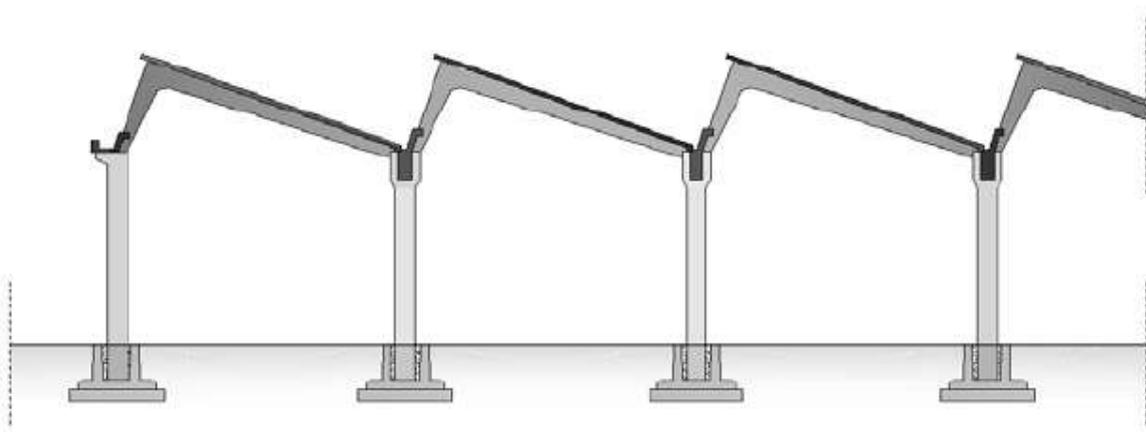


Figura 70 - Esempio di copertura a shed con travi a ginocchio

Un'alternativa alla trave a ginocchio consiste nell'utilizzo di travi in c.a.p. di altezza costante con estremità attrezzate appoggiate su pilastri con imposte a dislivello (Figura 71). Le travi hanno lunghezza variabile da m 12 a 16 ed interasse da 6 m a 15 m . Le falde sono realizzate con pannelli in latero-cemento, alveolari o tegoli nervati.



Figura 71 - Esempio di copertura a shed con travi inclinate

Le strutture sono completate da elementi di tamponamento, che possono essere realizzati in luce di pilastro o esterni ai pilastri. In entrambi i casi, le chiusure verticali possono essere realizzate con murature in blocchi (in laterizio o in calcestruzzo) (Figura 72) o con pannelli prefabbricati.

In quest'ultimo caso si possono identificare tre diverse soluzioni:

- Pannelli verticali (Figura 73)
- Pannelli orizzontali (Figura 74)
- Facciate miste con pannelli verticali ed orizzontali



Figura 72 - Esempio di tamponamento in luce di pilastro con muratura in laterizio



Figura 73 - Esempio di tamponamento esterno ai pilastri con pannelli prefabbricati - pannelli verticali



Figura 74 - Esempio di tamponamento esterno ai pilastri con pannelli prefabbricati - pannelli orizzontali

A titolo esplicativo, nel seguito sono riportati alcuni esempi di piante, prospetti e dettagli costruttivi di edifici prefabbricati progettati in diverse epoche. E' appena necessario evidenziare che tale documentazione risulta un utile riferimento per guidare gli accertamenti sulle singole strutture, ma non è adeguata per fornire la necessaria conoscenza dei manufatti in prospettiva di intervento. Si rimanda, pertanto, alle norme generali in materia di indagini propedeutiche alle valutazioni di sicurezza (NTC 2008 e Circolare 2009)..

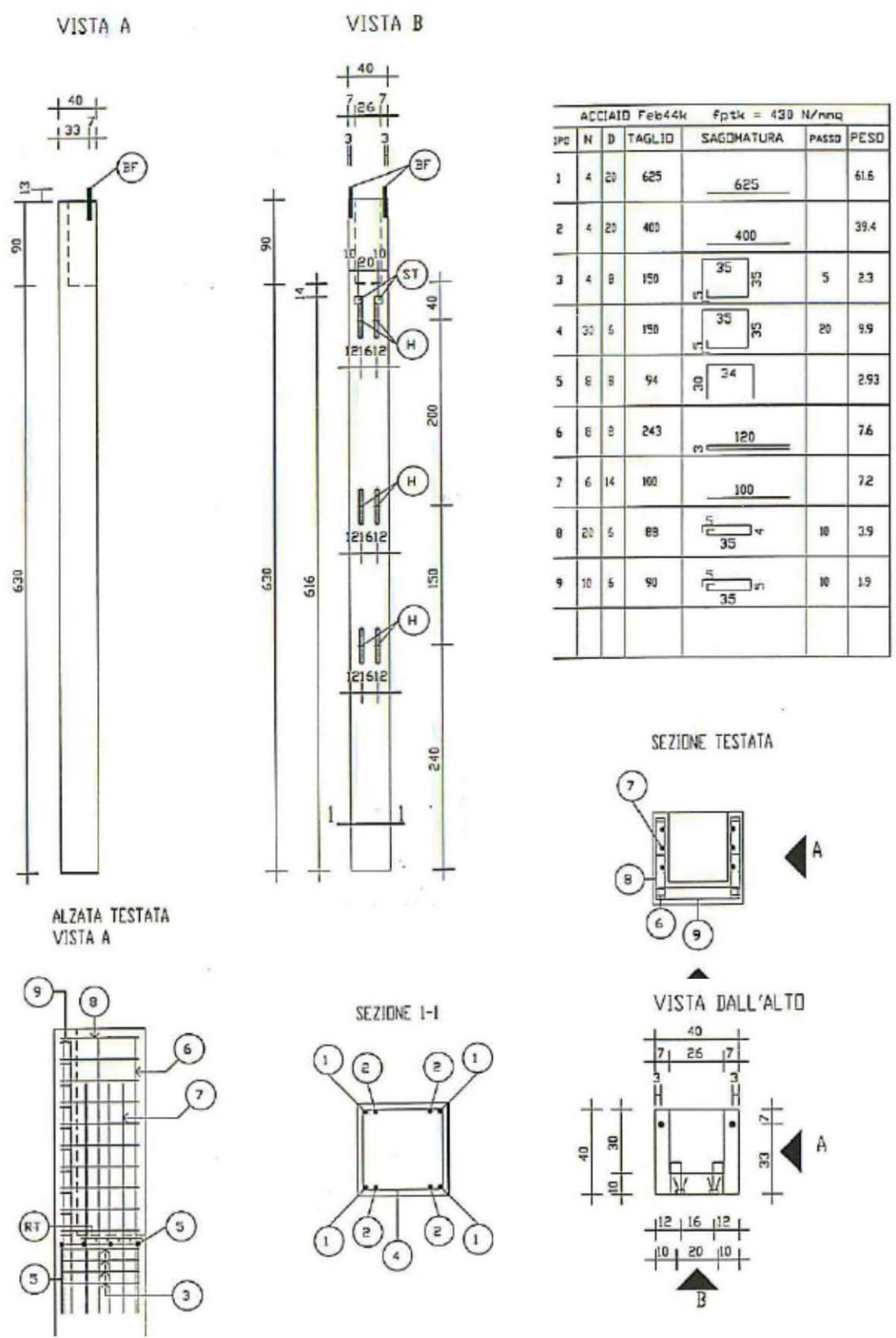
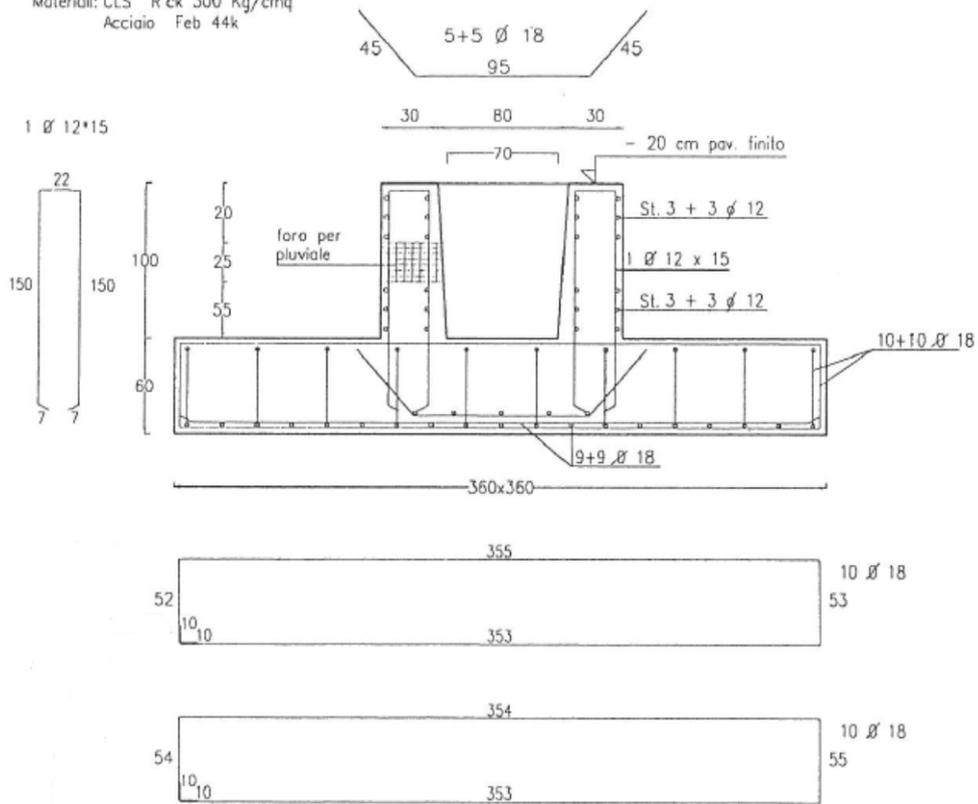


Figura 75 - Esempio di pilastro monopiano con alloggiamento a forcella in sommità (anno 1995)

Materiali: CLS R'ck 300 Kg/cmq
Acciaio Feb 44k



Ferri piegati con mandrino di diametro pari a 6 diametri per barre con $\varnothing < 26$ mm.
Copriferro minimo: 2.5 cm sopra le staffe.

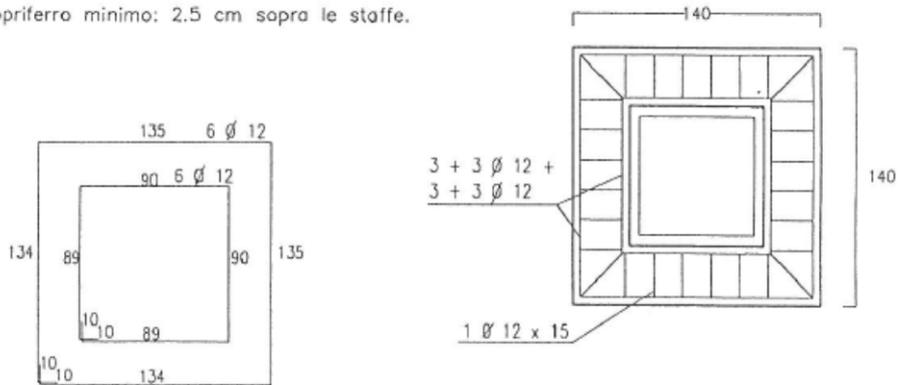


Figura 76 - Esempio di plinto di fondazione gettato in opera (anno 2002)

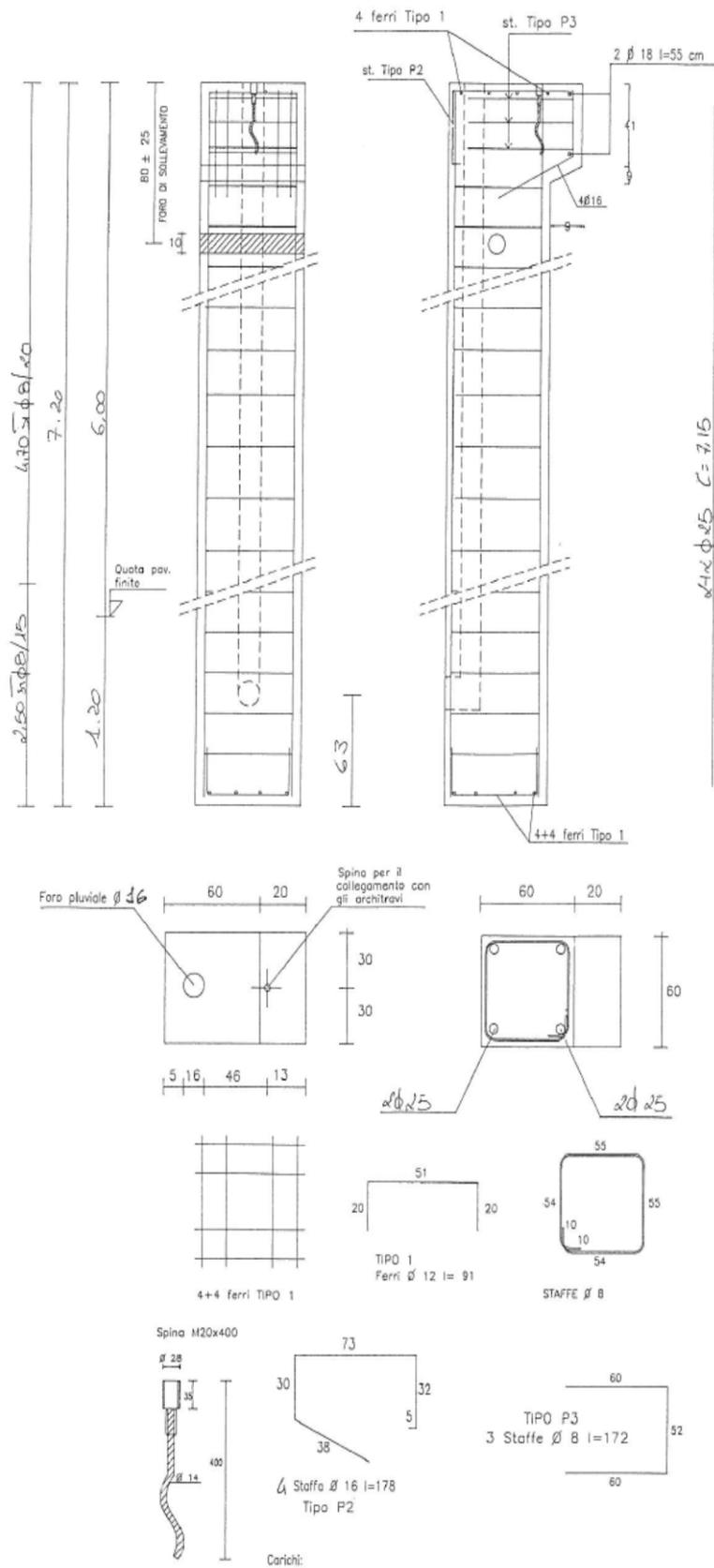
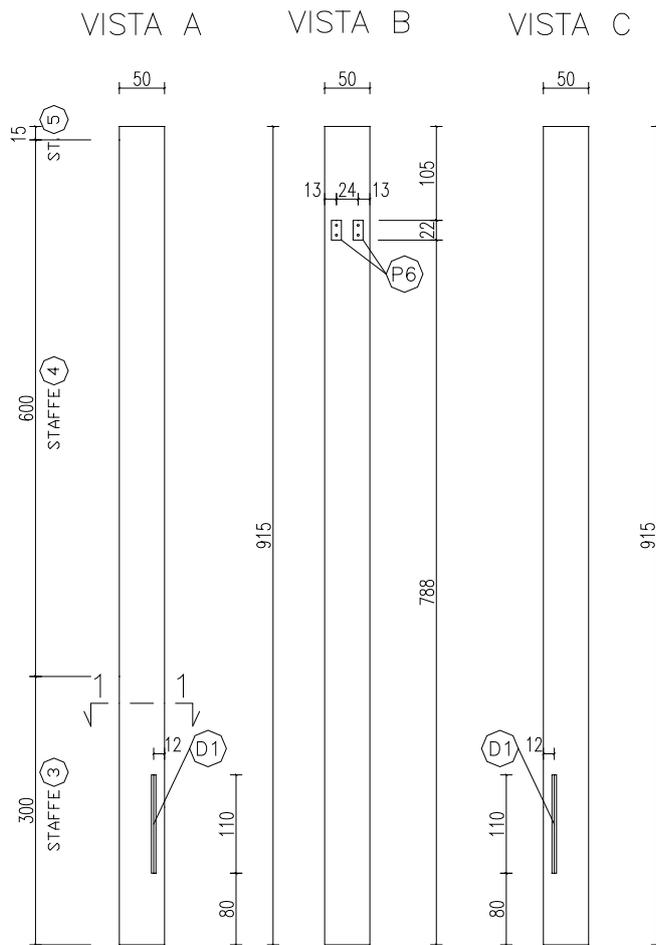
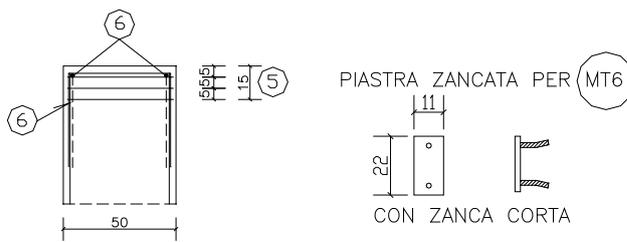


Figura 77 - Esempio di pilastro monopiano con mensola in sommità (anno 2002)



TESTATA VISTA A



ACCIAIO Feb44k f _{ptk} = 430 N/mm ²					
TIPO	N	D	TAGLIO	SAGOMATURA	PASSO
1	12	20	910	910	
2	4	20	400	400	
3	30	8	196		10°
4	40	8	196		15°
5	3	8	196		5°
6	2+2	10	130		

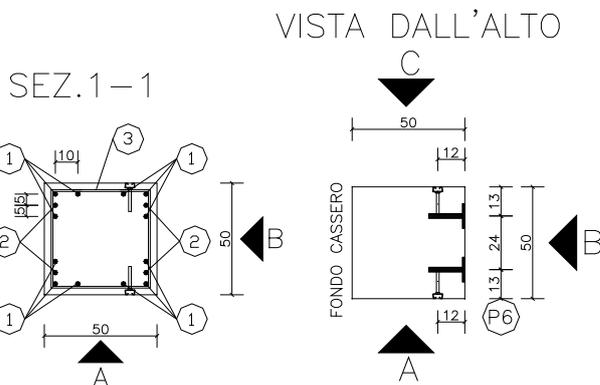


Figura 78 - Esempio di pilastro monopiano (anno 2008)

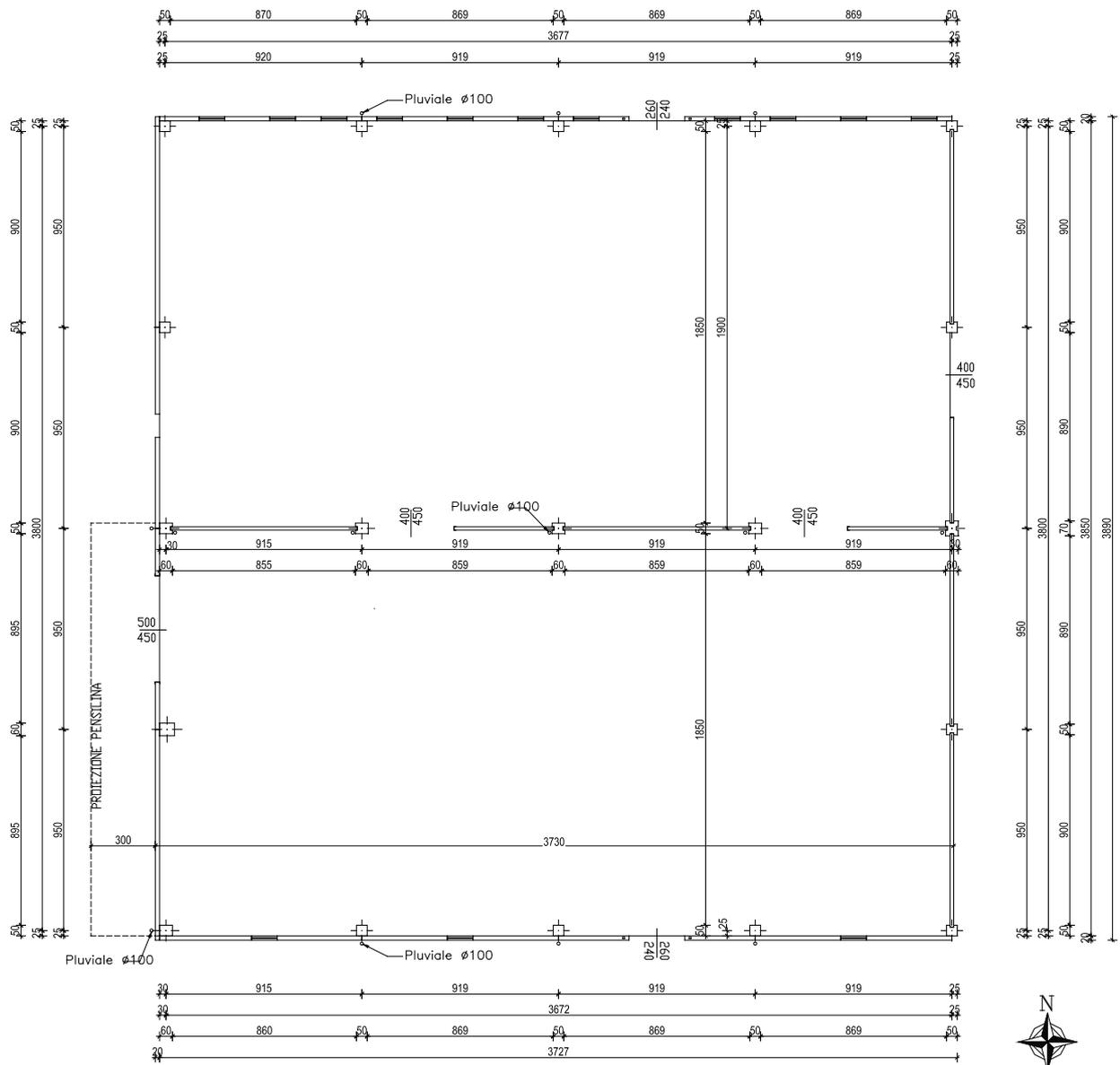


Figura 79 - Pianta edificio prefabbricato monopiano (anno 1996)

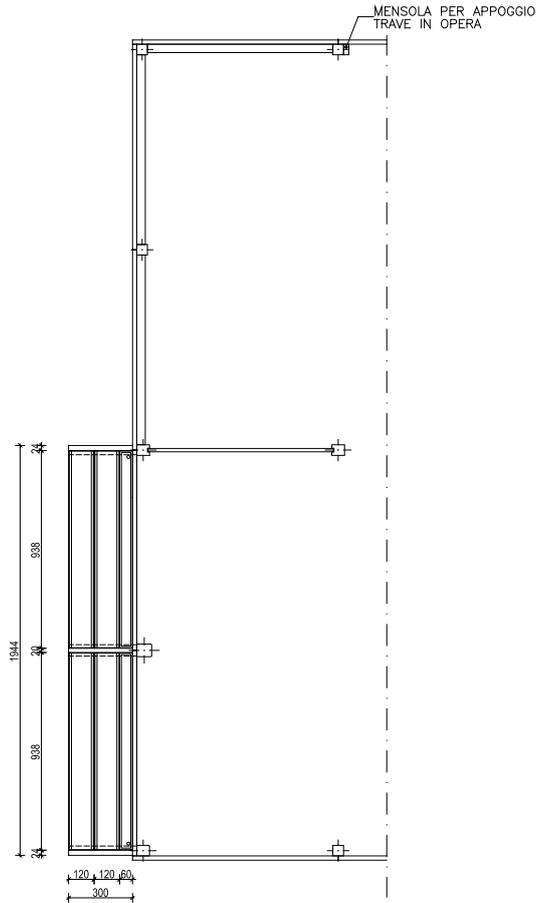


Figura 80 – Particolare pianta edificio prefabbricato monopiano (anno 1996)

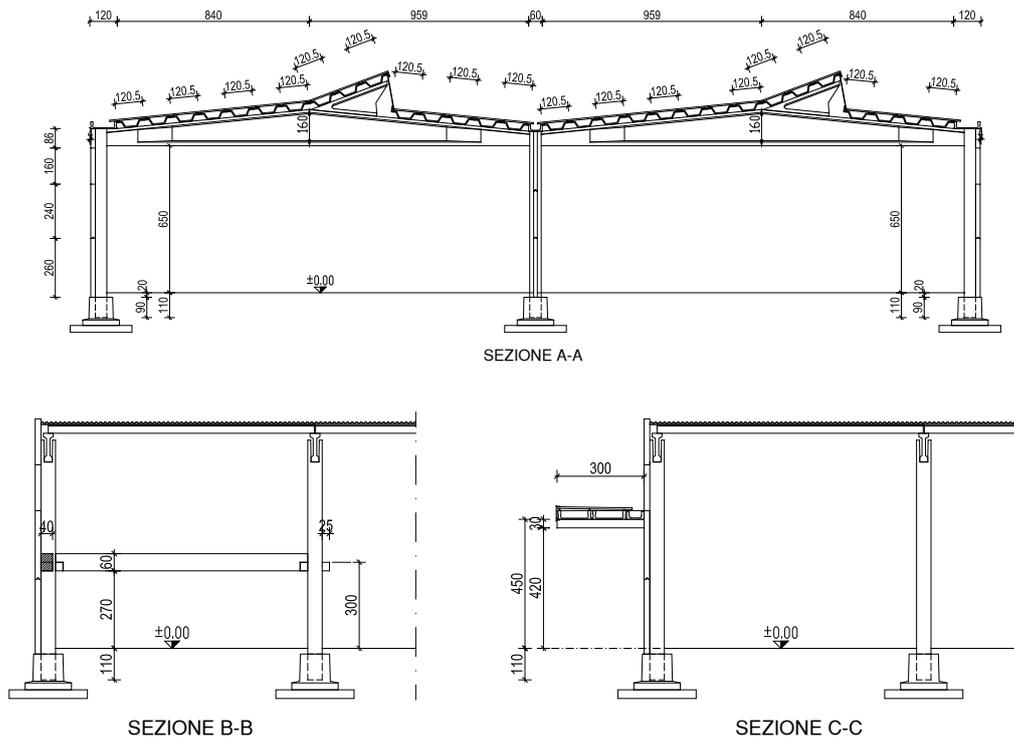


Figura 81 - Sezioni pianta edificio prefabbricato monopiano (anno 1996)

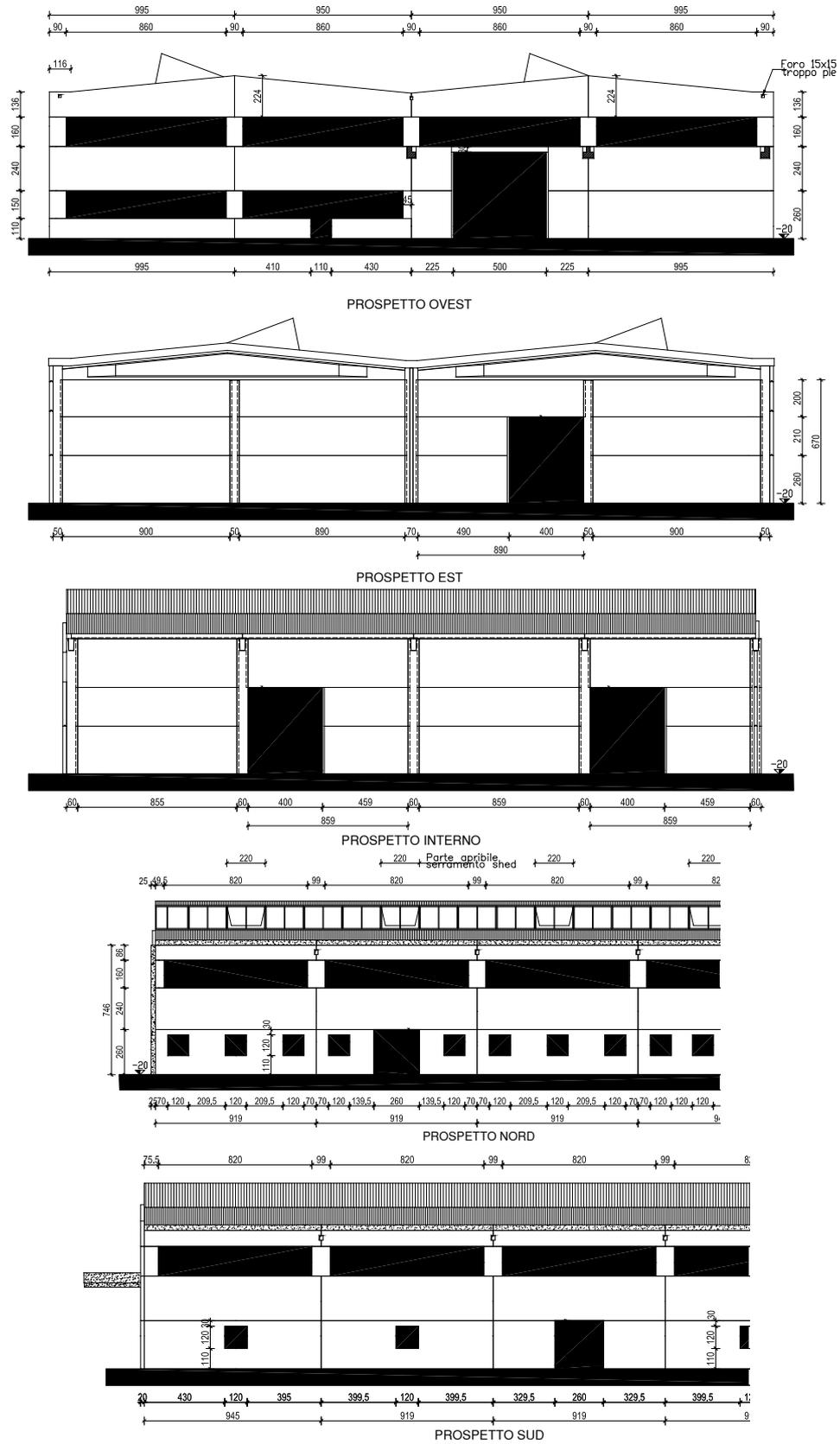


Figura 82 - Prospetti edificio prefabbricato monopiano (anno 1996)

Le strutture prefabbricate non soggette ad azione sismica sono state progettate per i seguenti carichi:

- Carichi gravitazionali, permanenti e portati
- Vento (DM 16 gennaio 1996 e precedenti)
- Neve (DM 16 gennaio 1996 e precedenti)
- Eventuali carriponte (CNR 10021)
- Stabilità locale e d'insieme: il DM 3 dicembre 1987 «Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate» riporta che *“i singoli elementi dovranno essere verificati nei confronti dei fenomeni d'instabilità che possono innescarsi sia nelle fasi transitorie che nella fase finale, tenendo presente l'influenza delle deformazioni differite. Per quanto concerne la stabilità dell'insieme, sono necessarie le relative verifiche per tutte le fasi, transitorie e definitive, mettendo in conto, ove occorra, gli effetti del secondo ordine. In via semplificativa e salvo l'esigenza di analisi più dettagliate per condizioni specifiche, la struttura deve essere verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali di calcolo comunque dirette, pari almeno all'1,5% dei carichi verticali concomitanti (permanenti e sovraccarichi) combinati nel modo più sfavorevole, durante le fasi transitorie; e almeno al 2,0% degli stessi in fase finale. Tali forze orizzontali convenzionali, da considerarsi agenti nei punti di applicazione dei corrispondenti carichi verticali, non saranno cumulate con altre eventuali azioni orizzontali esterne (vento, sisma, ecc.)”*.

2.2 Scaffalature

Occorre fare una distinzione tra:

- scaffali da interno (**SDI**), ossia all'interno di capannoni per stoccaggio delle merci e magazzini aperti al pubblico: sono interessati dal peso delle merci immagazzinate e dall'azione sismica. Non è obbligatoria alcuna relazione di calcolo (spesso questa manca) e la portata dichiarata dell'impianto deriva dai cataloghi commerciali. L'altezza varia da qualche metro, come nel caso delle scaffalature in magazzini aperti al pubblico, fino a 18m-20m, come nel caso dei magazzini intensivi. E' utile osservare che maggiore attenzione va posta nel caso in cui le altezze sono inferiori ai 10 m. Al di sopra di queste dimensioni, infatti, la movimentazione dei bancali avviene soltanto in modo automatico (senza alcun operatore manuale). In questa categoria di scaffali rientrano anche le *scalere*, ossia le scaffalature per il deposito/stagionatura delle forme di grana (altezze fino a 10-12 m).
- scaffalature autoportanti (**SA**): scaffalature alle quali sono direttamente attaccati i tamponamenti laterali ed i pannelli di copertura e quindi sono interessate anche dai carichi climatici oltre che dal peso delle merci immagazzinate e dall'azione sismica. Le altezze

vanno dai 10 m ai 35 m e la movimentazione delle merci avviene in modo automatico (l'operatore entra nella scaffalatura soltanto per le operazioni di manutenzione). In questo caso, esattamente come per i capannoni industriali in C.A., è obbligatorio il deposito della relazione di calcolo.

Con riferimento a **SDI**, la portata indicata è generalmente sempre quella statica (indipendente quindi dalla classificazione sismica del territorio italiano) e nella migliore delle ipotesi esiste (soprattutto per impianti grandi) una relazione di calcolo redatta sulla base di normative obsolete oppure (soprattutto per magazzini piccoli e centri aperti al pubblico) la portata deriva da cataloghi commerciali che considerano soltanto l'azione associata ai bancali sostenuti (ignorando le imperfezioni strutturali, gli urti accidentali, le variazioni termiche, i cedimenti). Con riferimento a **SA**, soltanto gli impianti più recenti (quelli progettati dal 1/7/2009) sono stati assoggettati agli obblighi di una progettazione basata su criteri adeguati e pertanto per questi non dovrebbe essere richiesta alcuna attività.

3 Principi e criteri di intervento

In questo capitolo vengono presentati i principi fondamentali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano, mettendo in evidenza quali siano i principi per la rapida messa in sicurezza, vale a dire quelli volti all'eliminazione di carenze macroscopiche che possono presentarsi in tale tipologia strutturale quando non realizzata con criteri antisismici. Sono anche forniti dei criteri di progettazione, che possano essere funzionali ad una procedura speditiva di dimensionamento degli interventi di rapida messa in sicurezza.

E' evidente che, dopo questa fase iniziale, l'edificio dovrà comunque essere sottoposto ad un'opportuna verifica sismica, che indichi la eventuale necessità di ulteriori interventi volti all'ottenimento delle prestazioni richieste in relazione alle azioni sismiche previste dalle norme generali sulle costruzioni e/o da quelle emanate per la riparazione e il rinforzo delle strutture esistenti..

In questo capitolo sono anche indicati alcuni dei possibili schemi di intervento, che seguono i principi fondamentali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano. E' ovvio che tale elencazione non risulti assolutamente esaustiva.

3.1 Carenze manifestate dagli edifici industriali prefabbricati monopiano rispetto all'azione sismica

Le strutture prefabbricate sono largamente utilizzate in tutta Italia e costituiscono la maggior parte delle strutture ad uso industriale. L'utilizzo di tale tipologia strutturale da più di 60 anni ha portato alla nascita di interi nuclei industriali costituiti da complessi di edifici prefabbricati o edifici isolati prefabbricati in c.a. di età differenti e, quindi, progettati in accordo a normative diverse. A questa varietà, essenzialmente temporale, è necessario aggiungere la varietà spaziale legata al sito che ospita tali edifici. La pericolosità sismica di un luogo ha, infatti, condizionato tanto le procedure progettuali quanto le tecniche costruttive degli edifici prefabbricati. In realtà, la sismicità non ha solo creato disparità tra sito e sito ma ha anche apportato differenze tra edifici presenti sullo stesso territorio ma con età di costruzione diverse, a causa della sismicità storica in continuo aggiornamento.

Nonostante la diffusione e la varietà appena descritta, è possibile individuare delle carenze comuni, evidenziate e denunciate da diversi eventi sismici che recentemente hanno colpito il territorio nazionale, come il terremoto de L'Aquila ed il recente terremoto dell'Emilia Romagna.

A conferma degli studi numerici (Magliulo et al., 2008; Capozzi et al., 2009) condotti negli ultimi anni, i collegamenti hanno rappresentato gli elementi critici in termini di prestazioni sismiche di tali

edifici sia di vecchia che di nuova costruzione. Le loro carenze prestazionali hanno determinato, infatti, la maggior parte dei crolli e dei danni gravi negli edifici prefabbricati colpiti dagli eventi sismici del 20 e del 29 maggio 2012 in Emilia Romagna.

La carenza più frequentemente riscontrata a livello delle connessioni è l'assenza di unione meccanica tra gli elementi strutturali, tale da garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico. In particolare per l'assorbimento delle azioni orizzontali si devono sfruttare le sole forze di attrito, introducendo un elemento di forte vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche. In tal modo, le strutture sono fortemente sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. E' importante notare che solo dal 1987, con il D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987, si vieta l'utilizzo di connessioni attrittive, limitatamente alle zone sismiche secondo la mappa dell'epoca. Per questo motivo, sono ampiamente diffusi edifici prefabbricati caratterizzati da tale carenza strutturale.

Tale carenza riguarda allo stesso modo sia la connessione tra elementi orizzontali e verticali (collegamento trave-pilastro) che quella tra elementi orizzontali (collegamento copertura-trave).

Anche in presenza di collegamento meccanico di almeno un estremo della trave, i dettagli della connessione sono tali da non garantire l'efficacia del sistema di unione predisposto (ad esempio gli spessori di copriferro nel caso di utilizzo di spinotto metallico).

Una seconda fonte di vulnerabilità è legata al collasso del sistema di tamponatura esterna degli edifici prefabbricati, costituita da pannelli prefabbricati in c.a. ed alleggeriti, collegati o alla trave di gronda o ai tegoli o al pilastro in vario modo mediante inserti metallici. In questo caso il collasso è ancora legato alla carenza insita nel sistema di connessione dei pannelli alla struttura portante e non ad errori nel progetto e/o realizzazione dei pannelli stessi.

Nella progettazione degli edifici prefabbricati, infatti, nei riguardi delle azioni orizzontali è ancora prassi diffusa eseguire l'analisi strutturale su di un modello a telaio, costituito da pilastri, travi e impalcati, con i pannelli di parete che vengono presi in considerazione unicamente con riferimento al loro contributo alla "massa eccitata"; si trascura generalmente il loro contributo alla rigidità laterale dell'insieme strutturale. I pannelli vengono poi connessi alla struttura con ancoraggi fissi calcolati sulla base della massa del singolo pannello e per forze normali al pannello stesso.

Dato l'approccio, i pannelli di parete, sotto azione dinamica, diventano parte integrante della struttura, condizionandone la risposta sismica, che non è quella del sistema flessibile a telaio, ma quella di un sistema a telaio controventato molto più rigido. Le forze evocate risultano molto maggiori di quanto previsto e dirette principalmente nel piano del pannello. Per effetto di tali forze, che risultano essere dunque molto maggiori e diversamente orientate rispetto a quelle per le quali le

connessioni vengono normalmente dimensionate, si assiste alla rottura delle connessioni stesse, che provoca il crollo dei pannelli.

Altra carenza è legata ai sistemi di scaffalatura tipicamente contenuti negli edifici industriali. In particolare, tali sistemi sono crollati o hanno causato danni alle strutture che li ospitavano in quanto privi di sistemi di controventamento o perché indotti al collasso dal loro contenuto.

Alle carenze appena descritte, è d'obbligo aggiungere le carenze presenti nei sistemi resistenti verticali e nei sistemi di fondazione di questi ultimi. I pilastri prefabbricati, infatti, possono presentare carenze in termini di resistenza alle sollecitazioni e duttilità a causa di progettazione in accordo a norme obsolete o, comunque, non sismiche. Lo stesso dicasi per il sistema di fondazione, solitamente caratterizzato dal plinto isolato a bicchiere.

3.2 Principi per la rapida messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano

La rapida messa in sicurezza è possibile solo quando il danno sui principali elementi strutturali sia assente o di modestissima entità. Al fine della rapida messa in sicurezza degli edifici prefabbricati monopiano bisogna adeguatamente risolvere le seguenti carenze:

- mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali e elementi strutturali orizzontali e tra questi ultimi;
- presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali;
- presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento locale o globale.

3.3 Principi generali per la messa in sicurezza degli edifici industriali monopiano

A causa della peculiarità della tipologia costruttiva degli edifici industriali monopiano, appare opportuno indicare dei principi generali per la messa in sicurezza di tali strutture. Alcuni di essi risultano funzionali a eliminare e/o limitare le conseguenze delle carenze elencate nel paragrafo 3.1. Allo scopo di limitare l'impatto degli interventi sulle costruzioni sia sotto il profilo tecnico strutturale che economico finanziario appare opportuno integrare gli interventi di prima fase per la messa in sicurezza nel successivo processo di verifica sismica e di ottenimento dell'atteso livello di sicurezza degli edifici industriali monopiano. Per questo motivo si raccomanda di impostare il progetto sulla successione di due fasi, quella di messa in sicurezza rapida e quella successiva di miglioramento sismico da realizzare a valle della verifica globale della struttura, con un criterio di additività, nel quale la (quasi) totalità degli interventi della prima fase siano inglobati nel progetto di intervento di miglioramento di seconda fase.

- Primaria è l'esigenza di correggere le carenze relative all'assenza di collegamento tra gli elementi. L'obiettivo nel contesto della prima fase di messa in sicurezza deve essere quello di preservare lo schema statico iniziale e intervenire sui collegamenti inadeguati in modo da rendere efficace il vincolo, nel rispetto della distribuzione delle azioni orizzontali tra le membrature e dei livelli di resistenza delle stesse. Le modifiche dello schema statico, ad esempio, possono determinare incrementi rilevanti della rigidità della struttura, con il conseguente incremento delle azioni sismiche correlato ad una riduzione del periodo proprio di vibrare principale. D'altro canto, per le strutture non progettate per azioni sismiche, i pilastri non possono avere adeguate resistenze e duttilità e quindi l'incremento delle azioni sismiche legato ad un incremento di rigidità può comportare la crisi per resistenza delle sezioni alla base dei pilastri. Da ciò discende che la modifica sostanziale dello schema statico della struttura fa scattare l'obbligo di verifica di sicurezza sismica altrimenti differibile nella seconda fase.
- I collegamenti tra travi e pilastri e tra travi ed elementi di copertura non devono introdurre significativi momenti flettenti all'estremità degli elementi sui quali si interviene, per i quali la struttura esistente non risulterebbe probabilmente sufficientemente armata. Quindi, al fine di non modificare lo schema statico originario, i semplici appoggi devono essere trasformati in cerniere. L'eliminazione della carenza dei collegamenti può anche essere conseguita mediante l'installazione di ritegni tra le membrature suscettibili di spostamenti relativi opportunamente dimensionati. In tal caso, lo schema statico non è modificato, ma sono consentiti spostamenti relativi e scorrimenti. Tale opzione appare interessante in tutti quei casi in cui le domande sismiche non sono rilevanti e/o si intende utilizzare dispositivi e sistemi per l'introduzione nel sistema di smorzamento extra-strutturale o altra diverso meccanismo di dissipazione di energia.
- Deve essere contrastata la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate.
- Nel caso in cui si ricorra all'impiego di componenti e sistemi di collegamento meccanici, la progettazione di questi ultimi deve tenere conto delle esigenze statiche e deformative derivanti dalla loro natura specifica, ma deve garantire che la crisi non sia ascrivibile al danneggiamento locale dei componenti in calcestruzzo esistenti e/o agli ancoranti eventualmente impiegati per la solidarizzazione. In questo senso, occorre provvedere alla sussistenza di una gerarchia delle resistenze tra il dispositivo di vincolo e il piastrame e gli ancoranti di aggancio alle strutture in cemento armato, analogamente a quanto usualmente viene fatto nel caso delle strutture metalliche.

- Gli interventi di messa in sicurezza possono essere mirati alla limitazione degli spostamenti relativi tra le sommità dei pilastri.
- Per quanto riguarda i collegamenti tra i pannelli di tamponatura e le strutture, si raccomanda l'impiego di sistemi di connessione deformabili nel piano ed evitare l'inserimento di connessioni rigide che incrementino la collaborazione nel piano di struttura portante e pannelli; mentre è possibile prevedere l'utilizzo di collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento, che comunque non limitino gli spostamenti della struttura portante, ma abbiano l'obiettivo di limitare le conseguenze di un eventuale distacco dei pannelli.
- Nel caso risulti opportuno incrementare la duttilità e/o la resistenza dei pilastri, l'intervento deve essere condotto, come detto in precedenza, senza modificare lo schema statico della struttura e senza creare irregolarità strutturali; nel caso in cui si modifichi lo schema statico della struttura o si creino irregolarità strutturali dovrà essere condotta una verifica di vulnerabilità sismica.
- Il sistema costituito da pavimentazione e sottopavimentazione è in genere capace di fornire un certo livello di confinamento passivo alla base del pilastro e alla fondazione. In tali casi, è possibile omettere interventi in fondazione non solo quando gli spostamenti relativi tra le basi delle colonne siano impediti, ma anche qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti: 1) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza; 2) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato; 3) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni; 4) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche. Si osservi che l'assenza o la presenza del confinamento passivo offerto da pavimentazione e sottopavimentazione può determinare la necessità o meno rispettivamente di spingere l'intervento sul pilastro fino all'estradosso del plinto di fondazione (per esempio, si confronti la scheda RP-7 con quella RP-1).
- Deve essere garantita la stabilità delle scaffalature interne con opportuni sistemi di controvento sia in elevazione che in pianta, ma evitando di vincolarle alle strutture dell'edificio. Va verificato il franco libero tra sistemi di scaffalatura e struttura portante per evitare fenomeni di martellamento. Laddove sia difficoltoso, in questa fase, intervenire con provvedimenti di tipo strutturale, va ridotto l'effetto della massa oscillante delle scaffalature riducendo complessivamente il carico portato ed abbassando il suo baricentro.

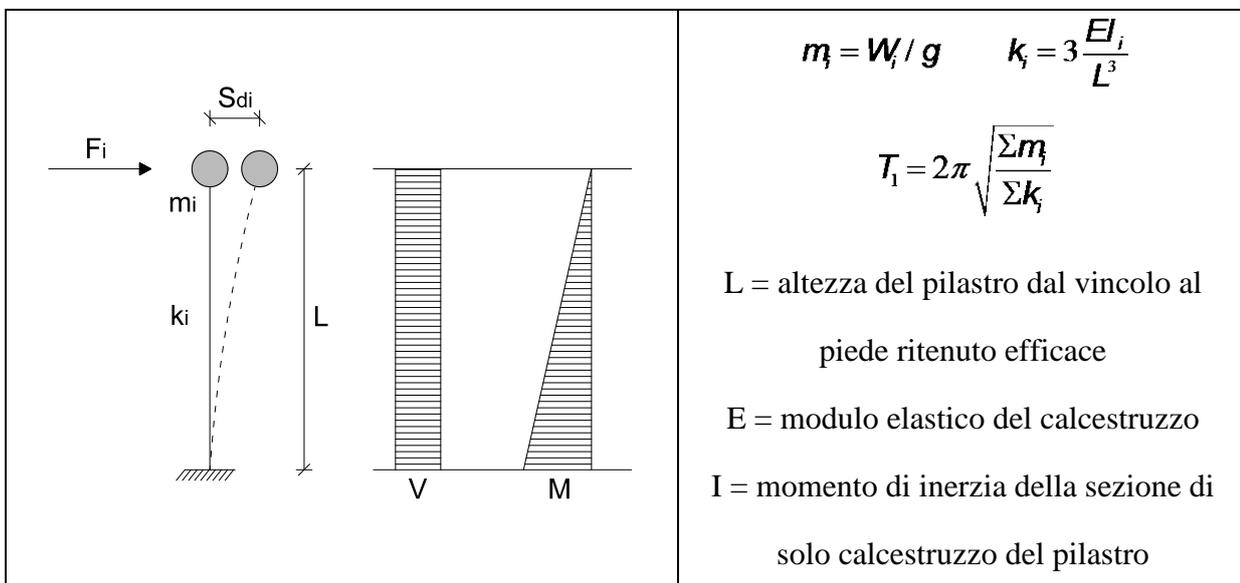
3.4 Criteri di progettazione

La maggior parte delle strutture industriali prefabbricate sulle quali è necessario intervenire è costituita da pilastri con fondazione a bicchiere, sormontati da travi appoggiate ai pilastri e da elementi di copertura a loro volta semplicemente appoggiati alle travi.

In tale caso, la valutazione dell'azione sismica può essere fatta, almeno per edifici monopiano, considerando uno schema costituito da mensole incastrate alla base (i pilastri), con massa concentrata in sommità.

Il pre-dimensionamento degli interventi di miglioramento sismico può quindi essere eseguito considerando l'edificio come un oscillatore semplice caratterizzato da una rigidità pari alla somma della rigidità di tutti i pilastri, e da una massa pari a quella della struttura di copertura (somma del peso delle travi, degli elementi di copertura, degli impianti, delle impermeabilizzazioni ed ogni altro carico portato, divisa per l'accelerazione di gravità g) più il 50% della massa (peso diviso g) dei pilastri e dei pannelli di tamponatura, sia per pannelli orizzontali sia per pannelli verticali.

Con tali ipotesi, il periodo proprio della struttura può essere stimato come illustrato nella tabella seguente, nella quale si è ipotizzato che per la rigidità del pilastro si adotti il valore ottenuto con riferimento all'inerzia della sezione di solo calcestruzzo.



Nota il periodo proprio della struttura, il taglio totale alla base può essere determinato come:

$$F_{tot} = W_{tot} \cdot S_a(T_1) / g$$

dove $S_a(T_1)$ è la pseudo-accelerazione spettrale derivata dallo spettro di risposta di progetto per il sito in esame, calcolata in corrispondenza del primo periodo proprio T_1 . Per la determinazione dello spettro di risposta di progetto, si suggerisce di fare riferimento ad un valore opportunamente

modesto del fattore di struttura q (esempio $q=1,5$), non potendo fare affidamento su un comportamento particolarmente duttile degli elementi strutturali.

Il taglio alla base di ciascun pilastro può quindi essere determinato a partire dal taglio totale alla base ripartendolo su ciascun pilastro proporzionalmente alla sua rigidità (A), nel caso che l'impalcato possa essere ipotizzato infinitamente rigido, oppure proporzionalmente alla sua area di influenza, e quindi proporzionalmente al peso sopportato, nel caso che l'impalcato non sia ipotizzabile come infinitamente rigido (B).

$$A - \text{Impalcato infinitamente rigido: } F_i = F_{tot} \cdot \frac{k_i}{\sum k_i}$$

$$B - \text{Impalcato infinitamente deformabile: } F_i = F_{tot} \cdot \frac{W_i}{\sum W_i}$$

Infine, lo spostamento in sommità di ciascun pilastro dovuto al terremoto può essere stimato come:

$$S_{gr} = q \cdot F_i / k_i$$

dove q è il coefficiente di struttura utilizzato per la definizione dello spettro di progetto.

Per quanto riguarda il dimensionamento dei singoli collegamenti, in accordo ad una valutazione approssimata ed in taluni casi non cautelativa, le azioni da utilizzare sono pari alle forze di inerzia (F_i) relative a ciascun elemento da collegare. Quindi, esse sono pari al prodotto tra la massa del singolo elemento da collegare e degli eventuali elementi portati (W_i/g), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$:

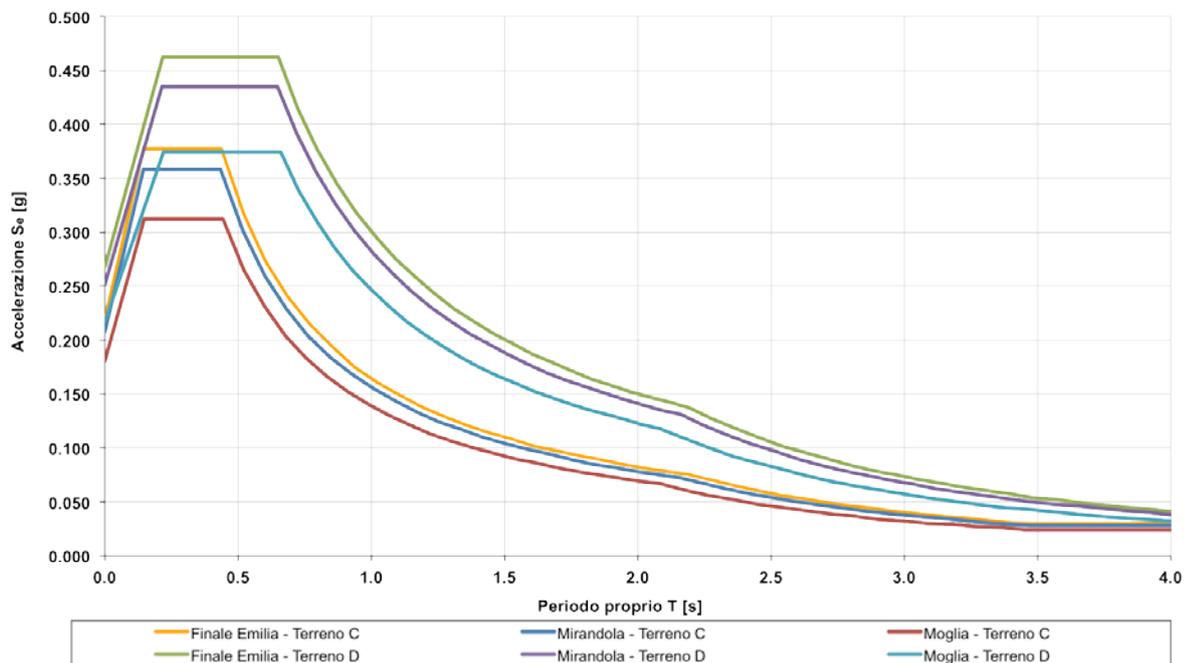
$$F_i = W_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Per una valutazione più cautelativa è generalmente opportuno tener conto del comportamento complessivo della struttura. In particolare: 1) nel caso di impalcato infinitamente rigido, il collegamento trave-pilastro va calcolato considerando il taglio alla base dello stesso pilastro; 2) nel caso di collegamento o interazione tra gli elementi di copertura, il collegamento tra questi e la trave va valutato considerando la ripartizione effettiva della sollecitazione nell'impalcato: il calcolo di tale collegamento deve tener conto dell'incremento di forza trasmessa alla trave dagli elementi di copertura più vicini ai telai.

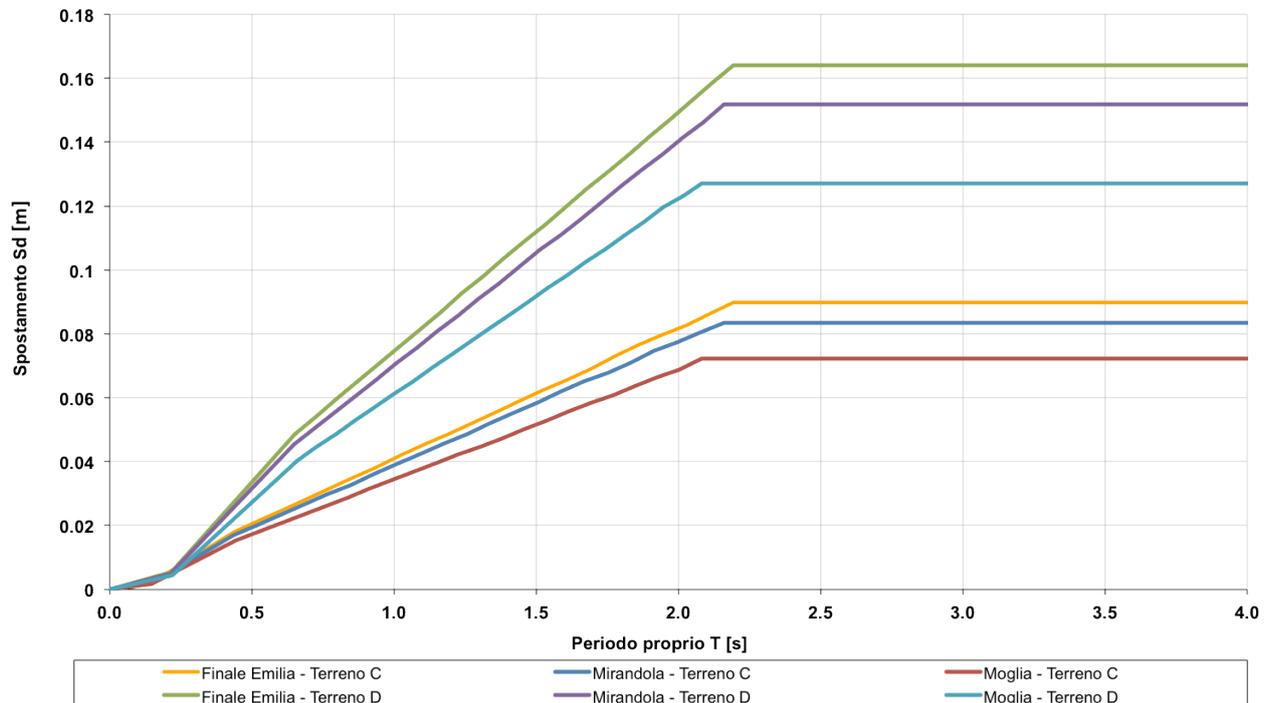
A titolo di esempio, si riportano di seguito gli spettri di risposta dei paesi maggiormente colpiti, al fine di definire gli ordini di grandezza delle azioni da considerare nel dimensionamento dei collegamenti da porre in opera nel caso della valutazione approssimata ed in taluni casi non cautelativa citata sopra.

Si riportano gli spettri in accelerazione e in spostamento dei principali paesi epicentrali dei sismi emiliani (Finale Emilia (MO), Mirandola (MO), Moglia (MN)) avendo fatto le seguenti ipotesi: 1) edifici ordinari (vita nominale 50 anni e classe d'uso II); 2) che l'edificio risponda in maniera sostanzialmente elastica al sisma di progetto, facendo quindi riferimento ad un valore adeguatamente basso del coefficiente di struttura ($q=1,5$); 3) terreno di qualità scadente (terreno C o D).

Spettri di risposta in accelerazione (componente orizzontale)



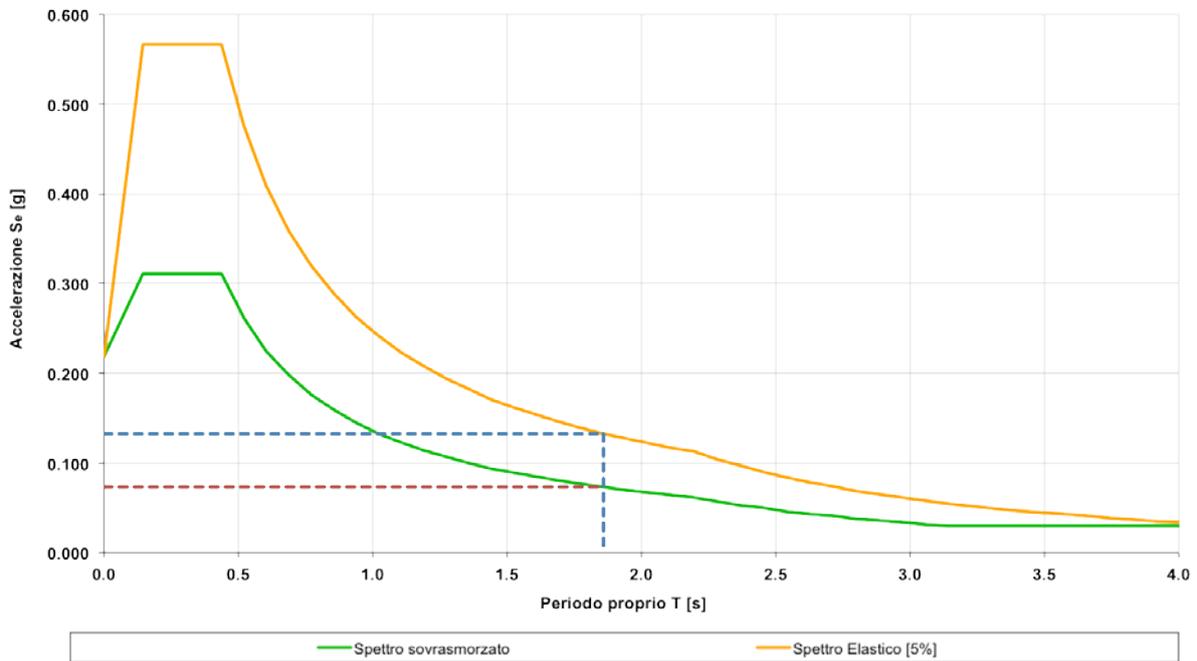
Spettri di risposta in spostamento (componente orizzontale)



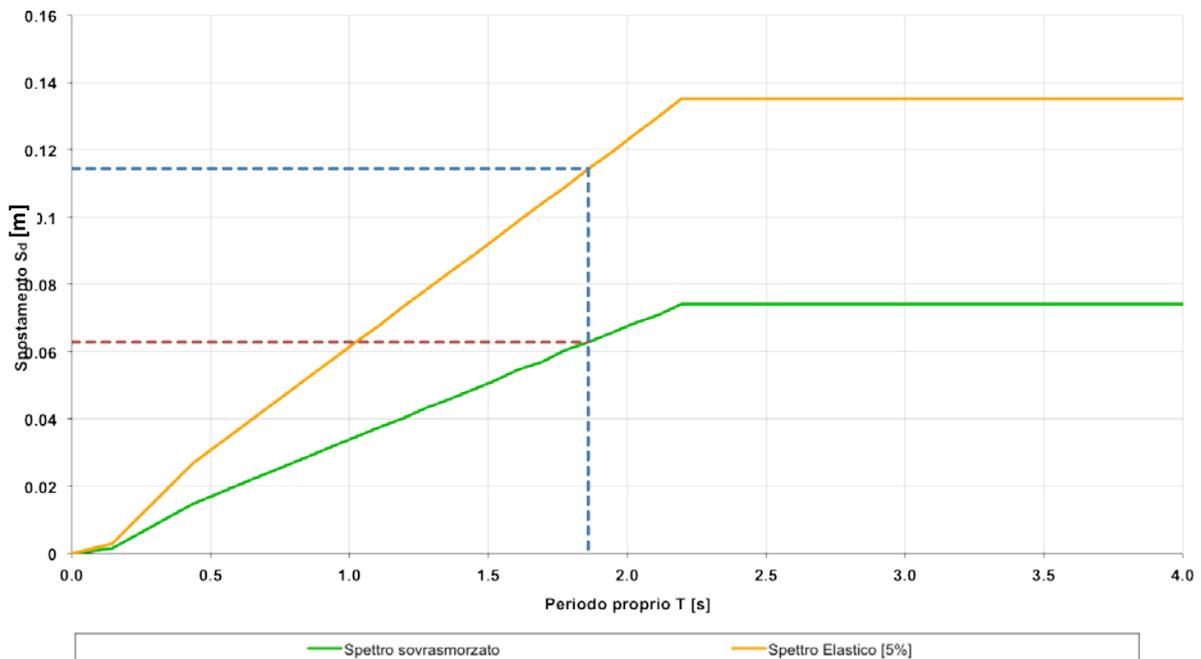
Dal punto di vista di una verifica speditiva di resistenza, sulla base degli spettri mostrati e considerando una resistenza pari al 60% del valore richiesto dalle NTC 08, considerando un periodo proprio per la struttura compreso tra 1 sec e 2 sec, come tipico per le strutture in oggetto, si può ritenere ragionevole che le connessioni debbano essere in grado di sopportare un taglio compreso tra il 10% ed il 40% del peso degli elementi portati considerando terreni in classe C o D. In questo caso, il dimensionamento dei collegamenti è svolto, sempre a partire dagli stessi dati spettrali, ipotizzando che l'insieme dei collegamenti orizzontali di ciascun elemento sia in grado di sopportare una forza pari al prodotto tra l'ordinata spettrale adimensionalizzata ed il peso dell'elemento da collegare.

Oltre tale resistenza, i vincoli possono prevedere un collegamento dissipativo tra gli elementi collegati. Per quanto riguarda l'utilità di introdurre vincoli che, oltre una certa soglia, siano in grado di dissipare energia si può fare utile riferimento alla differenza che vi è per uno spettro di risposta con smorzamento viscoso equivalente $\xi = 5\%$ oppure $\xi = 30\%$. Dagli spettri riportati nelle figure seguenti si evince chiaramente che l'incremento della capacità di smorzamento di un sistema implica, a parità di periodo proprio della struttura, una diminuzione della pseudo accelerazione, e quindi del taglio alla base, e dello spostamento spettrale, e quindi della capacità di spostamento richiesta alla struttura.

Spettri di risposta in accelerazione (componente orizzontale)



Spettri di risposta in spostamento (componente orizzontale)



3.5 Interventi di adeguamento su edifici industriali monopiano

3.5.1 Premessa

La procedura per gli interventi sulle costruzioni esistenti, quali quelle oggetto delle presenti linee di indirizzo, è regolamentata dal Capitolo 8 delle Norme tecniche per le costruzioni (Costruzioni

esistenti). In particolare, l'adeguamento sismico richiede una valutazione della sicurezza della costruzione, da confrontarsi con le azioni previste dalle stesse Norme Tecniche. Un intervento è infatti detto di adeguamento sismico se conferisce alla struttura un livello di sicurezza pari a quello previsto per le nuove costruzioni.

Quando, a seguito di un sisma, sono emanate leggi che prescrivono l'adeguamento sismico di grandi patrimoni edilizi esistenti, tipicamente viene prescritto l'adeguamento ad azioni inferiori rispetto a quelle previste dalle norme. Ad esempio, il Decreto Legge n.74 del 6 giugno 2012 e la successiva conversione in legge, prescrivono che, per gli edifici sede di attività produttive, debba essere previsto un adeguamento ad almeno il 60% delle azioni previste per una nuova costruzione. Tale riduzione equivale in sostanza ad una riduzione del periodo di ritorno delle azioni sismiche considerate nel progetto. Con riferimento agli spettri di risposta previsti in normativa, tale riduzione è da intendersi quale riduzione dell'accelerazione di ancoraggio a_g prevista per la zona ove è eretto il fabbricato, utilizzata per definire lo spettro.

Ai sensi delle vigenti Norme, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU. Tipicamente si fa riferimento alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Deve essere anche assicurata la adeguata sicurezza nei riguardi delle combinazioni non sismiche, per le quali non è da prevedersi nessuna riduzione delle azioni rispetto a quanto previsto dalle vigenti Norme.

3.5.2 Procedure per la valutazione della sicurezza

La procedura da seguire per la valutazione della sicurezza di un edificio esistente e le modalità di presentazione dei risultati sono riportate nel Paragrafo 8.5 delle Norme tecniche per le Costruzioni. In particolare, rivestono grande importanza il rilievo geometrico-strutturale del fabbricato, la caratterizzazione meccanica dei materiali e la definizione delle azioni.

Per quanto riguarda il rilievo, se certamente è agevole l'identificazione in-situ delle strutture e delle potenziali interazioni con le parti non strutturali del fabbricato, di grande importanza, sia per la valutazione della sicurezza che per la definizione degli interventi di adeguamento sismico, è il rilievo dei particolari costruttivi (armature degli elementi strutturali, delle mensole di appoggio, dei sistemi di collegamento tra gli elementi strutturali, se presenti, degli agganci dei pannelli, etc). In assenza delle tavole di progetto, dovrà essere condotto un rilievo accurato in situ mediante rimozioni di copriferrì e/o indagini pacometriche. Deve essere anche previsto il rilievo delle

strutture di fondazione e di eventuali elementi non strutturali la cui rigidità possa renderli collaboranti con le strutture nei riguardi delle azioni orizzontali.

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica dei materiali, le prescrizioni riportate nei progetti strutturali devono essere suffragate da indagini di tipo sperimentale. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono quindi valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Nel progetto di adeguamento i valori medi delle resistenze ottenute saranno utilizzati divisi per i fattori di confidenza in funzione del livello di conoscenza raggiunto.

Infine, secondo quanto previsto dalle vigenti Norme, i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite per le nuove costruzioni, con una riduzione dell'accelerazione di ancoraggio dello spettro secondo quanto detto in precedenza. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati.

3.5.3 Modalità di esecuzione della valutazione della sicurezza

Come indicato al paragrafo 8.7.5 delle norme Tecniche, il progetto dell'intervento di adeguamento deve comprendere:

- verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU;
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento.

Il collasso della struttura può avvenire con l'instaurarsi di meccanismi di tipo "duttile" o "fragile". I meccanismi "duttili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi "fragili" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Nel caso dei capannoni industriali, i meccanismi duttili sono associati allo sviluppo di fenomeni non lineari generati da sollecitazioni di flessione o pressoflessione, sono viceversa fragili quei meccanismi correlati alla resistenza a taglio di componenti e sistemi.

Per quanto riguarda la verifica della struttura, l'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. Tipicamente, per valutare sia la resistenza che la duttilità di una struttura, è necessario ricorrere all'utilizzo di metodi di calcolo non lineare.

L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame. Per strutture a schema isostatico non progettate con criteri antisismici, un valore indicativo del fattore di struttura può essere dell'ordine di 1,5. Se l'intervento di adeguamento prevede l'eliminazione dei meccanismi fragili e un adeguato confinamento delle basi dei pilastri sedi della formazione delle cerniere plastiche, il fattore di struttura può raggiungere un valore pari a 3.

La modellazione della struttura deve riproporre il più fedelmente possibile la geometria e le condizioni di vincolo in essere. Particolare cura deve essere dedicata alla modellazione dell'impalcato, la cui rigidità nel piano influenza in modo determinante la modalità di distribuzione delle azioni tra gli elementi verticali. La rigidità dell'impalcato è chiaramente influenzata dalla modalità di disposizione degli elementi di copertura, e dalla presenza o meno di un massetto di ripartizione armato. L'ipotesi di impalcato rigido è generalmente non applicabile.

3.5.4 Criteri generali per l'adeguamento sismico dei capannoni industriali

In funzione della tipologia di fabbricato e dei risultati ottenuti dall'analisi della struttura esistente nella situazione precedente all'intervento di adeguamento, possono essere seguite differenti strategie per l'adeguamento alle azioni di progetto. In particolare, possono essere utilizzati i seguenti criteri di intervento:

1. Incremento della resistenza degli elementi strutturali;
2. Incremento della duttilità degli elementi strutturali;
3. Riduzione dell'azione sismica sulla struttura.

In costruzioni a struttura isostatica come quelle in oggetto, qualora non già progettate per azioni sismiche, gli elementi più vulnerabili sono solitamente i collegamenti fra gli elementi strutturali, i collegamenti ed, in generale, l'interazione fra la struttura ed i componenti non strutturali (in particolare tamponature e scaffalature), i pilastri e le fondazioni.

Un intervento di adeguamento può prevedere due tipi di strategie:

1. rinforzo dei singoli elementi strutturali e dei collegamenti;
2. modifica dello schema strutturale mediante l'inserimento di nuovi elementi (ad esempio controventature).

Nel primo caso rientrano senz'altro l'adeguamento delle connessioni trave-pilastro, trave-copertura, tra gli elementi di copertura stessi e tra la struttura e gli elementi non strutturali particolarmente influenti, quali pannelli di tamponatura e scaffalature. Inoltre, avendo le strutture isostatiche bassa capacità di redistribuzione delle azioni, può essere necessario un incremento della resistenza dei pilastri. Questo intervento deve preferibilmente essere affiancato da provvedimenti che assicurino un'adeguata duttilità, eseguiti ad esempio mediante fasciatura o cerchiatura nelle zone di massima sollecitazione (alla base).

Nel caso di inserimento di elementi di controventamento, lo schema statico si modifica profondamente e quindi devono essere accuratamente verificati tutti gli elementi strutturali ed i collegamenti, sia quelli già in opera che quelli dei nuovi elementi strutturali, per le nuove modalità di sollecitazione. Particolare attenzione deve essere rivolta in questo caso anche ai collegamenti predisposti in occasione degli interventi di rinforzo locale di prima fase (in particolare i collegamenti trave-pilastro), in quanto le sollecitazioni possono essere decisamente superiori se gli elementi collegati partecipano al sistema di controventamento della struttura.

In entrambi i casi (rinforzi dei singoli elementi e dei collegamenti e modifica dello schema strutturale), gli interventi di rinforzo vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. Un controventamento alle sole estremità del fabbricato è efficace solo se l'impalcato possiede una adeguata rigidità nel piano. Può essere previsto a tale scopo un ulteriore irrigidimento dell'impalcato mediante un sistema di controventamento di piano.

Particolare attenzione va riservata alla verifica delle fondazioni. Per esse deve essere verificato il criterio di gerarchia delle resistenze nei riguardi delle sollecitazioni flessionali che possono essere trasmesse dalla struttura. Per esempio, un intervento di rinforzo dei singoli pilastri aumenta le sollecitazioni flessionali trasmesse alle fondazioni.

3.6 Schema degli interventi

Una volta definiti i criteri di dimensionamento e verifica dei collegamenti, in questa sezione sono elencati suggerimenti di interventi per la risoluzione di tipiche carenze, suggerimenti che, essendo puramente indicativi e non esaustivi, vanno adattati caso per caso in entità e dimensioni a giudizio del tecnico incaricato. Altri tipi di danni provocati dal terremoto vanno valutati caso per caso dal tecnico incaricato nella loro compatibilità con l'agibilità provvisoria o nella loro possibile adeguata risoluzione.

Nel seguito una lista schematica della condizione che si può rilevare in alcuni elementi dell'edificio prefabbricato e del relativo intervento suggerito.

1 – Stato dei pilastri

I pilastri rompitratta che non ricevono carichi dagli impalcati sono esclusi.

1a – Pilastri senza sensibile fuori-piombo residuo (<0,5%)

1a1 – Pilastri con rotazione rigida in fondazione con danneggiamento del plinto

Aumento di rigidità e resistenza della fondazione mediante ringrosso o incamiciatura del plinto

In presenza di danni, rinforzo del collegamento del bicchiere al resto della fondazione

In presenza di danni, rinforzo delle pareti del bicchiere

In presenza di danni, rinforzo del cordolo di fondazione tra i plinti

Miglioramento delle prestazioni del complesso terreno-fondazione

1a2 – Pilastri con rotazione rigida in fondazione senza danneggiamento del plinto

Collegamento plinto con pavimentazione industriale

Ripristino malta di riempimento

1a3 – Pilastri con modeste fessurazioni orizzontali (<0,4 mm)

Nessun intervento

1a4 – Pilastri con notevoli fessurazioni orizzontali (>0,4 mm)

Ringrosso del pilastro

Rinforzo locale con incamiciatura metallica o fasciatura con guaina in fibre (previo ripristino della continuità del calcestruzzo).

1a5 – Pilastri con espulsione superficiale di calcestruzzo senza barre instabilizzate

Riparazione con malte opportune da ripristino, in caso di espulsione del copriferro su tutto il perimetro inserire anche una staffa.

Ringrosso del pilastro

Rinforzo locale con incamiciatura metallica o fasciatura con guaina in fibre (previo ripristino della continuità del calcestruzzo).

1a6 – Pilastri con espulsioni superficiali di calcestruzzo con barre instabilizzate

Danno non compatibile con una sua riparazione veloce in Fase 1

*Incamiciatura locale con 8 cm di calcestruzzo armato con barre longitudinali e staffe
previa scarificazione del copriferro nel tratto interessato con ancoraggio in fondazione*

1a7 – Pilastri con barre instabilizzate e nucleo di calcestruzzo rotto

Danno non recuperabile

1b – Pilastri con sensibile fuori-piombo residuo (>0,5%)

1b1 – Pilastri con rotazione rigida in fondazione superiori allo 0,5%

Danno non recuperabile:

1b2 – Pilastri con deformazioni residue superiori allo 0,5%

Danno non recuperabile:

2 – Connessioni degli elementi di copertura

2a – Connessioni travi-pilastri

2a1 – Semplici appoggi senza connessioni meccaniche

*Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi con eventuale
confinamento locale come in 1a4 e con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione*

*Incremento della base di appoggio con ritegni che limitano lo scorrimento con
eventuale impiego di dispositivi di dissipazione*

*Interventi per la riduzione degli spostamenti relativi nella direzione di sviluppo
longitudinale della trave a valori compatibili fra le teste dei pilastri di appoggio della
trave*

2a2 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua >80% o
>12 cm

Come in 2a1

2a3 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $<80\%$ o <12 cm

Ripristino elemento danneggiato in aggiunta alle misure in 2a2

2a4 – Contenuti scorrimenti della trave con riduzione dell'appoggio a $>80\%$ o >12 cm

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi con eventuale confinamento locale come in 1a4 e con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

Incremento della base di appoggio con ritegni che limitano lo scorrimento con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

Interventi per la riduzione degli spostamenti relativi nella direzione di sviluppo longitudinale della trave a valori compatibili fra le teste dei pilastri di appoggio della trave

2a5 – Rilevanti scorrimenti della trave con riduzione dell'appoggio a $<80\%$ o <12 cm

Danno non compatibile con una sua riparazione veloce in Fase 1

2a6 – Resistenza a taglio dei collegamenti di acciaio insufficiente

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi con eventuale confinamento locale come in 1a4 e con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

2a7 – Capacità a taglio di selle, forcelle o tenoni insufficiente

Inserimento di dispositivi, di tipo locale, per l'incremento della capacità a taglio con dispositivi esterni

2a8 – Capacità a taglio della trave prefabbricata insufficiente

Incremento della capacità a taglio con dispositivi esterni

2a9 – Capacità a taglio della trave gettata in opera insufficiente

Incremento della capacità a taglio con dispositivi esterni

2a10 – Capacità a flessione della trave gettata in opera a sbalzo insufficiente

Incremento della capacità a flessione

2b – Connessioni solaio-trave (lastre nervate di solaio)

2b1 – Semplici appoggi senza connessioni meccaniche

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi con eventuale confinamento locale come in 1a4 e con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

Incremento della base di appoggio con ritegni che limitano lo scorrimento con eventuale impiego di dispositivi di dissipazione

Riduzione del carico permanente portato

Interventi per la riduzione degli spostamenti relativi a valori compatibili con la lunghezza di appoggio del solaio

2b2 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $>80\%$ o >8 cm

Come in 2b1

2b3 – Scheggiatura dello spigolo sotto l'appoggio con dimensione efficace residua $<80\%$ o <8 cm

Ripristino elemento danneggiato in aggiunta alle misure in 2b2

2b4 – Contenuti scorrimenti del solaio con riduzione dell'appoggio a $>80\%$ o >8 cm

Come in 2b1

2b5 – Rilevanti scorrimenti del solaio con riduzione dell'appoggio a $<80\%$ o <8 cm)

Danno non compatibile con una sua riparazione veloce in Fase 1

2b6 – Resistenza a taglio dei collegamenti di acciaio insufficiente

Come in 2b1

2b7 – Capacità a taglio del solaio gettato in opera insufficiente

Incremento, di tipo locale, della capacità a taglio con dispositivi provvisori esterni.

Riduzione del carico permanente portato.

2c – Connessioni copertura-trave (“copponi” speciali per coperture)

2c1 – Semplici appoggi senza connessioni meccaniche

Come in 2b1

2c2 – Connessioni insufficienti per dimensione connettori e copriferro

Come in 2b1

2c3 – Scheggiature e/o scorrimenti agli appoggi

Come 2b2, 2b3, 2b4 o 2b5

3 – Attacchi dei pannelli di parete

3a – Pannelli orizzontali, verticali e d'angolo

3a1 – Pannelli crollati per rottura attacchi

Nessun ripristino (eventuale chiusura vani con teli di plastica)

3a2 – Pannelli senza evidenti danni agli attacchi

Inserimento di dispositivi meccanici di connessione tra pannello e pilastro o trave

Inserimento cavi anti-caduta fissati a pilastri e pannello ai quattro spigoli

3a3 – Pannelli con evidenti danni o rotture agli attacchi (*previo corretto riposizionamento*)

Come in 3a2

4 – Pannelli di tamponatura

4a1 – Insufficiente resistenza a flessione dei pannelli

Incremento della capacità a flessione con dispositivi esterni ed elementi integrativi

4a2 – Insufficiente resistenza a flessione dei pannelli di muratura a blocchi

Incremento della capacità a flessione con dispositivi esterni ed elementi integrativi

4a3 – Disposizione delle aperture non idonea: limitata luce di taglio effettiva dei pilastri

Limitare gli effetti dell'interazione tra struttura principale e pannello (ad es. eliminazione delle finestre a nastro).

3.7 Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio

3.7.1 Perdita di appoggio trave-pilastro

Carenze e controlli:

- Semplici appoggi senza connessioni meccaniche tramite ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili e rilievo visivo dei movimenti relativi fra trave e testa dei pilastri.
- Resistenza a taglio dei collegamenti di acciaio insufficiente tramite ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili. In mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere il taglio sollecitante pari a $ag \cdot S/g \cdot N$, dove N è il carico verticale trasmesso.
- Selle, forcelle o tenoni con capacità a taglio insufficiente da ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili. In mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere il taglio sollecitante pari a $ag \cdot S/g \cdot N$, dove N è il carico verticale trasmesso.
- Capacità a taglio della trave prefabbricata insufficiente tramite rilievo visivo di eventuali lesioni a taglio passanti. Ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili. In mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere la domanda pari a $(1 + 2,5 \cdot a_{gv}/g) \cdot N$, dove N è il carico verticale trasmesso ai pilastri.
- Capacità a taglio insufficiente della trave gettata in opera tramite rilievo visivo di eventuali lesioni a taglio passanti. Nel caso di presenza di un danno, in mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere la domanda pari a $(1 + 2,5 \cdot a_{gv}/g) \cdot N$, dove N è il carico verticale trasmesso ai pilastri.
- Capacità a flessione di travi a sbalzo gettate in opera insufficiente tramite rilievo visivo di eventuali lesioni a flessione e/o esame degli elaborati progettuali disponibili. Nel caso di presenza di un danno, in mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere la domanda pari a $(1 + 2,5 \cdot a_{gv}/g) \cdot N \cdot L/2$, dove N è il carico verticale trasmesso alla trave ed L è la lunghezza della trave.

Requisiti della connessione trave-pilastro:

- Non consentire la perdita di appoggio della trave dal pilastro.
- Non modificare lo schema statico preesistente.
- Contrastare la rotazione torsionale delle travi alte e delle capriate.

- Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica.
- Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi esterni degli elementi (elevati copriferri).

Categorie di intervento:

- Aumento della base di appoggio della trave sul pilastro.

Si può intervenire lasciando gli appoggi scorrevoli ma aumentando la base di appoggio, al fine di non alterare lo schema resistente iniziale. Questo intervento richiede la stima degli spostamenti orizzontali (vedi Appendice), facendo attenzione alla componente verticale del sisma, che comunque vanno limitati mediante ritegni opportunamente dimensionati.

- Inserimento nuovi dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi.

Il ripristino della connessione trave pilastro può essere effettuato tramite la disposizione di nuovi elementi di collegamento tra trave e pilastro. Tali elementi possono essere: piatti bullonati a trave e pilastro (Figura 83), fune di collegamento (Figura 84).

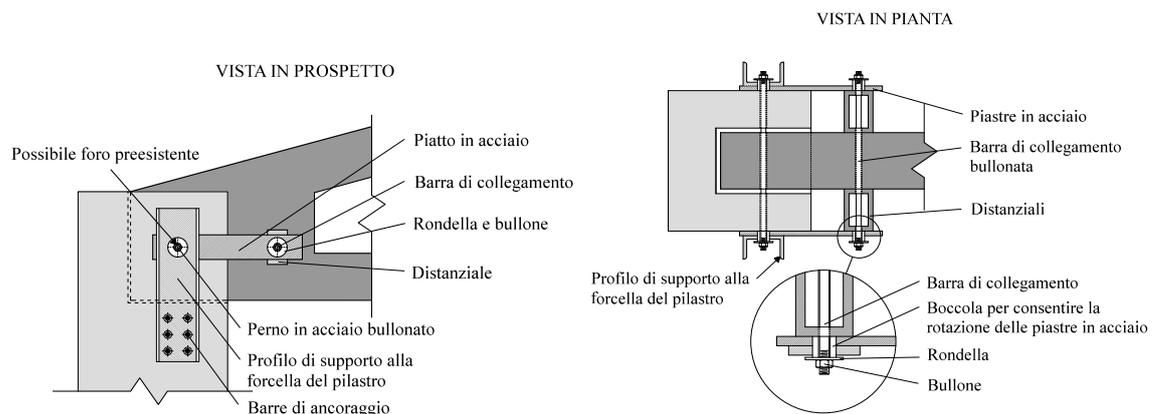


Figura 83 – Intervento su connessione trave-pilastro mediante perni e piastre in acciaio

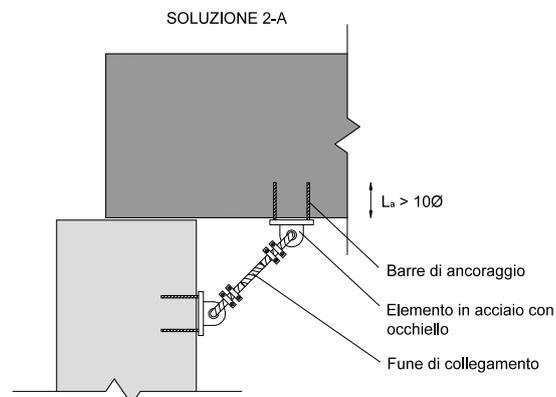


Figura 84 - Intervento su connessione trave-pilastro mediante fune di collegamento

È, inoltre, possibile aggiungere dispositivi di dissipazione energetica (Figura 85) in modo tale che a seguito del terremoto pilastro e trave non dovrebbero danneggiarsi ed il dispositivo è l'unico elemento che va sostituito. In questo caso si deve prestare attenzione a non modificare la capacità rotazionale della connessione, ad esempio con l'introduzione di squadrette metalliche all'intradosso della trave.

Con l'inserimento di nuovi connettori potrebbe essere utile prevedere un confinamento locale del pilastro con incravattatura metallica o fasciatura con guaina in fibre di carbonio.

In tutti i casi diventa indispensabile considerare nelle fasi di esecuzione la possibile interferenza del dispositivo con le armature di precompressione negli elementi collegati.

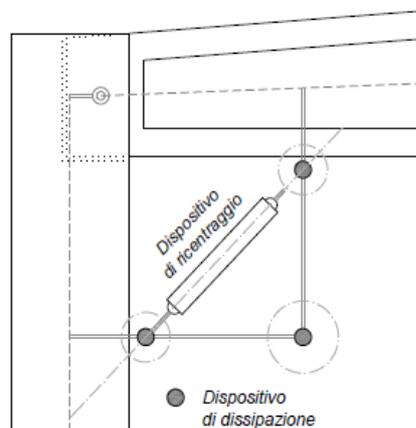


Figura 85 - Aggiunta di meccanismi di dissipazione: dissipatore ad attrito

- Collegamento dei pilastri in testa (Figura 86)

È possibile impedire lo spostamento relativo di due pilastri attraverso il loro collegamento tramite profili metallici (un profilo IPE o due profili UPN accoppiati centrali) in asse al pilastro (Figura 87) o tramite piatti metallici alle estremità del pilastro (Figura 88).

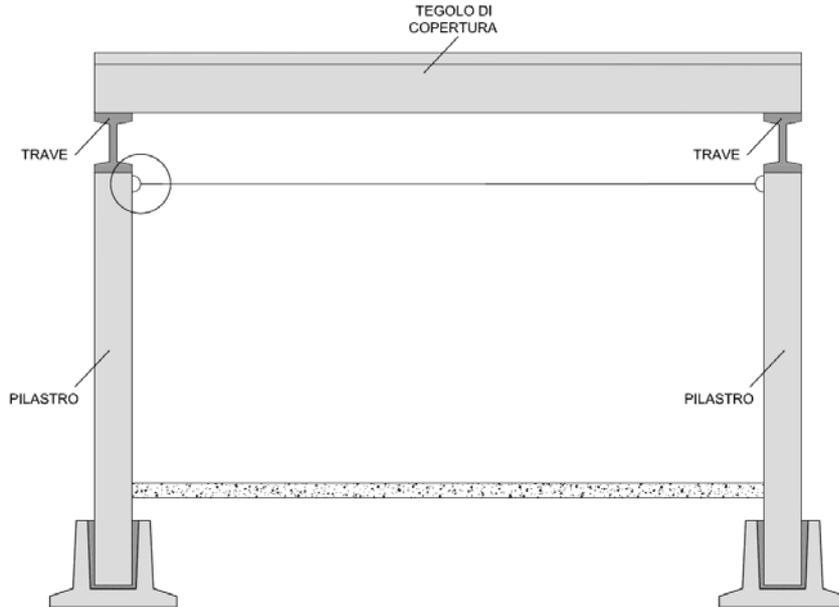


Figura 86 – Collegamento tra pilastro e pilastro

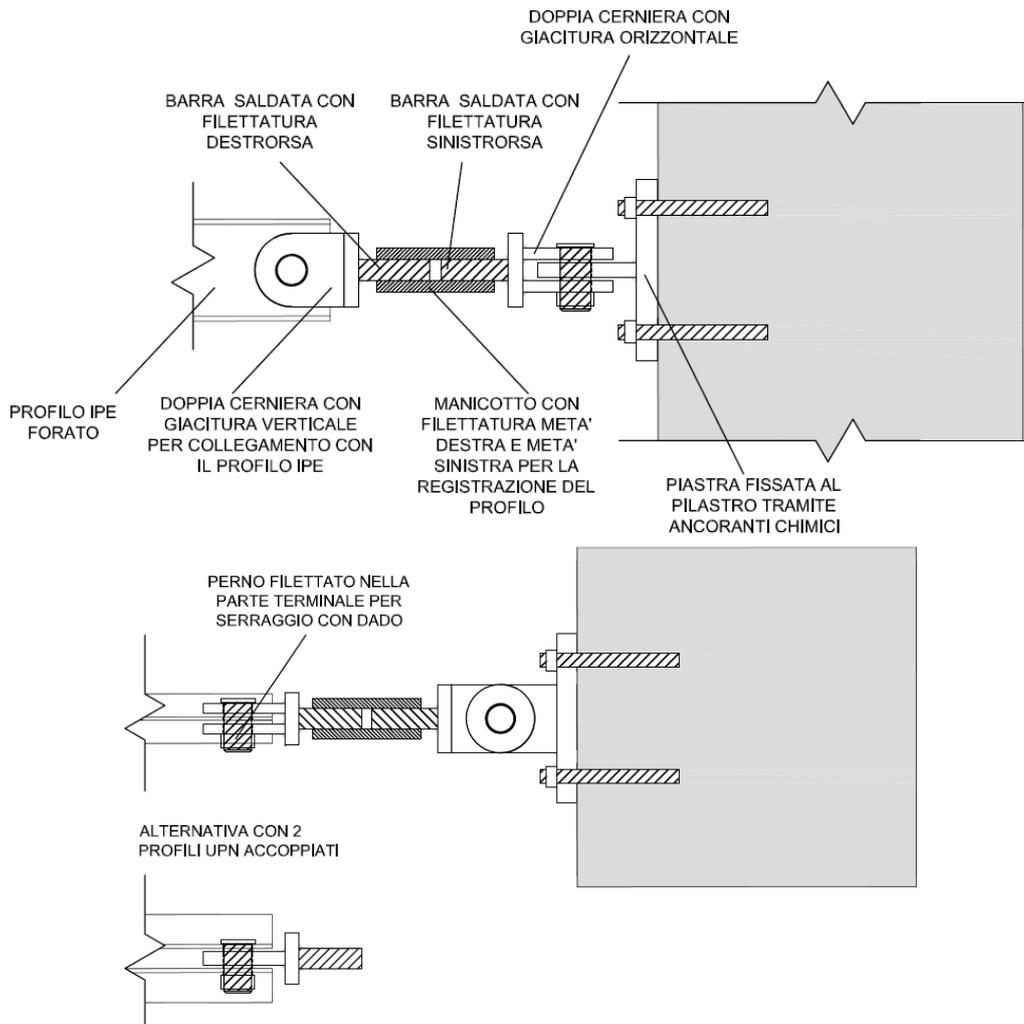


Figura 87 - Collegamento dei pilastri tramite profili metallici.

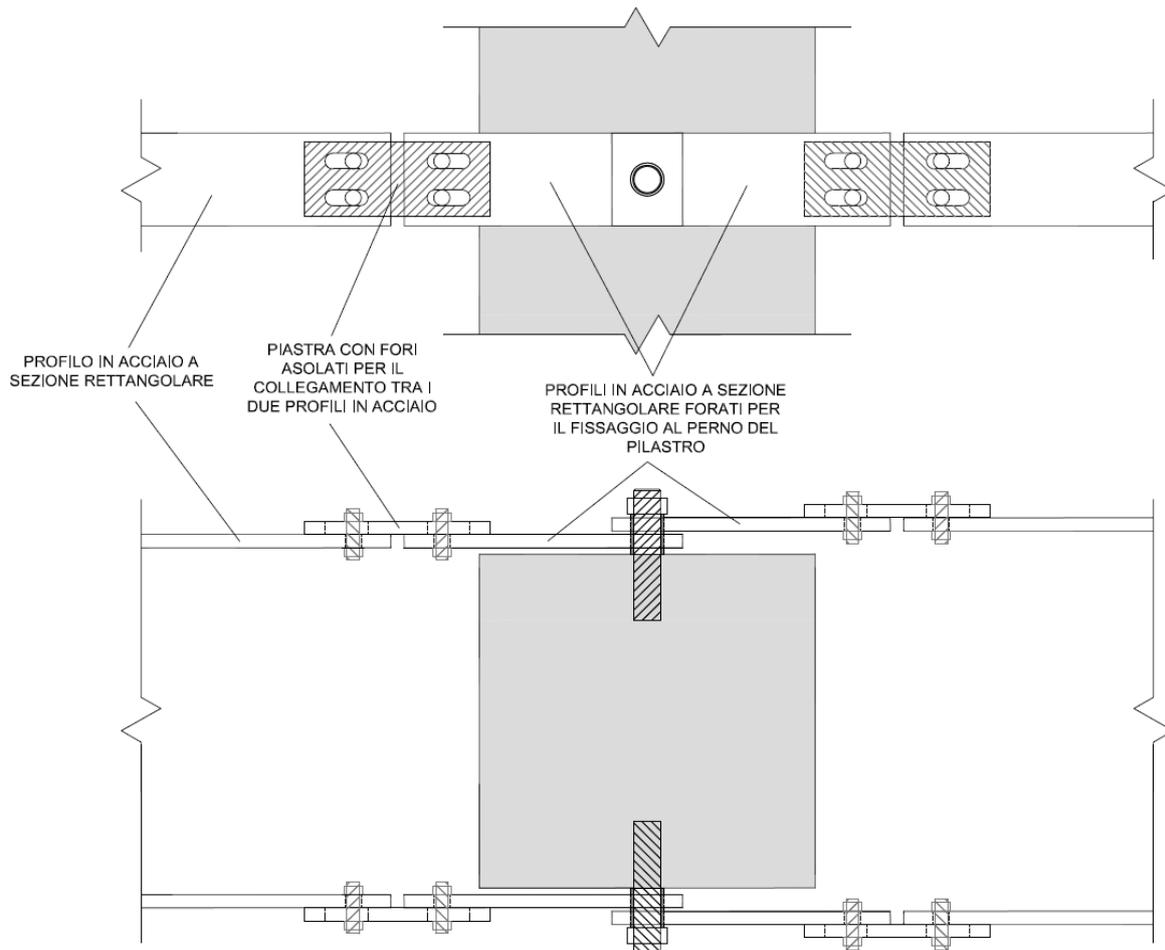


Figura 88 - Collegamento dei pilastri tramite piatti metallici alle estremità del pilastro

- In caso di trave gettata in opera interventi per l'incremento della capacità a taglio con dispositivi esterni.
- In caso di trave gettata in opera interventi per l'incremento della capacità a flessione.

3.7.2 Perdita di appoggio copertura-trave

Carenze e controlli:

- Assenza di collegamenti a taglio tramite ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili e/o rilevazione di eventuali spostamenti relativi fra solaio e trave.
- Resistenza a taglio dei collegamenti in acciaio insufficiente tramite ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili. In mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere il taglio sollecitante pari a $ag \cdot S/g \cdot N$, dove N è il carico verticale trasmesso in condizione sismica).

- Capacità a taglio del solaio gettato in opera insufficiente del solaio di copertura gettato in opera tramite rilievo visivo di eventuali lesioni a taglio passanti. Nel caso di presenza di un danno, in mancanza di valutazioni più accurate, si può assumere la domanda pari a $(1 + 2,5 \cdot a_{gv}/g) \cdot N$, dove N è il carico verticale trasmesso alla trave.

-

Requisiti della connessione:

- Impedire la perdita di appoggio della copertura dalla trave;
- Non modificare lo schema statico preesistente;
- Bloccare, oltre un limite prefissato, tutte le traslazioni relative tra gli elementi attraverso meccanismi di trasmissione degli sforzi possibilmente di natura isostatica;
- Ancoraggio dei dispositivi di connessione lontano dai lembi esterni degli elementi (elevati copriferrì).

Categorie di intervento:

- Inserimento nuovi dispositivi meccanici di connessione tra i due elementi

Tale soluzione può essere utilizzata per il collegamento tra trave e tegolo, inserendo nuovi connettori (ad esempio squadrette metalliche deformabili e viti di connessione rigide, Figura 89) fatti di elementi in acciaio bullonati a trave e nervatura. In alcuni casi possono essere provvisti di dispositivi dissipatori. In tutti i casi diventa indispensabile considerare nelle fasi di esecuzione la possibile interferenza del dispositivo con le armature di precompressione negli elementi collegati.

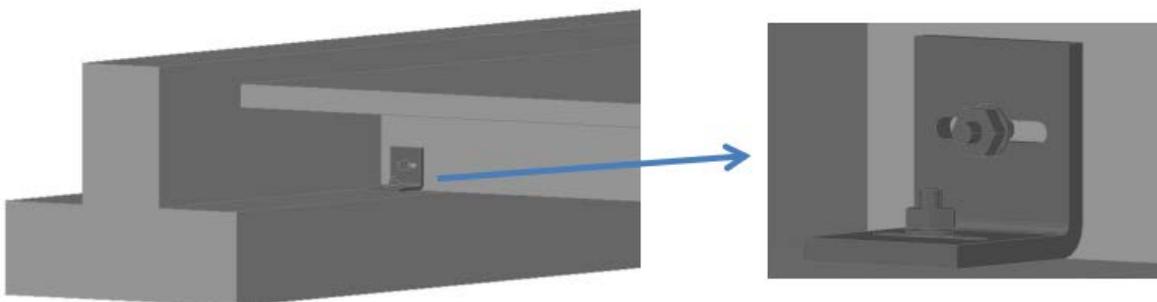


Figura 89 – Rinforzo connessione tegolo-trave: aggiunta di meccanismi di dissipazione con squadrette deformabili

- Riduzione del carico permanente portato (anche nel caso di appoggio del solaio di copertura gettato in opera alla trave).
- Interventi per la riduzione degli spostamenti relativi a valori compatibili con la lunghezza di appoggio del solaio (vedi Collegamento in testa dei pilastri in 3.7.1).

Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali

Gli edifici prefabbricati investiti dalle due scosse del 20 e del 29 maggio in Emilia hanno subito gravi danni agli elementi prefabbricati costituenti la tamponatura esterna. Tali elementi, infatti, sono collassati a causa della rottura dei sistemi di connessione alla struttura, creando un grave danno alla funzionalità della struttura, una grave perdita economica e soprattutto un grande pericolo per la sicurezza della vita umana. Dalle tipologie maggiormente diffuse negli edifici prefabbricati in Emilia, si scorge una grave carenza nella progettazione dei dispositivi di connessione dei pannelli alla struttura resistente che spiega i danni mostrati nel Cap.1. Emerge la necessità che l'iter progettuale prenda in considerazione la resistenza della connessione non solamente nei termini richiesti dallo SLD, ma anche e soprattutto in modo tale da poter garantire alla connessione la capacità di sviluppare le deformazioni imposte dallo SLV senza che il collasso venga raggiunto. Infatti il cedimento anche di un singolo elemento del sistema di ancoraggio comporta il più delle volte, venendo meno le condizioni di equilibrio, il rovesciamento del pannello a terra, con notevoli rischi per l'incolumità delle persone.

Indicazione generale: per quanto riguarda i collegamenti tra i pannelli di facciata e le strutture, si ritiene necessario prevedere dei collegamenti di ritenuta anti-ribaltamento, che comunque non limitino gli spostamenti della struttura portante.

Carenze e controlli

- Resistenza degli ancoraggi insufficiente a trattenere il pannello fuori dal piano tramite ispezione visiva ravvicinata e/o esame degli elaborati progettuali disponibili.
- Resistenza a taglio degli ancoraggi insufficiente rispetto alla domanda derivante dall'interazione pannelli-struttura principale nel piano del pannello tramite ispezione visiva ravvicinata e/o esame degli elaborati progettuali disponibili.
- Capacità a flessione del pannello insufficiente: in caso di presenza di un danno, rilievo della geometria e dell'eventuale armatura.
- Insufficiente resistenza a flessione dei pannelli di muratura a blocchi: in caso di presenza di un danno, rilievo della geometria (in particolare del rapporto tra altezza e larghezza), della presenza eventuale di cordoli o elementi di rinforzo e del loro collegamento alla struttura.
- Disposizione delle aperture non idonea (ad esempio finestre a nastro) tramite ispezione visiva e rilievo della luce di taglio effettiva dei pilastri.

Requisiti della connessione:

- Impedire il ribaltamento dei pannelli.

- Consentire, se possibile, le traslazioni relative struttura-pannello nel piano del pannello al fine di evitare qualunque collaborazione tra i componenti non strutturali e l'ossatura portante dell'edificio.

Categorie di intervento:

- Nel caso di pannelli orizzontali, il ribaltamento può essere impedito attraverso l'utilizzo di angolari in acciaio bullonati a pilastri e pannello ai due spigoli inferiori (Figura 90), staffe in lamiera fissate a pilastri e pannello ai due spigoli superiori e cavi anti-caduta fissati a pilastri e pannello ai quattro spigoli.
- Nel caso di pannelli verticali, il ribaltamento può essere impedito attraverso l'utilizzo di staffe in lamiera fissate a trave e pannello ai due attacchi superiori ed inserimento cavi anti-caduta fissati a trave e pannello ai due attacchi superiori.

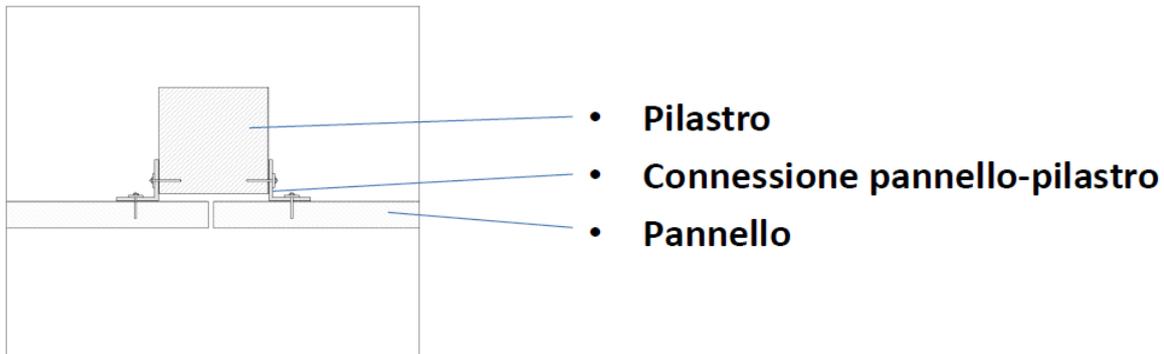


Figura 90 – Angolari in acciaio bullonati a pilastri e pannello ai due spigoli inferiori

- Incremento della capacità a flessione con dispositivi esterni ed elementi integrativi sia in caso di pannelli in c.a. che in caso di pannelli di muratura a blocchi.
- Nel caso di disposizione delle aperture non idonea (ad esempio finestre a nastro) che riducono l'effettiva luce di taglio dei pilastri si possono limitare gli effetti dell'interazione tra struttura principale e pannello attraverso l'eliminazione delle finestre a nastro.

3.8 Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti

3.8.1 Fondazione

Le strutture prefabbricate presentano generalmente come fondazione plinti a bicchiere, tipicamente isolati.

Carenze e controlli:

- Possibilità di ribaltamento del bicchiere rispetto al resto della fondazione tramite ispezione visiva dei danni del gruppo bicchiere-fondazione. In presenza di danni, confronto capacità/domanda.

- Resistenza a flessione della parete del bicchiere insufficiente tramite ispezione visiva dei danni del gruppo bicchiere-fondazione. In presenza di danni, confronto capacità/domanda.
- Carenza o mancanza dei cordoli di fondazione tra i plinti tramite ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili.

Requisiti degli elementi di fondazione:

- Adeguata rigidità nei confronti della rotazione, sufficiente a garantire l'incastro alla base dei pilastri.
- Adeguata resistenza nei confronti delle azioni laterali, trasmesse dal pilastro; in un contesto di gerarchia delle resistenze, si rende necessario sovradimensionare la resistenza di tale elemento rispetto alla sovrastruttura.

Categorie di intervento:

- Collegamento plinto con pavimentazione industriale – aumento rigidità

Poiché negli edifici industriali vi è sempre la presenza di un pavimento industriale di spessore minimo pari a 15÷20 cm e generalmente manca un sistema di collegamento tra i plinti di fondazione, il pavimento può essere utilmente collegato ai plinti al fine di realizzare un diaframma continuo che collega tutti i plinti, limitando quindi eventuali spostamenti differenziali alla base dei pilastri. Inoltre, il collegamento efficace tra pilastri e pavimento industriale consente di utilizzare quest'ultimo come parte del sistema di fondazioni, andando a realizzare un più efficace vincolo alla base dei pilastri. Infatti, il rinforzo dei plinti non è perseguibile, a meno di demolizioni significative di quota parte del massetto industriale, o a meno di altre operazioni, comunque di costosa e non rapida esecuzione.

L'intervento deve essere realizzato in modo da non variare la posizione dell'estradosso del massetto, al fine di non creare barriere architettoniche. Eventuali problemi di realizzazione possono essere legati alla presenza di pannelli e/o travi reggipannello.

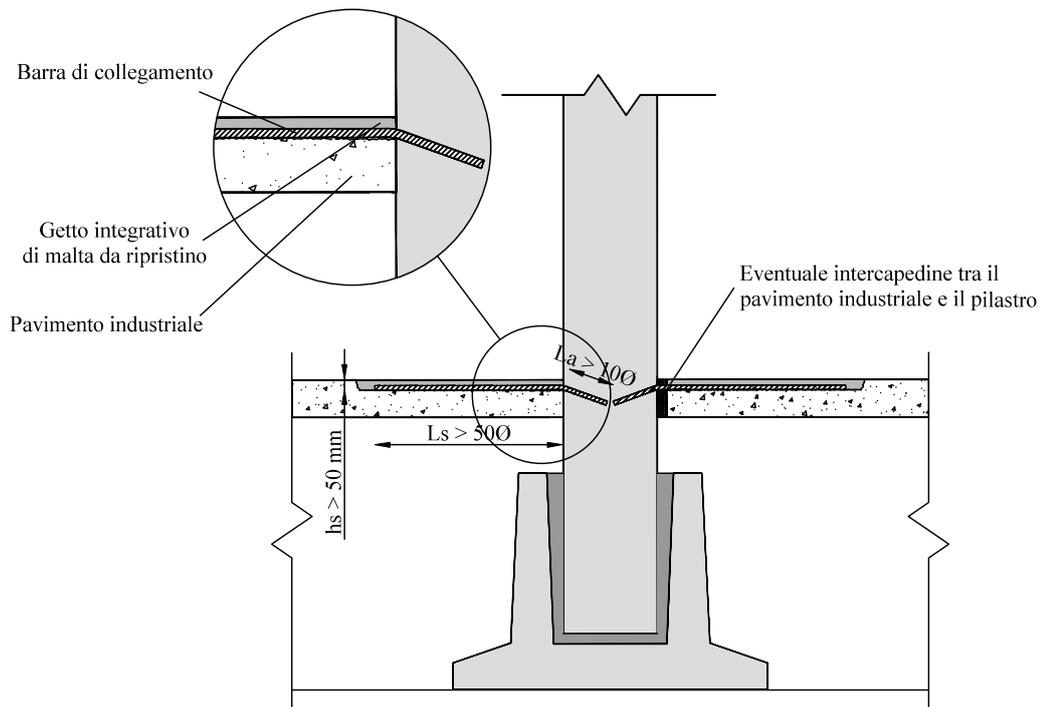


Figura 91 – Collegamento plinto – pavimento industriale

- Consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante iniezioni con miscele cementizie a bassa pressione.

L'intervento consiste nel consolidamento del terreno nei pressi del plinto a bicchiere per ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica di questa tipologia di fondazione e per migliorare la resistenza a taglio del pilastro al di sotto del massetto. In generale, tale intervento permette di ottenere un irrigidimento del collegamento pilastro-fondazione.

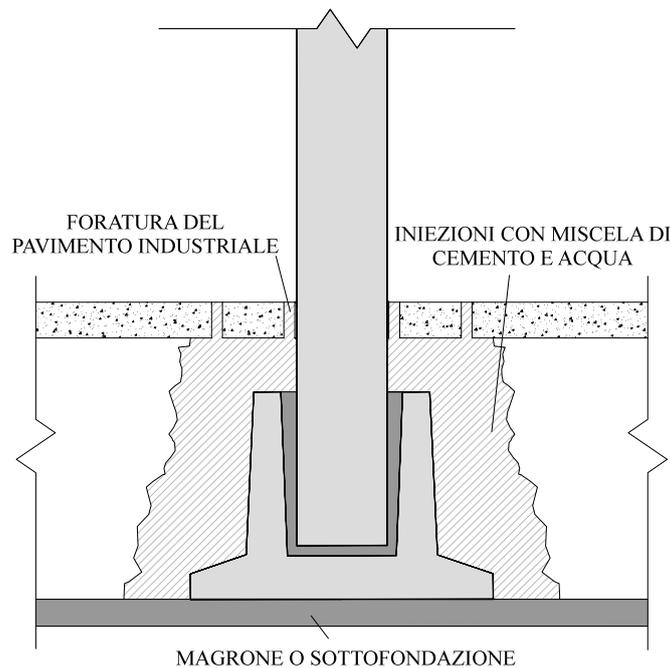


Figura 92 - Consolidamento del terreno circostante la fondazione mediante iniezioni con miscele cementizie a bassa pressione

- In presenza di danni, rinforzo del collegamento del bicchiere al resto della fondazione.
- Rinforzo delle pareti del bicchiere con dispositivi provvisori esterni.
- Rinforzo del cordolo di fondazione tra i plinti.

3.8.2 Pilastro

Carenze e controlli:

- Capacità a pressoflessione M_N insufficiente alla base del pilastro di altezza H da ispezione visiva e/o esame degli elaborati progettuali disponibili.
- Capacità a taglio insufficiente, anche in relazione con l'interazione con elementi non strutturali (ad esempio finestre a nastro, pavimento industriale) da rilievo visivo di eventuali lesioni a taglio.

Requisiti:

- Adeguata rigidezza nei confronti delle sollecitazioni di progetto;
- Adeguata resistenza nei confronti delle sollecitazioni di progetto;
- Adeguata duttilità nei confronti delle sollecitazioni di progetto.

Categorie di intervento:

- Ringrossi – aumento di resistenza, rigidezza e duttilità

Tale intervento prevede un aumento della sezione trasversale dell'elemento in c.a., in cui lo spessore del ringrosso, governato dal copriferro, è maggiore di 70-100 mm. Tale provvedimento permette di aumentare sia la resistenza a taglio che a flessione dell'elemento

(inserimento armatura trasversale e longitudinale aggiuntiva a quella preesistente) e della rigidità (aumento della sezione del pilastro). L'inserimento, inoltre, di armatura trasversale con idoneo passo e ben chiusa aumenta anche la duttilità dell'elemento ringrossato. Tale intervento può interessare solo alcuni lati del perimetro della sezione trasversale nel caso di elementi strutturali verticali perimetrali a causa della presenza dei pannelli di tamponatura.

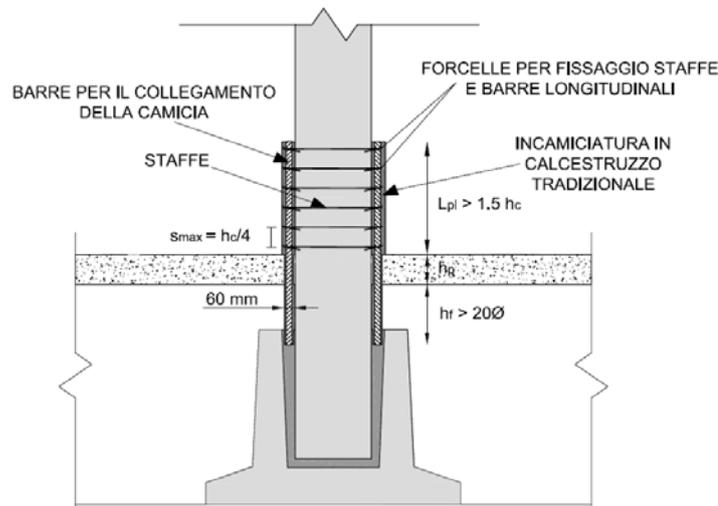


Figura 93 - Incamiciatura in calcestruzzo tradizionale

- Rinforzo con fibre o incamiciatura – aumento resistenza e duttilità

Una possibile tecnica di rinforzo mediante l'utilizzo di fibre è l'incamiciatura con calcestruzzo fibro-rinforzato ad elevate prestazioni (HPFRC). Si tratta di un materiale ad elevata resistenza a compressione, autolivellante e che non ha bisogno di ulteriore armatura tradizionale. Tale materiale ha, inoltre, spessori ridotti portando ad una limitata modifica della geometria e della massa degli elementi e permette di aumentare la resistenza del pilastro rispetto alle sollecitazioni flettenti.

Una seconda opportunità è quella di rinforzare il pilastro con fasciature in fibre di varia natura.



Figura 94 – Fasciatura di pilastro in FRP

Realizzare la fasciatura del pilastro per un'altezza dal pavimento almeno pari a 1,5 volte la dimensione della sezione del pilastro consente un incremento della duttilità della sezione di base ma non dà luogo a sensibili aumenti di resistenza né nei confronti dell'azione assiale, né del momento flettente.

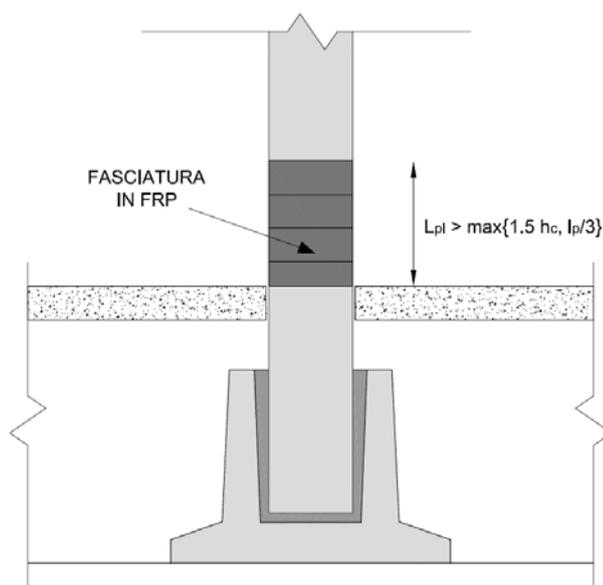


Figura 95 - Rinforzo dei pilastri alla base – fasciatura in FRP

L'incamiciatura del pilastro consiste nel rinforzo dell'elemento con gabbia metallica fatta di quattro angolari agli spigoli collegati da calastrelli bullonati al pilastro, adeguatamente connessi alla fondazione e alla trave portata. Tale intervento permette di migliorare la resistenza a taglio e a flessione oltre che la duttilità della colonna rinforzata.

Nel caso di pilastro di facciata in cui un lato non sia accessibile per la presenza di pannelli, si suggerisce l'uso di angolari sagomati a T per la saldatura dei calastrelli. Tale tipologia di intervento è descritta in maniera dettagliata e approfondita in "Linee guida per riparazione e

rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni” (disponibile al link http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf).



Figura 96 – Sistema CAM

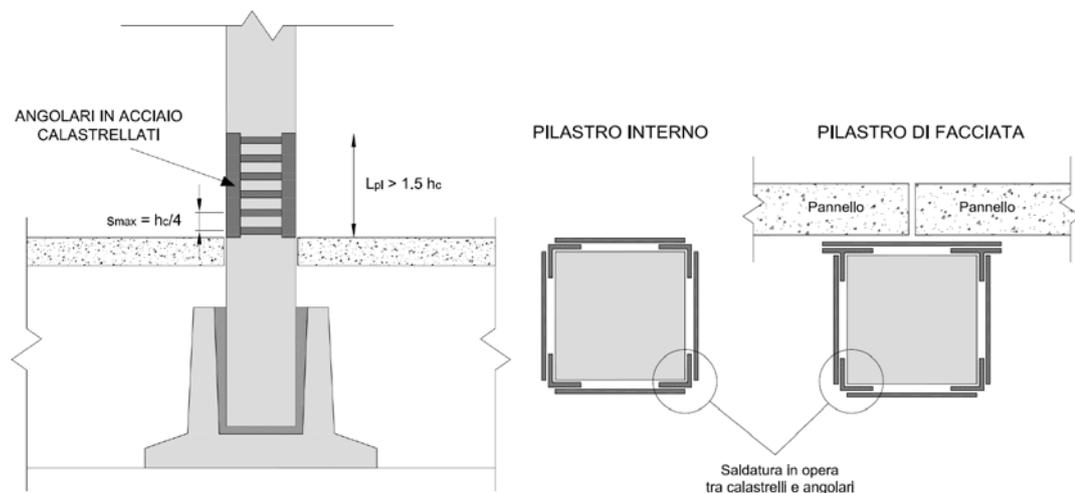


Figura 97 - Confinamento mediante angolari e calastrelli metallici

3.9 Interventi su scaffalature

Nel caso in cui non si abbia l'evidenza che il dimensionamento sia in accordo alle vigenti leggi dello stato e tenendo conto della zonizzazione sismica, sussiste una situazione di potenziale pericolo, che nel tempo deve essere totalmente rimosso. A tal fine, per quanto riguarda le azioni da intraprendere non si fa distinzione tra **SDI** e **SA**, in quanto entrambe le tipologie di scaffalature sono strategiche: le prime perché di fatto potrebbero creare danni alle persone, le seconde perché porterebbero a danni economici rilevanti.

Nel medio periodo dovrebbero essere verificate le portate di tutte le scaffalature; le portate dovrebbero essere ridefinite tenendo conto del grado di sismicità locale e questa verifica deve essere

estesa alle fondazioni ovvero ad altri componenti strutturali ai quali sono vincolati (ad esempio le pareti di un capannone in C.A. a cui è appoggiata una scaffalatura **SDI**).

I riferimenti normativi da considerare per le verifiche strutturali delle scaffalature (comprendendo quindi anche le scalere) sono:

- *progettazione statica*: Eurocodice 3 e le UNI EN 15512 (normativa per la progettazione statica delle scaffalature) quando applicabili ed Eurocodici
- *progettazione sismica*: Norme Tecniche per le Costruzioni ed Eurocodici.

Nell'immediato periodo, in attesa della verifica/ridefinizione sismica delle portate è necessario ridurre immediatamente la portata al 60% di quella nominale (riduzione del 40%), dichiarata dai cartelli di portata, scaricando le zone/piani dell'impianto maggiormente distanti dai vincoli a terra.

Controlli

- Il fuori piombo di uno scaffale carico deve essere minore di 1/100 della sua altezza.
- Le unità di carico ruotate o traslate devono essere riposizionate.
- Gli scaffali devono essere attentamente ispezionati; i punti principali di ispezione sono mostrati schematicamente nella figura seguente. Nella tabella sono elencati i controlli da eseguire in corrispondenza dei punti in figura.

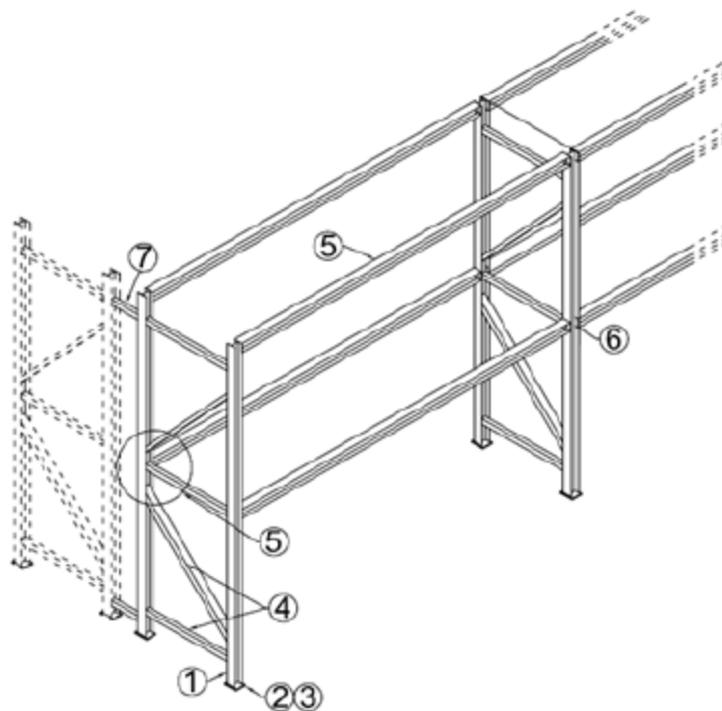


Figura 98 - Punti principali di ispezione in una scaffalatura

Punto	Elemento	Estensione del controllo (*)	Controllo
1	Montanti	100% del primo interpiano	I montanti devono essere privi di ammaccature gravi con profondità maggiore di circa 4 volte lo spessore del profilo, o ammaccature negli angoli. Il montante deve essere rettilineo, anche se inclinato; gli scostamenti dalla rettilinearità rispetto al proprio asse non devono essere superiori all'1% della lunghezza.
2	Piastra di base	100%	La piastra di base deve essere completamente a contatto con la pavimentazione, senza segni di cedimento delle saldature e dei collegamenti bullonati. La pavimentazione nell'intorno deve essere integra. Verificare il collegamento della piastra di base al montante Escludere l'assenza di cricche nelle saldature, cedimento dei bulloni o rifollamento dei fori Accertare l'assenza di: Torsione della piastra di base Flessione della piastra di base (per effetto leva)
3	Tasselli	100%	Accertare la presenza e l'integrità dei tasselli. I dadi devono essere serrati, così da evitare il sollevamento dei montanti. Il controllo del serraggio dei tasselli deve essere eseguito su base statistica. Si demanda al tecnico incaricato la decisione sulla numerosità del campione. Il valore di riferimento è il 30% del totale, da incrementare in caso di verifiche di serraggio non superate. Per ancoraggi meccanici che risultino non serrati, provare a serrare nuovamente; se non
4	Tralicciatura della spalla	50% (100% fino al 1° livello di carico)	Cricche nelle saldature tra diagonali e montanti, nelle spalle saldate Cedimento del bullone o rifollamento del profilo della diagonale o del montante. Instabilità delle diagonali. Gli elementi devono essere privi di ammaccature gravi con profondità maggiore di circa 4 volte lo spessore del profilo, o ammaccature negli angoli. Le diagonali devono essere rettilinee, con scostamento dalla rettilinearità non superiore L/120 rispetto al proprio asse. (**)
5	Travi	50% (100% del livello di carico superiore)	Devono essere prive di ammaccature sulla superficie superiore, prive di ammaccature significative con profondità maggiore di circa 5 mm sui fianchi o sulla parte inferiore, prive di ammaccature negli angoli, prive di torsioni residue. Ove realizzate con 2C accoppiati, i due profili devono apparire efficacemente collegati e incastrati tra loro. Le travi devono essere rettilinee nel piano orizzontale con scostamento inferiore a L/200 e, sotto carico, non presentare una
6	Connettori corrente-montante	50% (100% del livello di carico inferiore)	Devono apparire integri e senza evidenti piegature o distorsioni; le saldature devono essere integre e senza cricche, in particolare sugli spigoli superiori; i ganci del connettore e i loro alloggiamenti nei montanti devono essere integri e bisogna verificare che non vi siano in atto fenomeni di rifollamento, rottura per taglio e deformazioni tali da far perdere efficacia all'ancoraggio del gancio; le spine di sicurezza devono essere presenti ed efficaci
7	Distanziali tra le spalle	0.5	I distanziali tra le spalle devono essere integri, privi di ammaccature gravi con profondità maggiore di circa 4 volte lo spessore del profilo, ed efficacemente collegati alle spalle.
(*) Valori raccomandati			(**) L = lunghezza della membratura

Figura 99 - Controlli da eseguire sulla scaffalatura in corrispondenza dei punti in Figura 100

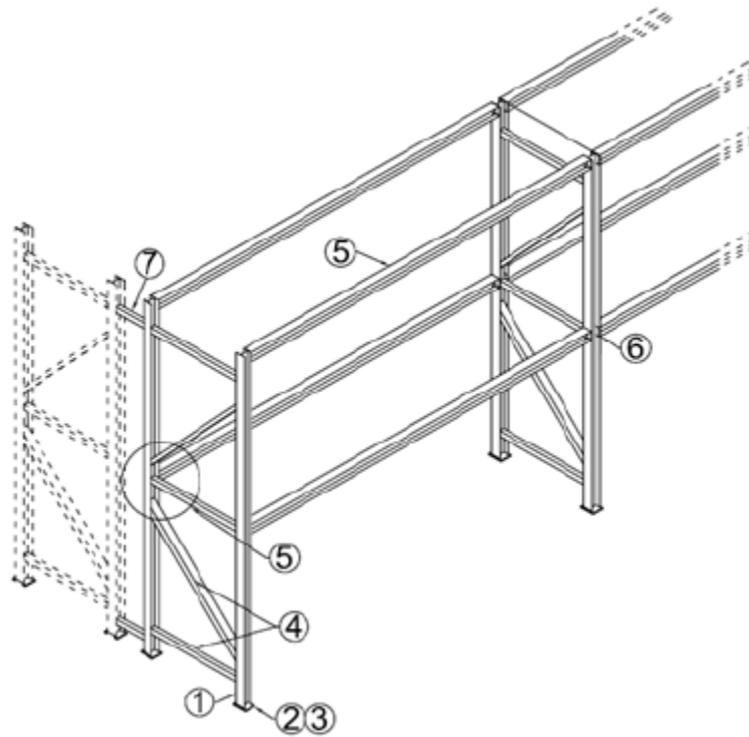


Figura 100 – Scaffalatura e punti in cui effettuare le verifiche

Le unità di carico presenti sulle porzioni degli scaffali che non superano i controlli precedentemente descritti, o che non rispondono alle prescrizioni generali, devono essere rimossi. Le restanti parti della scaffalatura possono rimanere in servizio, con le restrizioni all'utilizzo illustrate nel seguito. Ai soli fini del riutilizzo immediato delle scaffalature dopo un sisma, è necessario classificarle in base alla certificazione disponibile e alle tipologie costruttive, come segue:

Classe	Requisiti	Agibilità a seguito di esito POSITIVO dell'ispezione
1	Scaffali per i quali esiste adeguata certificazione sismica del produttore e la documentazione di calcolo	senza restrizioni
2	Scaffali per i quali non esiste certificazione sismica del produttore ma che presentano una concezione "antisismica" Tutti i seguenti criteri devono essere soddisfatti (Nota 2)	Utilizzo ristretto a 2/3 dei livelli di carico partendo dal basso (Nota 1)
	a) Presenza di robusti controventi longitudinali e orizzontali, efficacemente collegati alla scaffalatura.	
	b) In assenza di controventi longitudinali:	
	- i connettori corrente-montante devono avere un numero di ganci 5 o misto bullonato.	
	- Una trave porta pallet deve essere posizionata ad altezza non superiore a 40 cm dalla pavimentazione (corrente a terra).	
	c) Collegamenti della tralicciatura delle spalle:	
	- Collegamenti bullonati realizzati con bulloni di sezione M10 con 1 sezione di taglio, o M8 con 2 sezioni di taglio, per ciascun profilo della tralicciatura.	
	- Collegamenti saldati con almeno 2 cordoni di saldatura continui per ciascuna diagonale su tutta la profondità dei lati frontali del montante.	
	d) Schema della tracciatura della spalla a D o a X, non a Z	
	e) Piastre di base di spessore 5 mm.	
	f) Ancoraggi alla pavimentazione: almeno 2 tasselli M12 disposti simmetricamente al montante rispetto al piano della spalla.	
3	Scaffali che non ricadono in classe 1 e 2	Utilizzo ristretto a 1/2 dei livelli di carico partendo dal basso (Nota 1). Vedi tab. successiva.

Nota 1: arrotondato per difetto, escluso dal conteggio il livello a terra.

Nota 2: si fa notare che una certificazione sismica ufficiale rilasciata da un produttore qualificato può non basarsi sui seguenti requisiti, dato che è supportata da calcoli e sperimentazione.

Figura 101 - Classificazione per riutilizzo immediato delle scaffalature

Classe	Esito dell'ispezione	Azione correttiva
3	ESITO DEL CONTROLLO POSITIVO + verificati i requisiti c-d-e-f di classe 2	L'utilizzo può essere esteso a 2/3 dei livelli di carico partendo dal basso (nota 1) qualora: – venga installato il "corrente a terra", ove non vi siano limitazioni da parte dell'utilizzatore.
		– nella movimentazione delle merci, il corrente a terra deve sempre alloggiare almeno il 50% dei pallet previsti per la coppia di correnti (es. 1 pallet se campata da 2, 2 pallet se campata da 3 o 4 posti pallet)
3	ESITO DEL CONTROLLO POSITIVO + verificati i requisiti c-d-f di classe 2	L'utilizzo può essere esteso a 2/3 dei livelli di carico partendo dal basso (nota 1) qualora: – venga installato il "corrente a terra" (ove non vi siano limitazioni da parte dell'utilizzatore).
		– vengano efficacemente collegati in direzione trasversale tutte le sommità dei montanti, in corrispondenza di un nodo della tralicciatura, con elementi tesi-compressi aventi snellezza non inferiore a 200
		– nella movimentazione delle merci, il corrente a terra deve sempre alloggiare almeno il 50% dei pallet previsti per la coppia di correnti (es. 1 pallet se campata da 2, 2 pallet se campata da 3 o 4 posti pallet).

Figura 102 - Interventi migliorativi per Classe 3

Requisiti:

- Le scaffalature, tranne che nel caso dei “magazzini autoportanti” (in cui la scaffalatura è anche la struttura portante dell’edificio), devono essere obbligatoriamente scollegate dagli elementi portanti, a meno che non vi sia una idonea certificazione per il collegamento, che comprovi l'idoneità dell'edificio stesso ad assorbire le azioni trasmesse dallo scaffale.
- I collegamenti con gli impianti del magazzino (ad esempio tubazioni) devono essere di tipo flessibile e non costituire alcun tipo di vincolo o collegamento per nessuna parte della scaffalatura.

- Tutti i livelli di carico in uso devono essere dotati di traverse di supporto delle unità di carico, collegate ai correnti, o di altri dispositivi anticaduta.

3.10 Altre carenze prodotte dai danneggiamenti

Si evidenzia che è comunque necessario analizzare tutte le eventuali carenze che possano produrre danno alle persone, ai beni od alla struttura, come ad esempio quelle indotte da macchinari, carriponte o impianti. Per gli aspetti legati alla prevenzione incendi, si rimanda alle specifiche determinazioni emanate dagli organi competenti dei Vigili del Fuoco, sulla base delle condizioni di sicurezza che ne hanno consentito l'agibilità e delle effettive condizioni di danno conseguenti all'evento sismico.

4 Schede tecniche per il dimensionamento, la cantierizzazione e l'esecuzione degli interventi

Nel capitolo precedente sono stati elencati una serie di provvedimenti volti all'eliminazione temporanea dell'inagibilità degli edifici industriali. Tali interventi sono stati classificati per tipologia di carenza strutturale e per ognuno di essi sono stati evidenziati gli aspetti salienti in termini di caratteristiche generali dell'intervento.

In questo capitolo, ripercorrendo la stessa organizzazione del capitolo precedente, sono riportate le schede tecniche per la cantierizzazione e la messa in opera di tali interventi; in ogni scheda sono riportati i possibili interventi con le corrispondenti fasi realizzative ed immagini illustrative.

Le schede non hanno né carattere prescrittivo né esaustivo, ma intendono fornire degli spunti che dovranno essere di volta in volta adattati all'effettiva situazione riscontrata in sito.

Il progettista dell'intervento dovrà acquisire tutta la documentazione disponibile riguardante la struttura oggetto del rinforzo (elaborati progettuali e caratteristiche dei materiali), integrando se necessario con indagini in situ, sulle caratteristiche del calcestruzzo e sulla disposizione delle armature, in particolare nei pilastri e nelle zone oggetto di interventi di rafforzamento locale qualora quest'ultimo possa indurre sollecitazioni concentrate non previste nel progetto originario (ad esempio mensole di appoggio e estremità delle travi, qualora siano previsti nel progetto di rafforzamento elementi di collegamento, o analogamente le porzioni di estremità degli elementi di copertura).

Nella fase 1 di rapida messa in sicurezza, tali indagini potranno essere indirizzate ad acquisire direttamente le informazioni necessarie per la progettazione degli interventi d'urgenza, e non dovranno quindi necessariamente rispondere a quanto previsto dalle NTC2008 per le costruzioni esistenti.

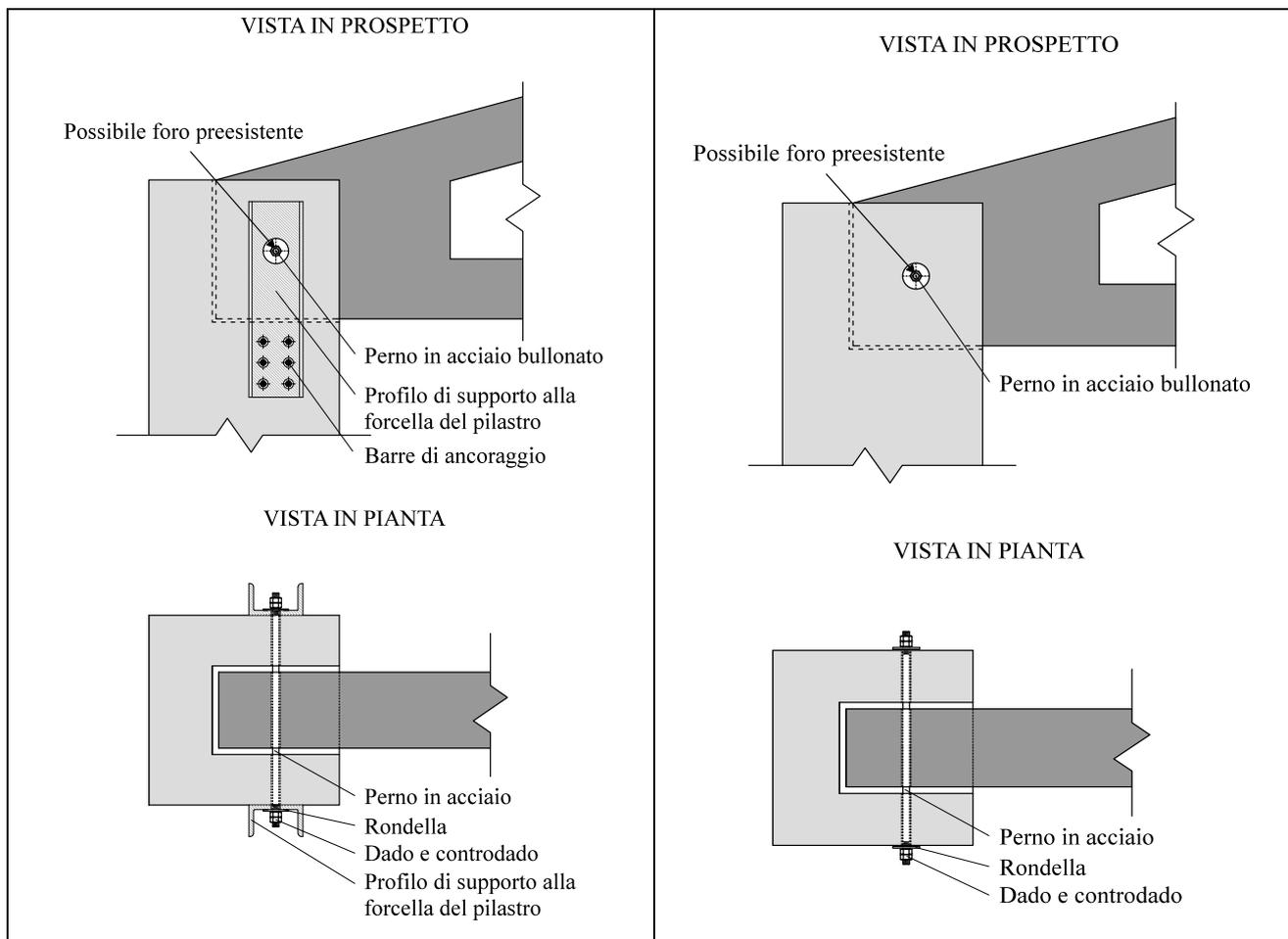
Il progetto dovrà prevedere anche la successione delle fasi esecutive degli interventi, rivolte ad assicurare nel più breve tempo possibile quel minimo livello di sicurezza necessario per consentire un più agevole e sicuro accesso nell'edificio ed in sua prossimità, necessari per eseguire successivamente il completamento di tutti gli interventi previsti. A tale scopo, potranno essere previsti interventi rapidi di messa in sicurezza del fabbricato, da eseguirsi possibilmente all'esterno dello stesso, che potranno essere rimossi quando non più necessari.

Nei casi più ricorrenti, dovranno essere eseguiti per primi gli interventi che portino al ripristino del collegamento delle travi ai pilastri, mentre potranno essere eseguiti in ultima istanza gli interventi al

piede dei pilastri, una volta che siano escluse carenze del sistema di fondazione oppure la rilevanza dei fenomeni di spostamento relativo al suolo tra le basi delle colonne.

4.1 Interventi volti ad evitare crisi per perdita di appoggio

N.ID. TP-1	COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE PERNO IN ACCIAIO
<p>Obiettivi</p> <ul style="list-style-type: none"> – Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro. – Mantenimento dello schema statico preesistente. <p>Casi di applicazione</p> <ul style="list-style-type: none"> – La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta. – Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto. <p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura. 2. Foratura della trave e del pilastro in corrispondenza dell'intersezione fra i due elementi. Nel caso sia già presente il foro prevederne un eventuale incremento di diametro. 3. Posizionamento di un profilo di supporto al perno agganciato al pilastro mediante barre di ancoraggio inghisate con resina. Tale operazione è necessaria soltanto nel caso in cui la sola forcina fosse danneggiata o non fosse sufficiente per le azioni di progetto. 4. Inserimento del perno di collegamento all'interno del foro e fissaggio mediante dado e controdado per consentire la libera rotazione degli elementi. 	



Vantaggi

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

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione ed adeguata la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura. Considerando poi la presenza di un secondo collegamento all'estremità opposta della trave, la forza di progetto f_i deve essere dimezzata.

$$f_i = \frac{1}{2} w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

N.ID. TP-2

**COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE PERNI E
PIASTRE IN ACCIAIO**

Obiettivi

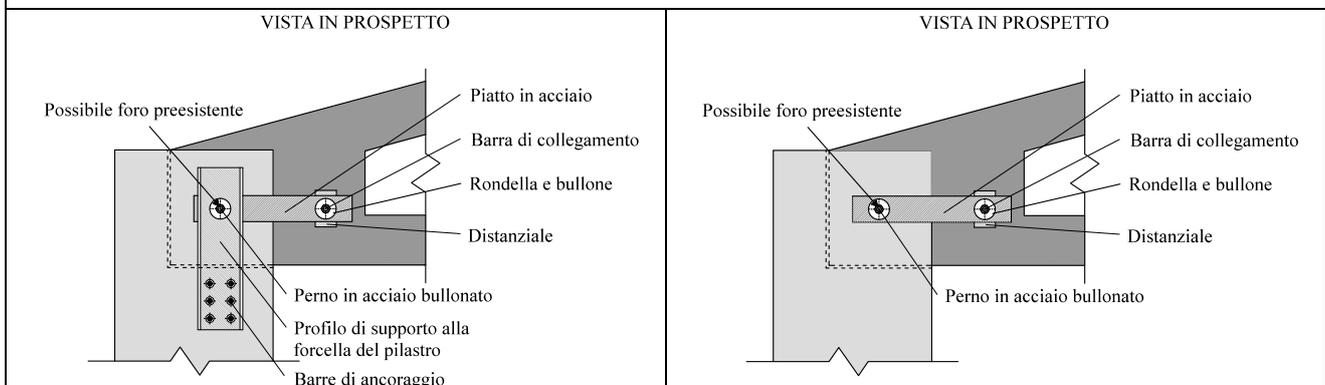
- Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

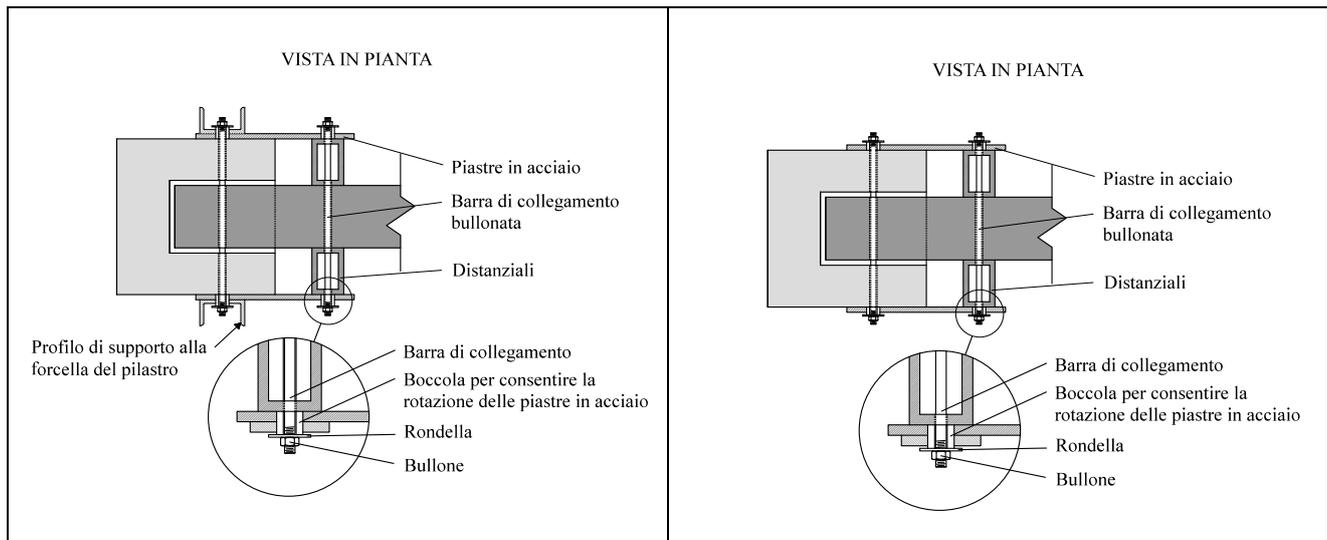
Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.
- La testa della trave risulta danneggiata e non consente la connessione nella zona di intersezione trave-pilastro.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura della trave e del pilastro in corrispondenza dell'intersezione fra i due elementi. Nel caso sia già presente il foro prevederne un eventuale incremento di diametro.
3. Foratura della trave in una zona sufficientemente resistente.
4. Posizionamento di un profilo di supporto al perno agganciato al pilastro mediante barre di ancoraggio inghisate con resina. Tale operazione è necessaria soltanto nel caso in cui la sola forcilla fosse ammalorata o non fosse sufficiente a portare i carichi.
5. Posizionamento di due distanziali in corrispondenza dei fori della trave per consentire il fissaggio del piatto in acciaio.
6. Inserimento dei perni di collegamento all'interno dei fori e fissaggio mediante bullonatura, previo inserimento di apposite boccole e rondelle per consentire la libera rotazione degli elementi.





Vantaggi

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

Svantaggi

- Deve essere valutata con attenzione la resistenza della forcella entro la quale è inserita la trave.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura. Considerando poi la presenza di un secondo collegamento all'estremità opposta della trave, la forza di progetto f_i deve essere dimezzata.

$$f_i = \frac{1}{2} w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

N.ID. TP-3

**COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO MEDIANTE
CAVETTI IN ACCIAIO**

Obiettivi

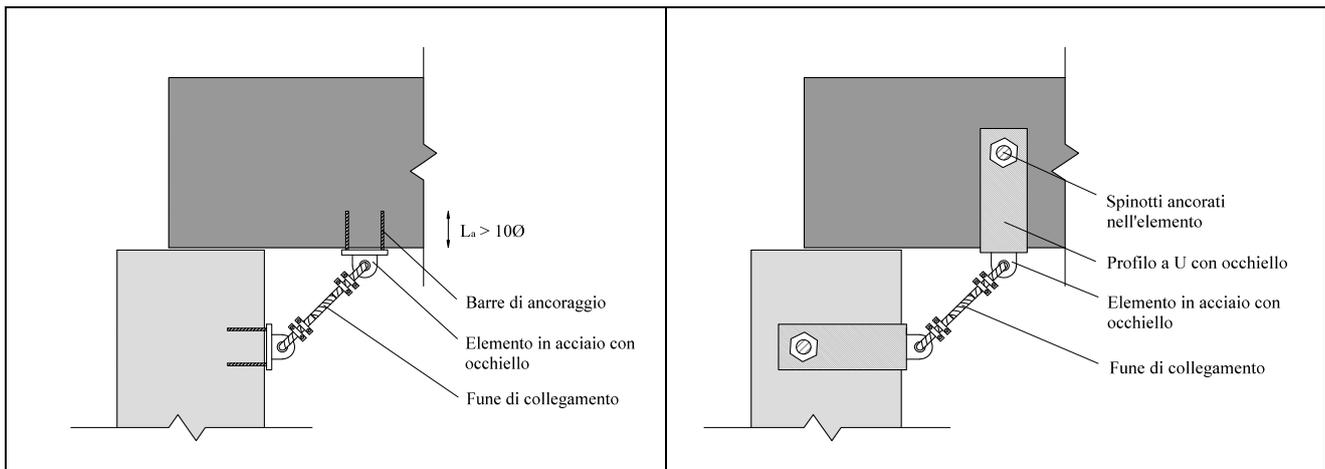
- Miglioramento del vincolo tra pilastro e trave, impedendo la caduta della trave dal pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura. Realizzazione di fori all'interno del pilastro e della trave per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. E' possibile ancorare gli elementi dotati di occhiello mediante barre di ancoraggio se le armature lo consentono, oppure tramite elementi in acciaio sagomati a U ancorati con spinotti all'altezza desiderata.
E' preferibile, ove possibile, l'utilizzo di elementi passanti o prevalentemente soggetti a taglio. Lato pilastro i fori devono essere mantenuti più in alto possibile, compatibilmente con lo spazio richiesto dal montaggio, per non introdurre un vincolo significativo alla rotazione tra trave e pilastro. Lato trave i fori devono essere realizzati a una distanza tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento e computandone una lunghezza tale da garantire la richiesta di spostamento del sisma di progetto.
2. Posizionamento degli elementi dotati di occhiello.
3. Inghisaggio delle barre di fissaggio mediante resina o inserimento degli spinotti.
4. Collegamento dei due occhielli mediante cavetto in acciaio.



Vantaggi

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

Svantaggi

- I cavetti di acciaio rappresentano un vincolo unilatero, per cui la forza dovuta all'intera massa della trave viene applicata alternativamente solo ad uno o all'altro pilastro sovrasollecitando, rispetto ad una condizione a vincoli bilateri, i pilastri.
- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Bassa efficacia nel contenimento degli spostamenti trasversali della trave.
- Necessità di combinazione con interventi mirati al contrasto delle rotazioni torsionali della trave.
- La sollecitazione nei cavetti di acciaio può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa totale pari al 2% della sua lunghezza. La deformazione della fune deve essere in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta della trave dal pilastro.

Dimensionare gli elementi dotati di occhiello utilizzando un coefficiente di sovraresistenza γ_{rd} pari a 1.25.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre secondo quanto indicato dalla scheda tecnica del produttore di resina.

N.ID. TP-4

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

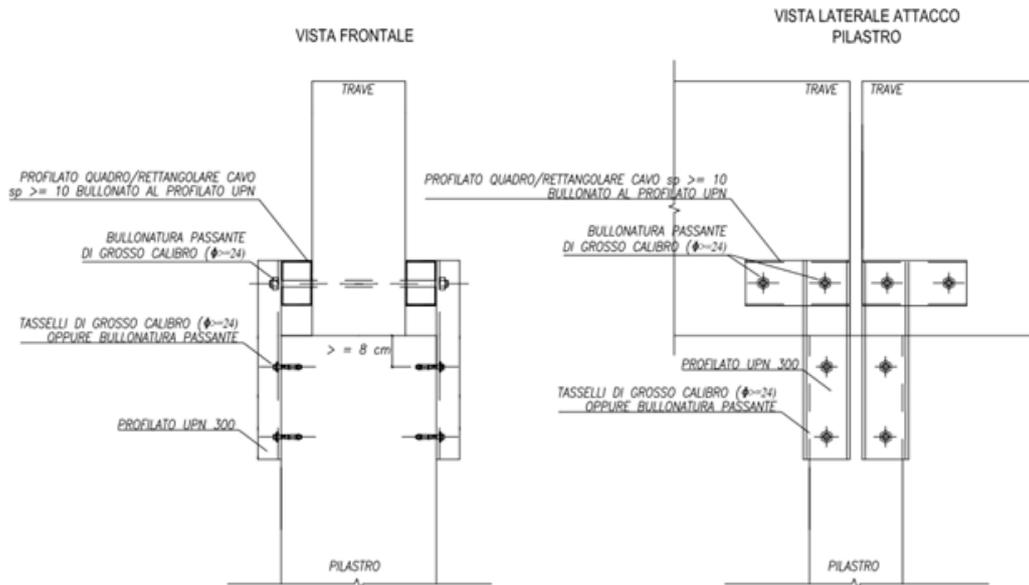
1. Posizionamento dei profili UPN sul pilastro, per migliorare l'adattabilità si consiglia di realizzare nei profili UPN fori con asole orizzontali.
2. Foratura della testata della trave con fori passanti diametro minimo 26 mm in corrispondenza dei fori sulle mensole costituite da profili scatolari da fissare ai profili UPN.
3. Inserimento delle barre passanti all'interno della trave (con eventuale inserimento di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
4. Fissaggio dei profili UPN con tasselli di grosso diametro o barre passanti e inserimento dei profili scatolari con opportuni adattamenti per regolarne lo spessore così da coprire lo spazio tra i profili e la trave.
5. Serraggio delle barre filettate.

Note

L'intervento può essere abbinato al rinforzo a taglio della sommità del pilastro (vedi 1a2) eseguendolo successivamente a questo spessorando i calastrelli del rinforzo a taglio in corrispondenza dei profili UPN fissati con i tasselli e prevedendo questi ultimi in modo tale da non trovare l'interferenza dei calastrelli per il foro dei tasselli.

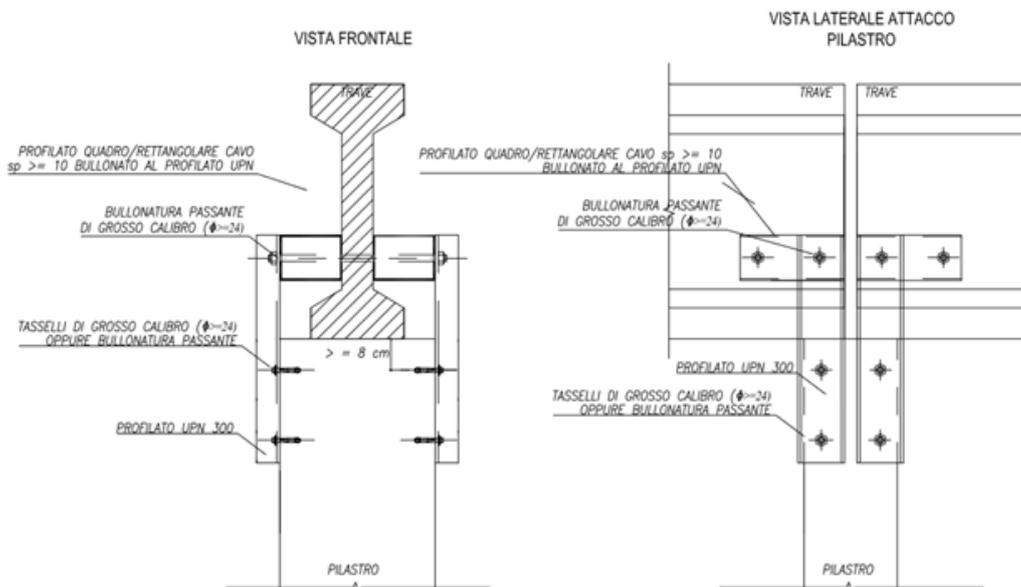
Connessioni Trave-Pilastro 1

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Connessioni Trave-Pilastro 1bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La connessione contrasta anche il fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro. Eventuali asolature verticali sui profili UPN evitano l'insorgere di coazioni in presenza di rotazioni alle estremità, seppure consentendo parzialmente moti di rocking.
- L'assenza di giochi nella direzione orizzontale consente di evitare fenomeni di martellamento delle testate.

Svantaggi

- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.

Dimensionamento

N.ID. TP-5

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

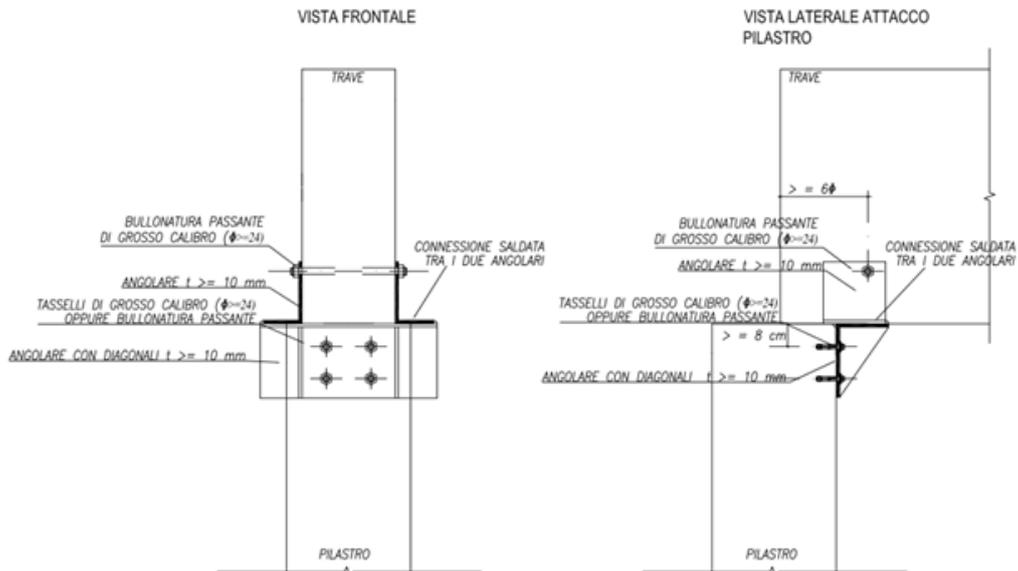
1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento delle squadrette di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio con tasselli dell'angolare metallico alla sommità del pilastro mantenendo una distanza minima di 8 cm dal lembo superiore.
4. Solidarizzazione tra gli angolari da eseguirsi per mezzo di saldatura alla base delle squadrette fissate sulla trave con esecuzione di un minimo di due cordoni d'angolo per ogni squadretta.

Note

Nel caso di trave con rastremazione della sezione di anima eseguire l'adattamento degli spessori come previsto nelle schede TP-4.

Connessioni Trave-Pilastro 2

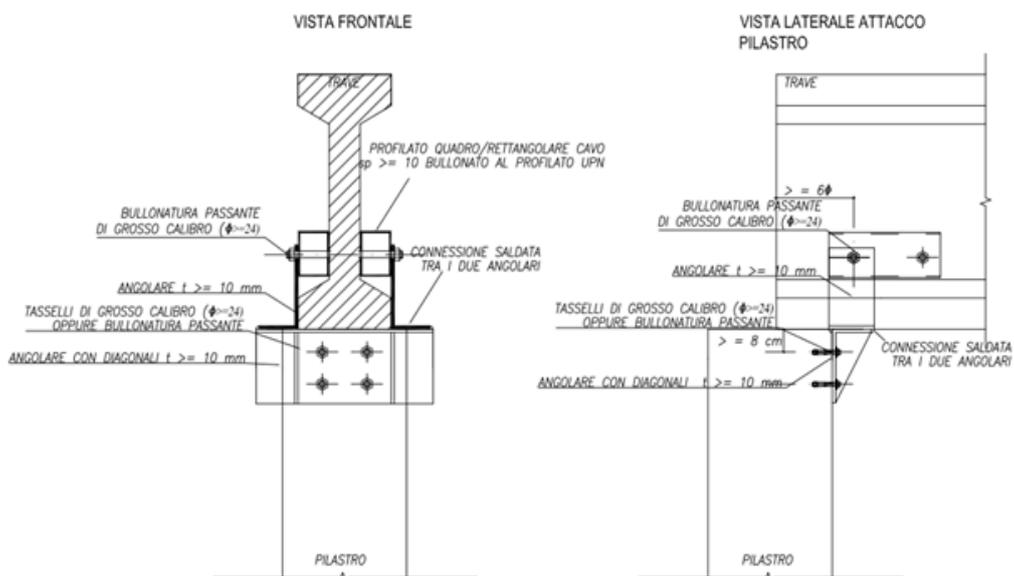
le misure sono indicative e da definire caso per caso



In alternativa all'uso di fori calibrati è possibile utilizzare fori asolati con piastrine e contro-piastrina zigrinate

Connessioni Trave-Pilastro 2bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



In alternativa all'uso di fori calibrati è possibile utilizzare fori asolati con piastrine e contro-piastrina zigrinate

Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- Aumenta la dimensione dell'appoggio.
- Evita moti di rocking della trave.

Svantaggi

- In presenza di rotazioni significative l'angolare metallico rischia di doversi caricare anche dell'intero peso della trave forzando il punto di rotazione della trave in corrispondenza dell'estremità dell'angolare
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante all'interno dell'anima della trave
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.
- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.

Dimensionamento

N.ID. TP-6

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali.

Casi di applicazione

- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

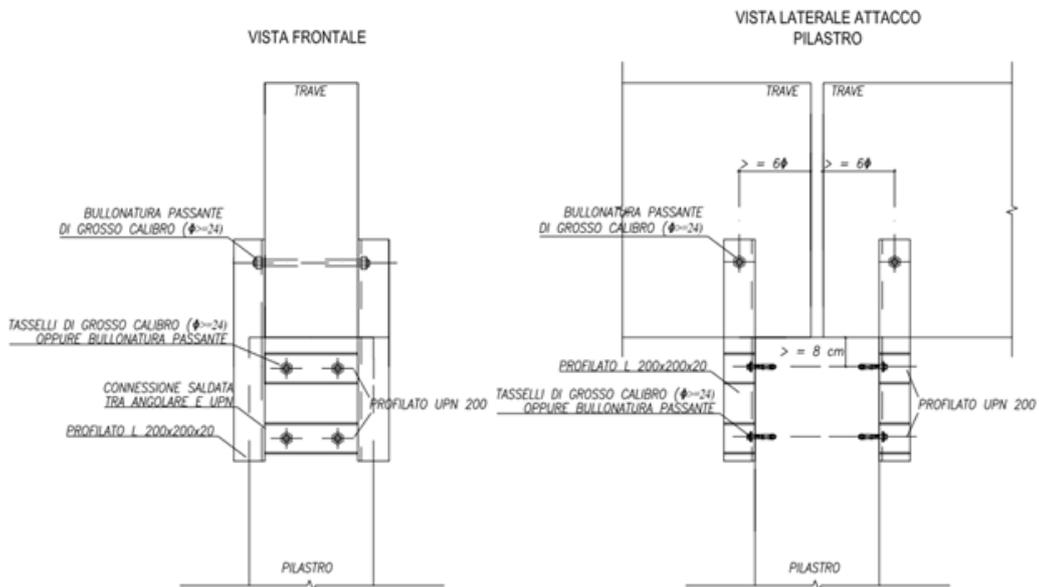
1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento degli angolari di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio con tasselli del profilo UPN precedentemente tagliato a misura alla sommità del pilastro mantenendo una distanza minima di 8 cm dal lembo superiore.
Solidarizzazione tra gli angolari da eseguirsi per mezzo di saldatura alla base dei profili UPN lungo l'intero perimetro.

Note

Nel caso di trave con rastremazione della sezione di anima eseguire l'adattamento degli spessori come previsto nelle schede TP-4.

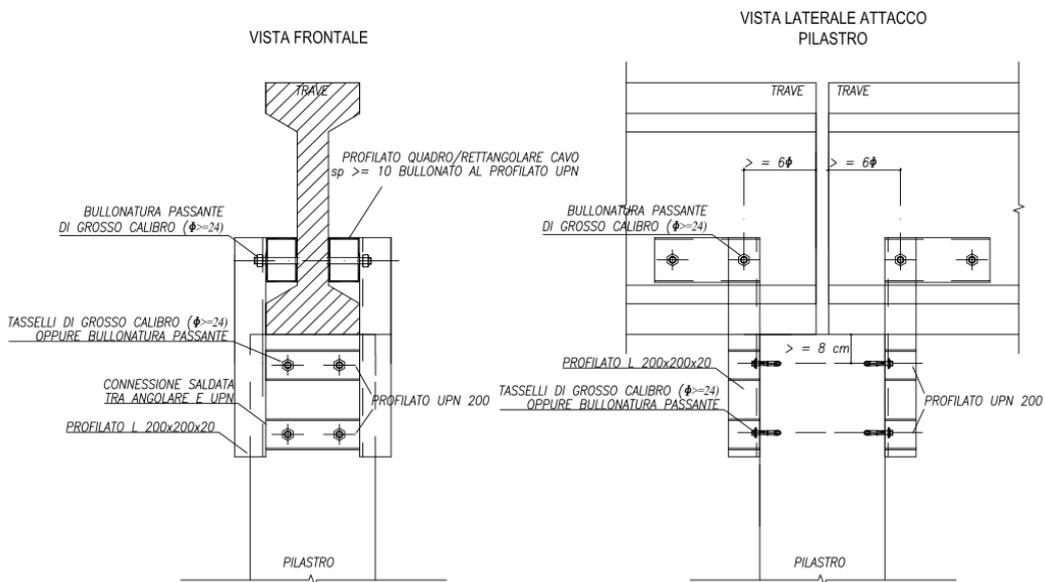
Connessioni Trave-Pilastro 3

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Connessioni Trave-Pilastro 3bis

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro.
- L'assenza di giochi nella direzione orizzontale consente di evitare fenomeni di martellamento delle testate.

Svantaggi

- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante.
- Le estremità delle travi presenteranno inevitabilmente un piccolo momento il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante delle barre soggette in uno schema di doppio incastro a flessione e taglio all'interno degli scatolari o dalla capacità portante degli UPN a flessione e taglio.

Dimensionamento

N.ID. TP-7

**INSERIMENTO DI CONNETTORI DI ACCIAIO BULLONATI
A TRAVE E PILASTRO CON EVENTUALE
CONFINAMENTO**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro travi e pilastri evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio delle strutture orizzontali. Il vincolo fornito è prevalentemente monolatero e deve essere realizzato ad entrambi gli estremi della trave, pena la sua totale inefficacia.

Casi di applicazione

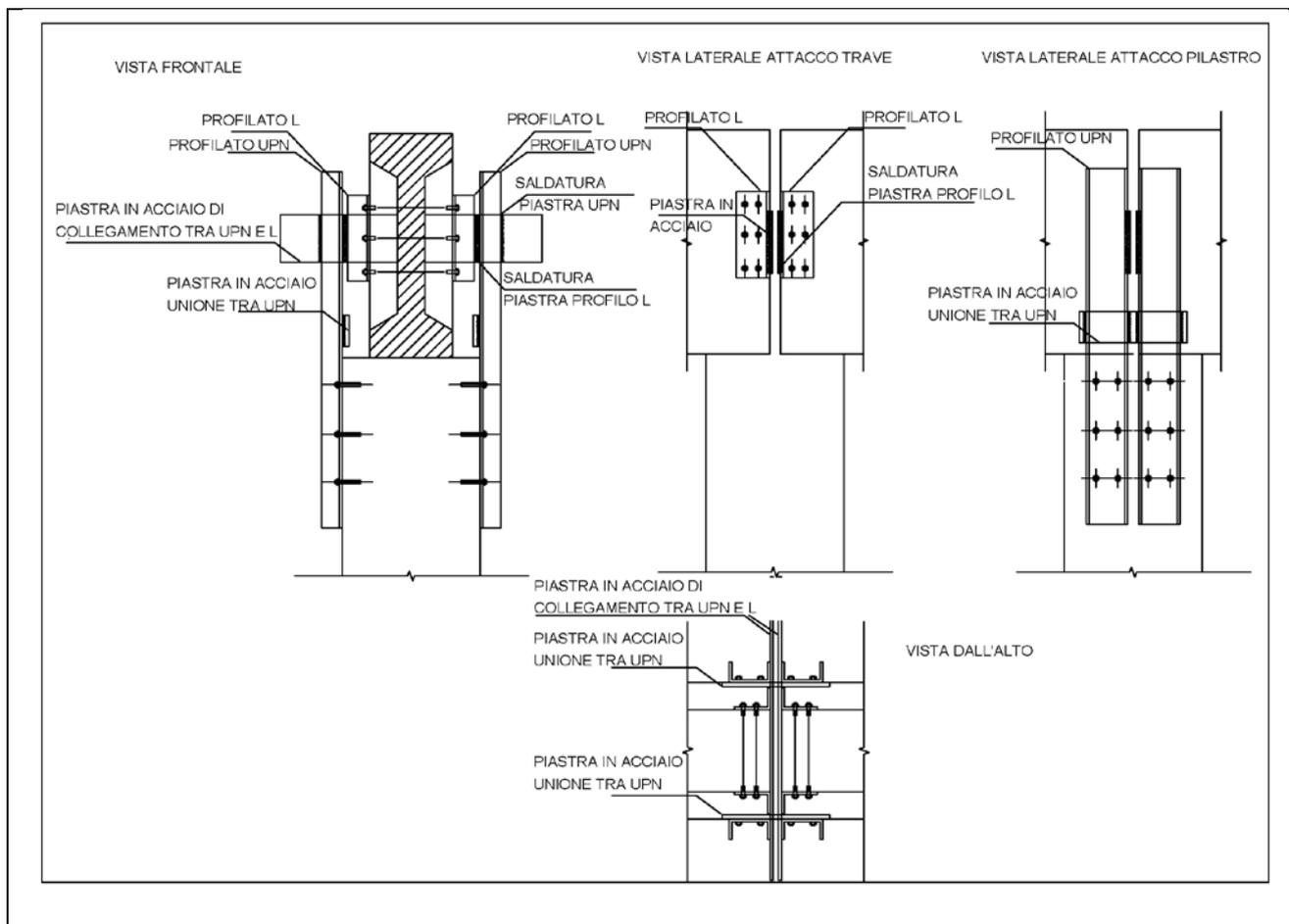
- La trave è semplicemente appoggiata alla testa del pilastro, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente un perno, esso non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

1. Fissaggio delle squadrette angolari alle travi con tasselli, allo scopo di posizionare le piastre durante il montaggio.
2. Saldatura delle piastre orizzontali in acciaio di collegamento tra i profili L e UPN lasciandole sporgere ai lati della trave per una lunghezza superiore al filo esterno del profilo UPN da montare sul pilastro. Verificare che la piastra aderisca bene alla faccia interna della trave.
3. Fissaggio dei profili UPN al pilastro facendo coincidere il lato interno alla piastra sporgente (vedi punto precedente) per migliorare l'adattabilità si consiglia di realizzare nel profilo UPN fori con asole orizzontali.
4. Solidarizzazione della piastra orizzontale ai profili UPN con cordoni d'angolo, se la distanza dei profilo lo consente, saldare anche gli spigoli orizzontali della piastra ai lati corti delle UPN.
5. Unione tra i profili UPN adiacenti con piastra metallica saldata allo scopo di far collaborare tra loro i profili. Come al punto precedente, se la distanza dei profilo lo consente, saldare anche gli spigoli orizzontali della piastra ai lati corti delle UPN.

Note

L'intervento può essere abbinato al rinforzo a taglio della sommità del pilastro (vedi RP-6) eseguendolo successivamente a questo inserendo degli spessori dietro i calastrelli del rinforzo a taglio in corrispondenza dei profili UPN fissati dai tasselli e prevedendo questi ultimi in modo tale da non trovare l'interferenza dei calastrelli per il foro dei tasselli.



Vantaggi

- La connessione proposta mira a garantire un appoggio bilatero tra le estremità delle travi e la sommità dei pilastri.
- La saldatura dei piatti consente una resistenza accoppiata dei profili UPN.
- La connessione evita anche ogni fenomeno di rocking della trave rispetto alla superficie superiore del pilastro. Eventuali asolature verticali sui profili angolari evitano l'insorgere di coazioni in presenza di rotazioni alle estremità, seppure consentendo parzialmente moti di rocking.
- Non richiede spessoramenti particolari e permette ottime tolleranze costruttive di montaggio: può essere facilmente standardizzabile.

Svantaggi

- L'introduzione delle piastre limita ulteriormente lo spazio libero tra le estremità delle travi e aumenta pertanto il rischio di martellamento tra i piatti metallici disposti ortogonalmente all'asse delle travi
- La dilatazione termica assiale per travi di lunghezza rilevante può comportare variazioni lungo l'asse di oltre 10 mm e pertanto ci si attende uno schiacciamento localizzato in corrispondenza della barra passante
- La connessione impone una significativa torsione nel piatto ortogonale all'asse della trave.
- Le estremità delle travi presenteranno un momento non trascurabile il cui valore massimo sarà fissato dalla capacità portante a flessione e taglio dei profili angolari.
- Risultano necessari un numero elevato di fori nella trave
- Connessione costosa

Dimensionamento

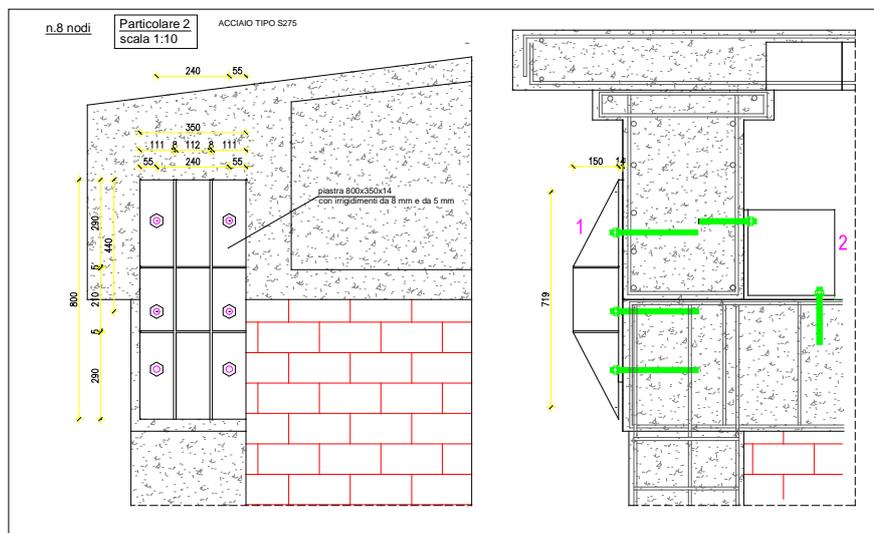
N. ID. TP-8

**SISTEMA ANTIRIBALTAMENTO DELLA TRAVE
PREFABBRICATA**

Fasi realizzative

- 1 Realizzazione degli ancoraggi alla testa pilastro e alla trave.
- 2 Montaggio degli elementi in carpenteria.

Note



Vantaggi

- La trave è mantenuta in posizione sia per quanto riguarda le verifiche al ribaltamento, che di scorrimento dall'appoggio.

Svantaggi

- Le sollecitazioni nella testa del pilastro che potessero nascere dalle rotazioni della testa della trave devono essere limitate (nel caso di figura la trave è appoggiata su un paramento murario). Se le rotazioni della testa della trave possono essere significative (come nel caso di travi di grande luce) si deve sostituire gli ancoraggi alla trave con un unico perno passante, in asse trave.

Dimensionamento

Nelle verifiche a ribaltamento si deve calcolare il momento instabilizzante dovuto all'azione sismica e i contributi stabilizzanti, ove questi ultimi devono essere superiori ai primi. In particolare, con riferimento alla verifica rispetto al vertice di destra (risp. sinistra) della sezione di appoggio della trave sul pilastro, si considerano:

Contributi instabilizzanti:

Momento conseguente all'azione sismica sulla massa del solaio, per l'eccentricità di quest'ultimo rispetto alla sezione di verifica;

Momento conseguente all'azione sismica sulla massa della trave, per l'eccentricità di quest'ultimo rispetto alla sezione di verifica;

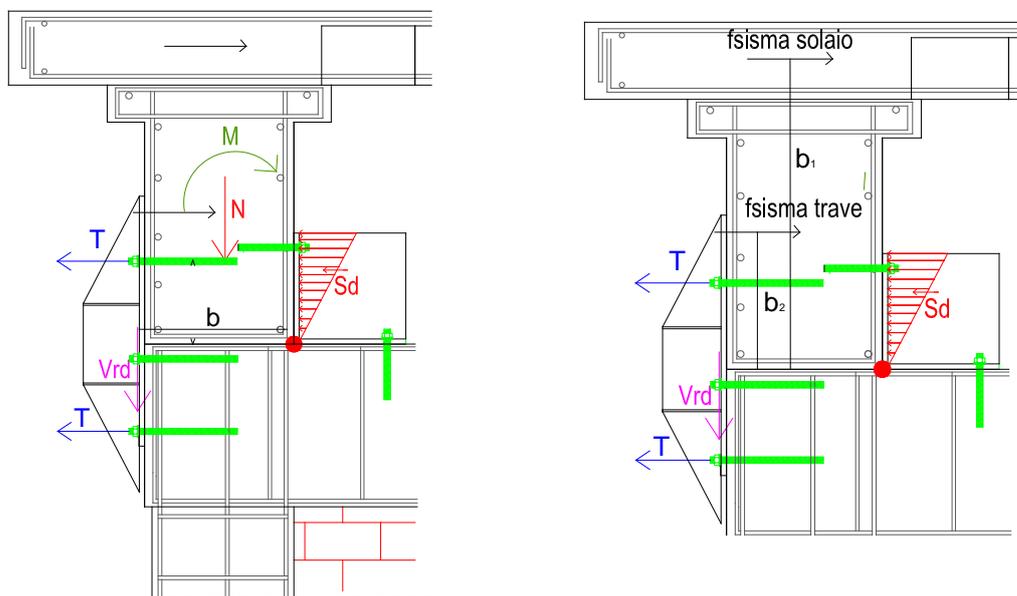
Contributi stabilizzanti:

Momento conseguente al peso di solaio e trave moltiplicato per metà della larghezza della trave;

Due momenti conseguenti alla resistenza degli ancoraggi dell'elemento di sinistra (risp. destra), a trazione e a taglio, per i rispettivi bracci rispetto al vertice considerato;

Momento conseguente alla risultante delle compressioni tra trave e elemento di carpenteria di destra (risp. sinistra).

Le due verifiche sono schematicamente riportate nella figura sotto.



N.ID. PP-1

**COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PILASTRO TRAMITE
PROFILI METALLICI IN ASSE AL PILASTRO**

Obiettivi

- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le teste del pilastro (a trazione).
- Impedimento di spostamenti in controfase fra i pilastri, che potrebbero comportare la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente.

Casi di applicazione

- Perpendicolarmente all'orditura delle travi non è presente un collegamento efficace fra i pilastri.

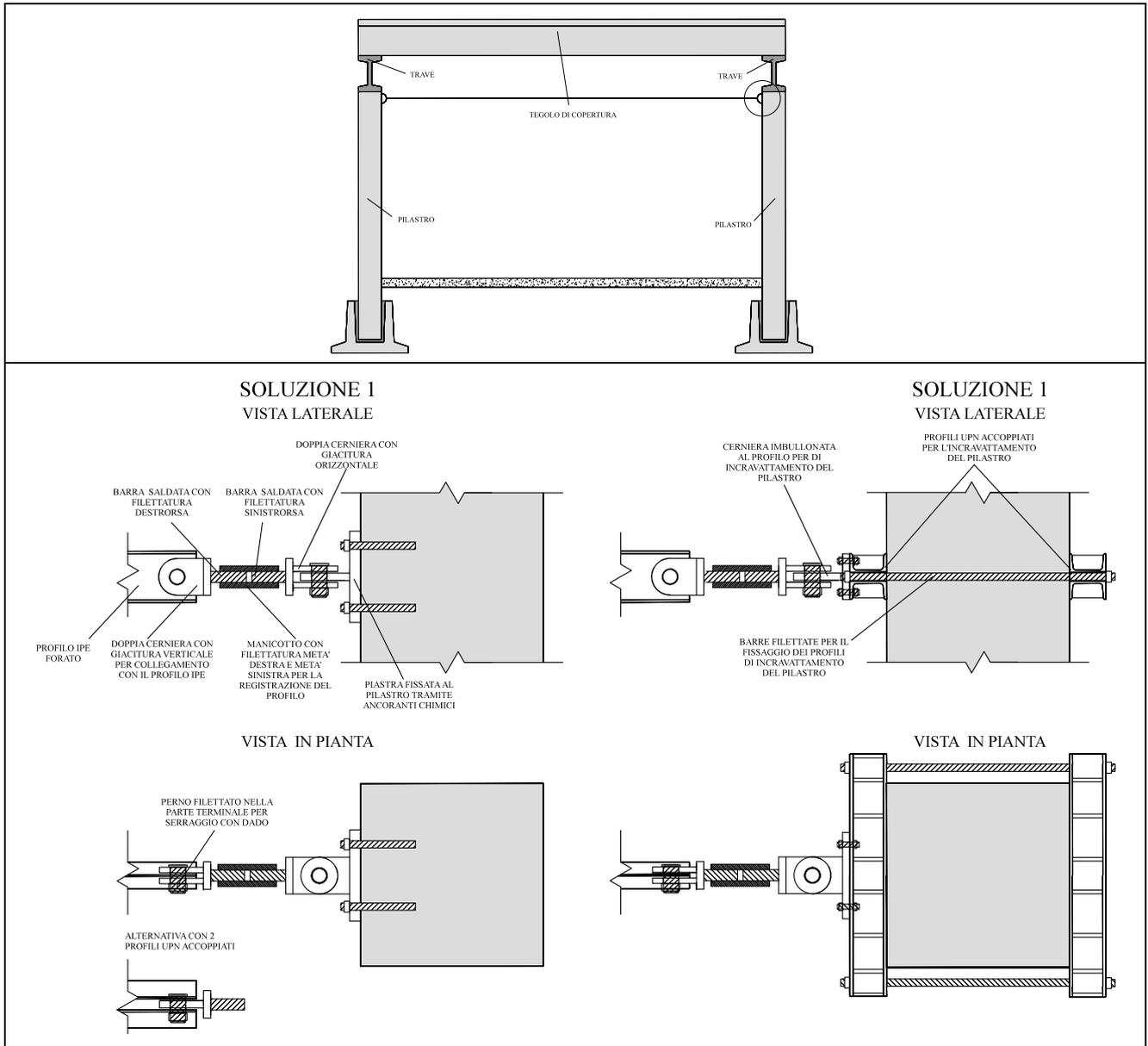
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura alle estremità del profilo. Il profilo per il collegamento tra pilastro e pilastro può essere un profilo IPE o due profili UPN accoppiati centrali.
3. Realizzazione di un sistema di snodi che prevede:
 - Due cerniere con giacitura verticale fissate tramite perno all'anima del profilo nel caso di utilizzo di un unico profilo IPE
 - Una cerniera con giacitura verticale centrale fissata alle anime dei due profili UPN nel caso di profili accoppiati.

Le cerniere (profilo IPE) o la cerniera (UPN accoppiate) vengono saldate a una piastra a cui è saldata dal lato opposto una barra con filettatura destrorsa. Analogamente una barra con filettatura sinistrorsa viene saldata ad una piastra a cui è saldata sul lato opposto una doppia cerniera con giacitura orizzontale. Il collegamento tra le due barre filettate viene effettuato tramite manicotto con filettatura destra e sinistra allo scopo di consentire la registrazione e la tesatura del profilo, compatibilmente con le tolleranze di montaggio.

4. La doppia cerniera è collegata tramite perno a una cerniera centrale, anch'essa con giacitura orizzontale, saldata a una piastra che può essere collegata al pilastro utilizzando due sistemi:
 - Soluzione 1: la piastra è direttamente imbullonata al pilastro tramite barre filettate inserite all'interno di fori realizzati nel pilastro, utilizzando ancoranti chimici.
 - Soluzione 2: la piastra è imbullonata alle ali di due profili UPN accoppiati utilizzati incravattare il pilastro.

Per il collegamento tra le cerniere si consiglia di filettare i perni nella parte terminale al fine di realizzare la chiusura tramite dado.



Vantaggi

- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa né il suo ribaltamento. Per questo motivo è opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.
- L'intervento prevede l'utilizzo di profili in acciaio per coprire luci importanti (tipiche delle strutture prefabbricate) e, quindi, si prospetta come un intervento costoso.
-
- L'intervento prevede l'utilizzo di vincoli monolateri, è quindi da limitare solo ed esclusivamente ai casi in cui l'avvicinamento tra i due elementi strutturali è già inibito da altri dispositivi o dalla geometria stessa degli elementi strutturali.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire almeno il trasferimento di una forza orizzontale di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g del pilastro, moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate maggiore a 10ϕ .

N.ID. PP-2

**COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PILASTRO TRAMITE
PIATTI METALLICI ALLE ESTREMITA' DEL PILASTRO**

Obiettivi

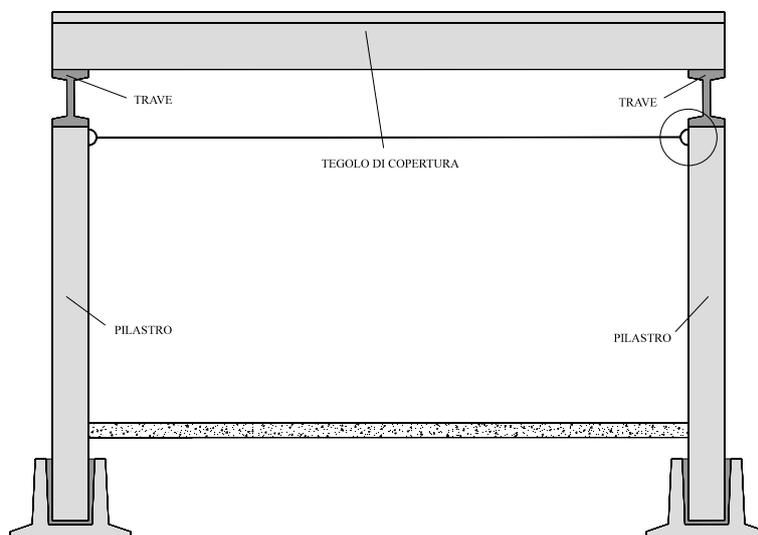
- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le teste del pilastro (a trazione).
- Impedimento di spostamenti in controfase fra i pilastri, che potrebbero comportare la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente.

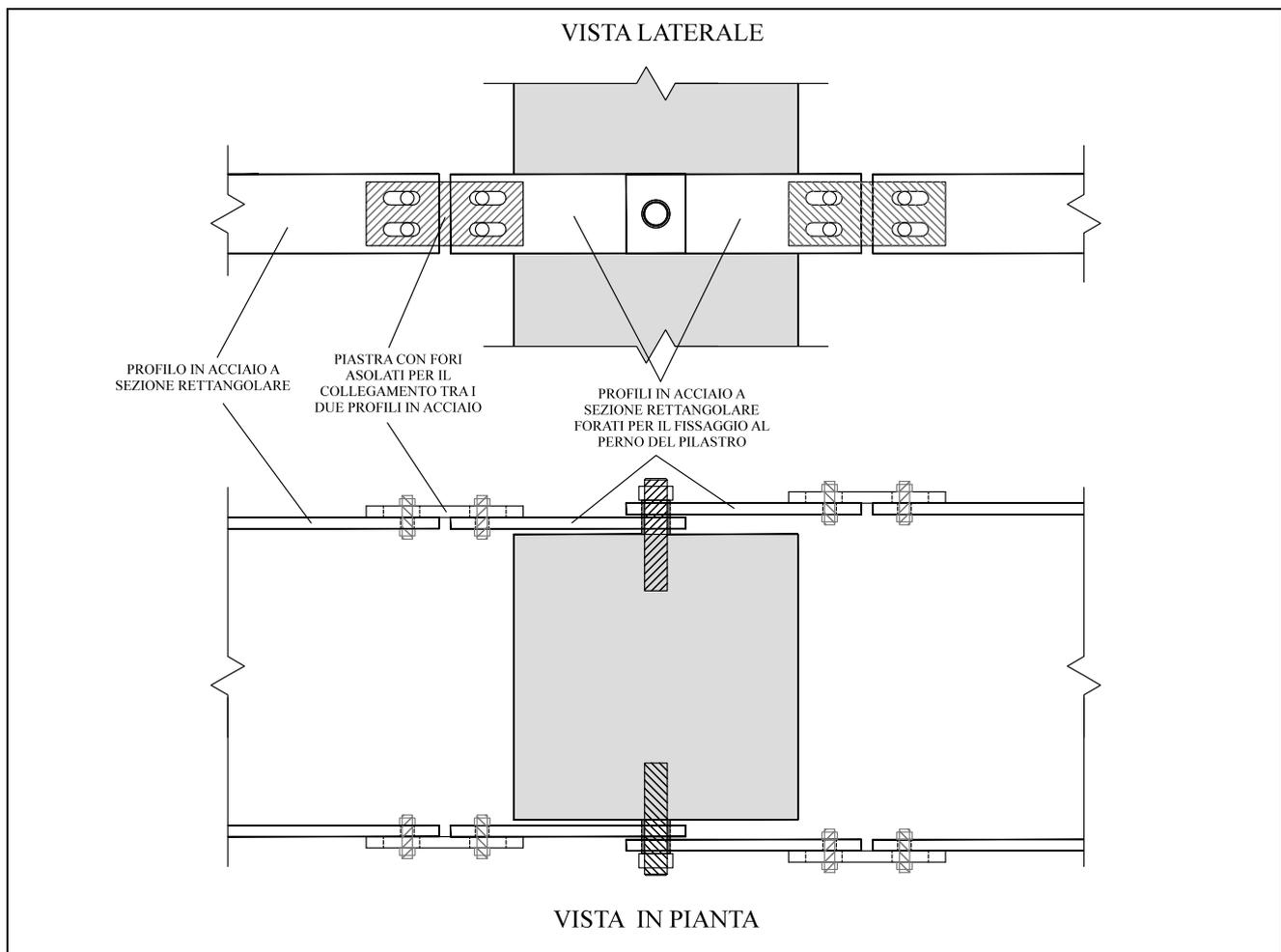
Casi di applicazione

- Perpendicolarmente all'orditura delle travi non è presente un collegamento efficace fra i pilastri.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Ogni coppia di piatti è costituita da uno spezzone più lungo che si sviluppa all'interno della campata e due spezzoni più corti per il fissaggio ai pilastri. In ogni spezzone sono realizzati due fori per il collegamento.
3. Il collegamento tra spezzone lungo e spezzoni corti viene realizzato tramite una piastra con fori asolati che consente la registrazione delle lunghezze compatibilmente con le tolleranze di montaggio.
4. All'estremità opposta gli spezzoni corti sono dotati di un foro per il fissaggio al perno inserito all'interno del pilastro tramite ancoraggio chimico. Tale foro dovrà essere maggiorato al fine di consentire l'alloggiamento di una boccola all'interno della quale inserire il perno uscente dal pilastro, con lo scopo di mantenere costanti le distanze nel piano orizzontale tra profilo e pilastro ed eventualmente tra profili nel caso di pilastro centrale.
Si suggerisce di filettare il perno nella parte terminale al fine di consentire la chiusura tramite dado. Assicurare la libera rotazione dei piatti attorno al perno inghisato nel pilastro.





Vantaggi

- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.

Svantaggi

- Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa né il suo ribaltamento. Per questo motivo è opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.
- L'intervento prevede l'utilizzo di profili metallici per coprire luci importanti (tipiche delle strutture prefabbricate) e, quindi, si prospetta come un intervento costoso.
-
- L'intervento prevede l'utilizzo di vincoli monolateri, è quindi da limitare solo ed esclusivamente ai casi in cui l'avvicinamento tra i due elementi strutturali è già inibito da altri dispositivi o dalla geometria stessa degli elementi strutturali.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire almeno il trasferimento di una forza orizzontale di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g del pilastro, moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate maggiore a 10ϕ .

N.ID. PP-3

**COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PILASTRO TRAMITE
TREFOLI IN ACCIAIO**

Obiettivi

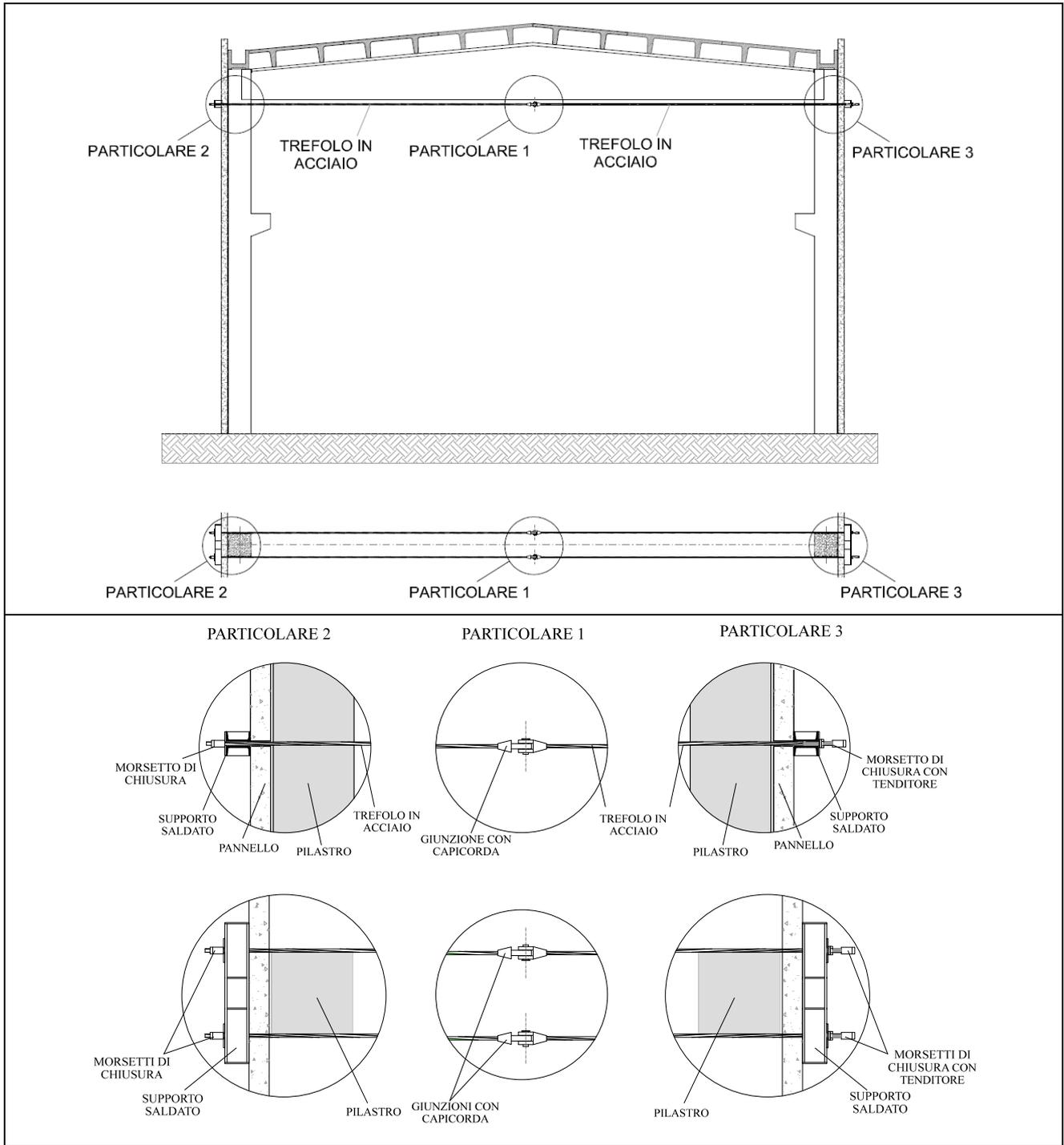
- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le teste del pilastro (a trazione).
- Impedimento di spostamenti in controfase fra i pilastri, che potrebbero comportare la perdita di appoggio degli elementi posti superiormente.
- Riallineamento dei pilastri.
- Ritenzione del pannello in adiacenza al pilastro.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Fuori piombo preesistente dei pilastri collegati.
- Principio di distacco di alcuni pannelli di tamponamento adiacenti ai pilastri.
- In direzione perpendicolare all'orditura delle travi non è presente un collegamento efficace fra le teste dei pilastri.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Esecuzione di foro passante nel pannello o nella parete di facciata.
3. Posizionamento di un traverso in acciaio con la funzione di ripartitore dei carichi.
4. Posizionamento di trefoli passanti e collegamento dei pilastri.
5. Tesatura dei trefoli.



Vantaggi

- Con questo intervento è impedita la perdita di appoggio della trave causata da eventuali spostamenti relativi dei due pilastri collegati dalla trave stessa.

Svantaggi

- Tale intervento non elimina la perdita di appoggio dovuta allo scorrimento della trave rispetto al pilastro quando soggetta alla forza di inerzia legata alla sua massa né il suo ribaltamento. Per questo motivo è opportuno accompagnare questo intervento ad un collegamento meccanico tra elementi verticali e orizzontali.
- Tale sistema può rendere ancora maggiore la collaborazione dei pannelli alla struttura, riducendone il periodo e, quindi, aumentando le sollecitazioni sulla stessa.
- Il sistema non appare efficace nel caso di strutture con più di una campata nella direzione di sviluppo della catena (non si eviterebbe la perdita di appoggio delle travi dai pilastri interni).
- Nel caso di collegamento tra due pannelli esterni tramite catena, il pannello, generalmente alleggerito potrebbe subire delle azioni di punzonamento che potrebbero mandarlo in crisi in corrispondenza del contrasto.
- Questo sistema non assicurerebbe contro il ribaltamento di tutti i pannelli, ma solo di quelli prossimi ai pilastri, nel caso di pannelli verticali, di quelli alla quota del tirante, nel caso di pannelli orizzontali.
- L'intervento induce un'azione orizzontale aggiuntiva al pilastro.
- Tale intervento si prefigura come un intervento temporaneo.
- L'impiego di cavi e/o trefoli metallici determina l'interazione tra la tensione di tesatura e la rigidità estensionale del componente. Il livello tensionale, peraltro, deve essere valutato in modo da garantire anche in presenza di variazioni termiche prestazioni adeguate.
- L'intervento prevede l'utilizzo di vincoli monolateri, è quindi da limitare solo ed esclusivamente ai casi in cui l'avvicinamento tra i due elementi strutturali è già inibito da altri dispositivi o dalla geometria stessa degli elementi strutturali.

Dimensionamento

Dimensionare il trefolo per garantire il trasferimento di una forza orizzontale di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g del pilastro (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

La tesatura dei trefoli va effettuata soltanto per il recupero dei fuori piombo dei pilastri e per rendere il sistema attivo fin da subito. L'applicazione di un carico troppo elevato può avere effetti negativi sulla struttura.

È necessario calcolare la rigidità estensionale dei cavi (formula di Dischinger), attesa la rilevanza del rapporto di rigidità estensionale cavo/flessionale pilastro.

N.ID. TT-1

**COLLEGAMENTO TRAVE-TEGOLO MEDIANTE CAVETTI
IN ACCIAIO ANCORATI SUI LATI DELLE GAMBE DEI
TEGOLI**

Obiettivi

- Miglioramento del vincolo tra trave e tegolo, evitando la caduta del tegolo dalla trave.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

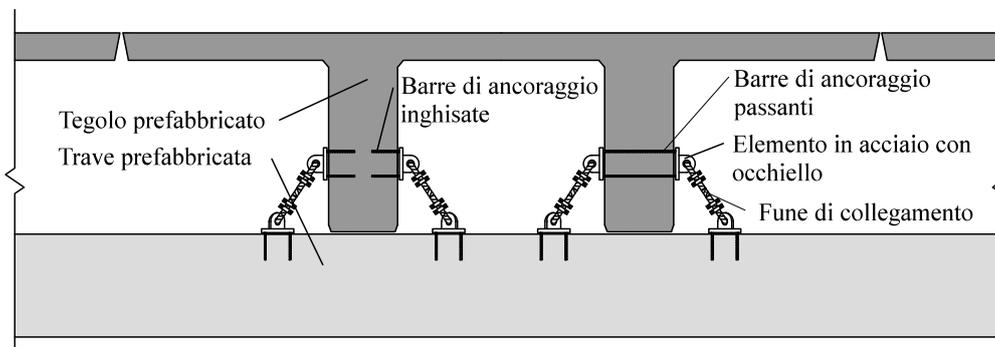
Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

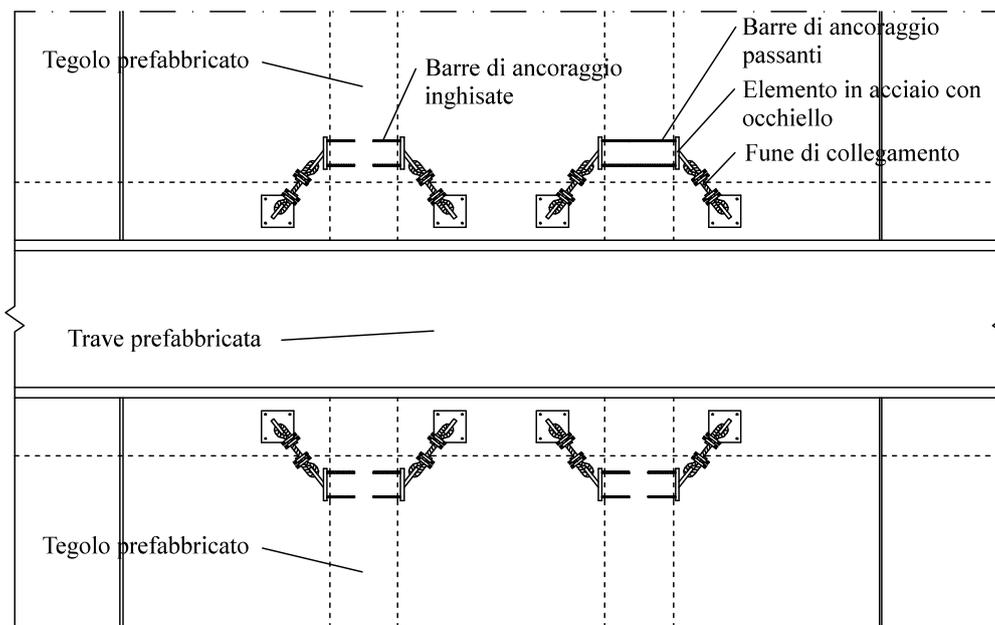
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno della trave e del tegolo per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. E' possibile ancorare gli elementi dotati di occhiello utilizzando barre passanti anziché inghisate all'interno delle gambe del tegolo.
Lato trave i fori devono essere realizzati a una distanza dalle gambe del tegolo tale da impedirne efficacemente anche i movimenti trasversali.
Lato tegolo i fori devono essere mantenuti più in basso possibile, compatibilmente con lo spazio richiesto dal montaggio e dalla presenza di armature, per non introdurre un vincolo significativo alla rotazione tra il tegolo e la trave. Il posizionamento dei due occhielli deve inoltre essere tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento, considerando per questa una lunghezza tale da garantire la richiesta di spostamento del sisma di progetto.
3. Posizionamento degli elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre mediante resina o inserimento e bullonatura delle barre passanti.
5. Collegamento dei due occhielli mediante cavetto in acciaio.

VISTA IN PROSPETTO



VISTA IN PIANTA



Vantaggi

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

Svantaggi

- Le funi rappresentano un vincolo unilatero, per cui la forza dovuta all'intera massa del tegolo viene applicata alternativamente solo ad una o all'altra trave, sovrasollecitando, rispetto ad una condizione a vincoli bilateri, la trave e i pilastri ad essa collegati.
- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Bisogna assicurare un opportuno copriferro rispetto al lato della trave, onde evitare la rottura del calcestruzzo.
- La sollecitazione nelle funi può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa pari al 2% della lunghezza della fune. La deformazione della fune deve essere in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta della trave dal pilastro.

Dimensionare gli elementi dotati di occhiello utilizzando un coefficiente di sovrarresistenza γ_{rd} pari a 1.25.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre secondo quanto indicato dalla scheda tecnica del produttore di resina

N.ID. TT-2

**COLLEGAMENTO TRAVE-TEGOLO MEDIANTE CAVETTI
IN ACCIAIO ANCORATI AL DI SOTTO DELLE GAMBE DEI
TEGOLI**

Obiettivi

- Miglioramento del vincolo tra trave e tegolo, evitando la caduta del tegolo dalla trave.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

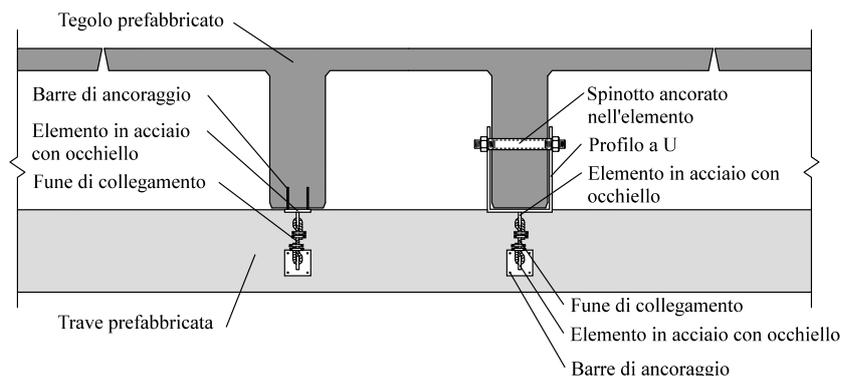
Casi di applicazione

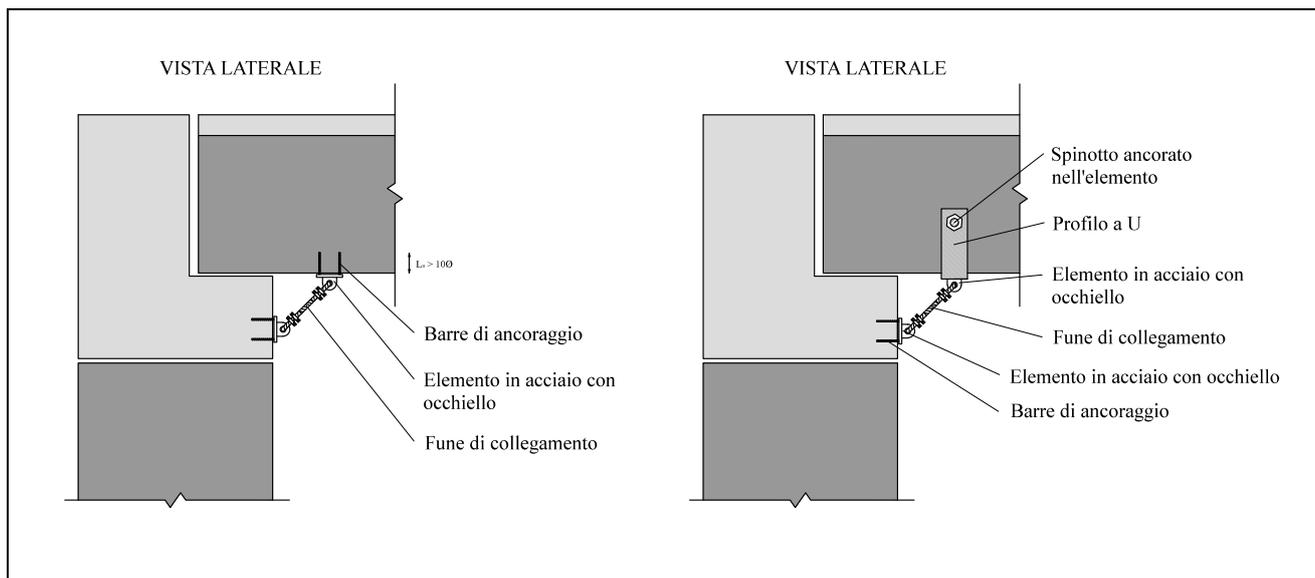
- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno della trave e del tegolo per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. E' possibile ancorare gli elementi dotati di occhiello al di sotto delle gambe del tegolo mediante barre di ancoraggio se le armature lo consentono, oppure tramite elementi in acciaio sagomati a U ancorati con spinotti sul lato delle gambe del tegolo all'altezza desiderata. Lato trave i fori devono essere mantenuti più in alto possibile, compatibilmente con lo spazio richiesto dal montaggio, per non introdurre un vincolo significativo alla rotazione tra trave e pilastro. Lato tegolo i fori devono essere realizzati a una distanza tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento, considerando per questa una lunghezza tale da garantire la richiesta di spostamento del sisma di progetto.
3. Posizionamento degli elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre mediante resina o inserimento degli spinotti.
5. Collegamento dei due occhielli mediante cavetto in acciaio.

VISTA IN PROSPETTO





Vantaggi

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

Svantaggi

- Le funi rappresentano un vincolo unilatero, per cui la forza dovuta all'intera massa del tegolo viene applicata alternativamente solo ad una o all'altra trave, sovrasollecitando, rispetto ad una condizione a vincoli bilateri, la trave e i pilastri ad essa collegati.
- Possono esserci difficoltà di accesso al nodo. L'operatività va valutata con attenzione. Prima dell'installazione, va eseguito un accurato rilievo degli elementi.
- Al lembo inferiore il tegolo potrebbe essere molto armato (trefoli, armatura dolce), causando grande difficoltà per la realizzazione dei fori.
- La sollecitazione nelle funi può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza orizzontale f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g dell'elemento da collegare (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Dimensionare la lunghezza della fune considerandone una capacità deformativa pari al 2% della lunghezza della fune. La deformazione della fune deve essere in grado di assorbire gli spostamenti imposti dal sisma di progetto, impedendo la caduta della trave dal pilastro.

Dimensionare gli elementi dotati di occhiello utilizzando un coefficiente di sovrarresistenza γ_{rd} pari a 1.25.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre secondo quanto indicato dalla scheda tecnica del produttore di resina

N.ID. TT-3

**INSERIMENTO DI CONNETTORI FATTI DI ELEMENTI IN
ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E COPPONE**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento angolare. Il pannello viene fissato in sommità ai lati del pilastro adiacente, se questo è accessibile dall'interno, altrimenti il fissaggio sarà assicurato dai due pannelli contigui passando il cavo all'esterno.

Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

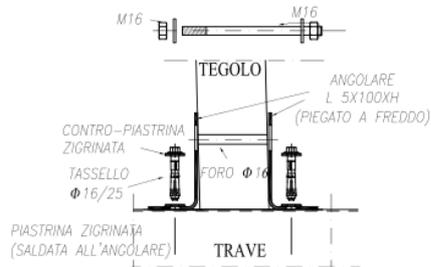
Fasi realizzative

1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento degli angolari di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio delle squadrette alla trave con tasselli mantenendo una distanza minima dal lembo della trave pari a 6 volte il diametro del tassello e comunque sempre all'interno delle armature longitudinali presenti nello spigolo della trave.

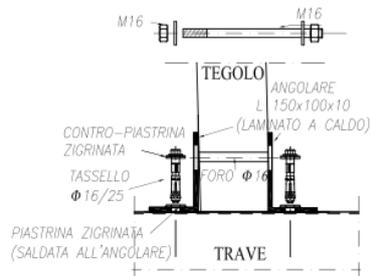
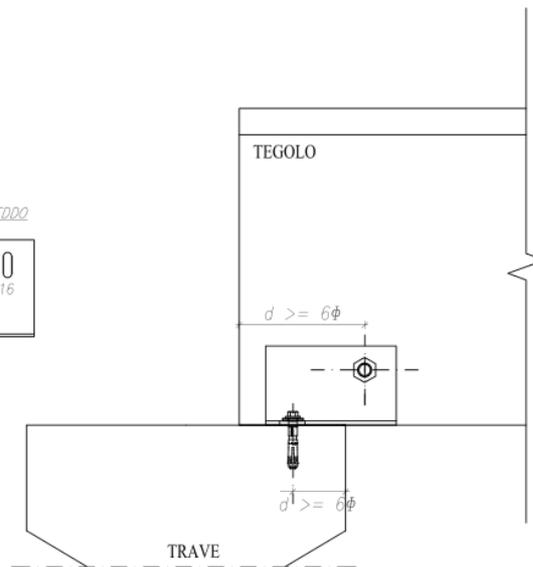
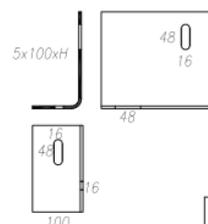
Note

Connessioni Elemento nervato per solai-Trave 1

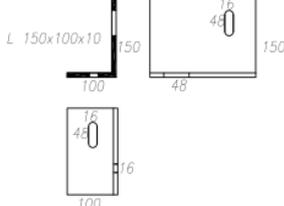
le misure sono indicative e da definire caso per caso



ANGOLARE PIEGATO A FREDDO



ANGOLARE LAMINATO A CALDO



Vantaggi

Svantaggi

- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.

Dimensionamento

N.ID. TT-4

**INSERIMENTO DI CONNETTORI FATTI DI ELEMENTI IN
ACCIAIO BULLONATI A TRAVE E COPPONE**

Obiettivi

- L'intervento mira a collegare tra loro gli elementi di solaio/copertura con le travi evitando lo scalzamento e quindi la perdita di appoggio degli orizzontamenti.

Casi di applicazione

- Il tegolo è semplicemente appoggiato alla trave, senza alcun dispositivo meccanico che ne impedisca la caduta.
- Qualora fosse già presente una connessione, essa non è in grado di trasferire le azioni derivanti dal sisma di progetto.

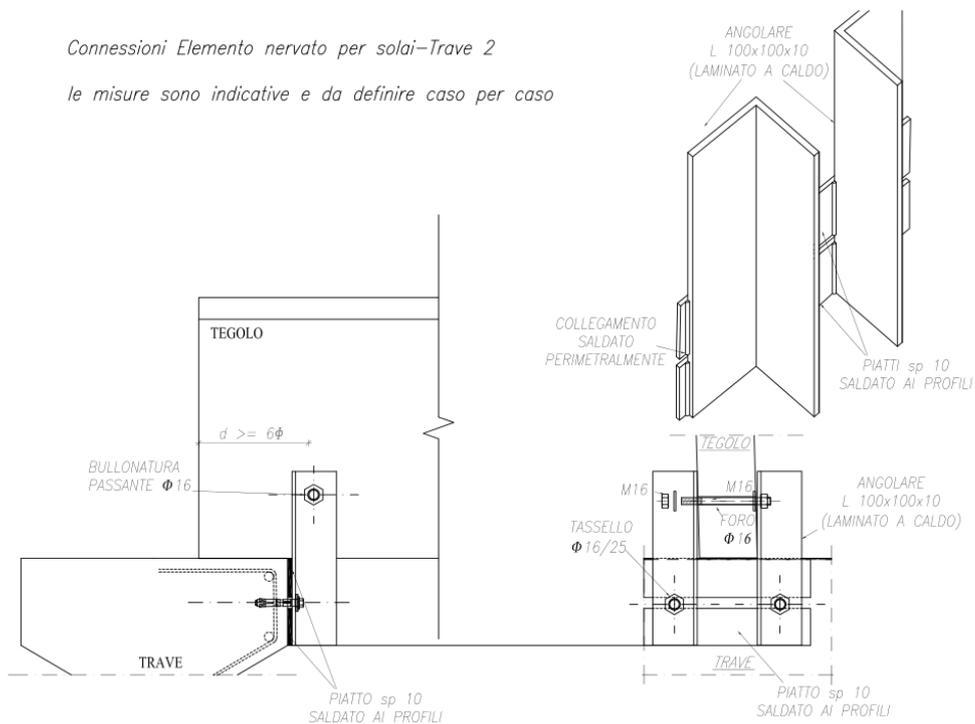
Fasi realizzative

1. Esecuzione di un foro passante, diametro minimo 26 mm, all'interno della trave.
2. Posizionamento degli angolari di collegamento adiacenti alla trave con inserimento di una barra filettata passante, diametro minimo 24 mm, all'interno della trave (con eventuale aggiunta di resina epossidica per eliminazione di eventuali giochi foro bullone).
3. Fissaggio delle squadrette alla trave con tasselli mantenendo una distanza minima dal lembo della trave pari a 6 volte il diametro del tassello e comunque sempre all'interno delle armature longitudinali presenti nello spigolo della trave, prima del serraggio inserire le piastre tra l'angolare e la trave in prossimità dei tasselli.
4. Saldatura degli angolari alle piastre, 2 cordoni ad angolo per ogni unione angolare-piastra.
5. Serraggio dei tasselli.

Note

Connessioni Elemento nervato per solai-Trave 2

le misure sono indicative e da definire caso per caso



Vantaggi

Svantaggi

- Difficoltà della esecuzione in opera di saldature eseguite a regola d'arte.

Dimensionamento

N. ID. TT-5

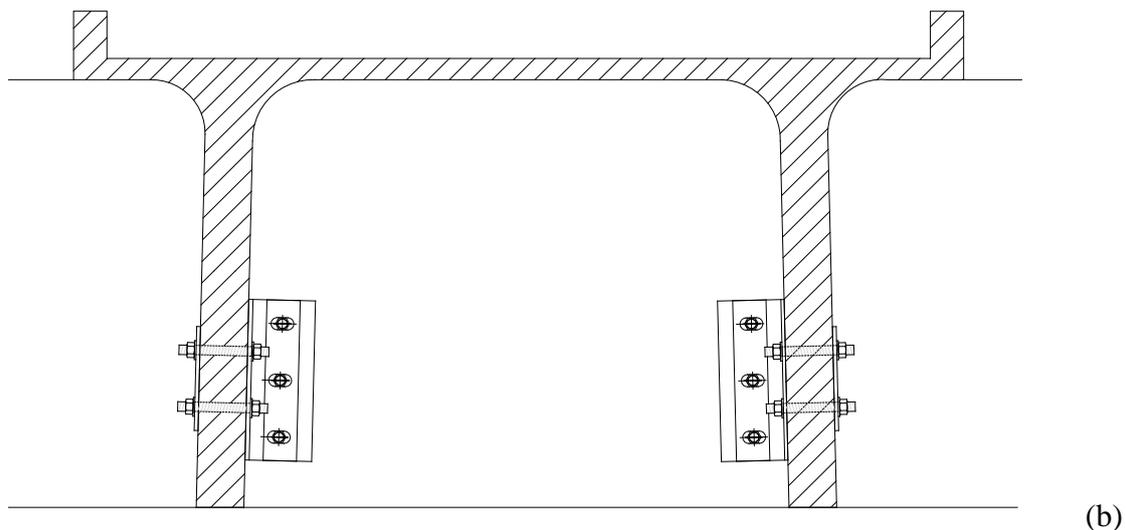
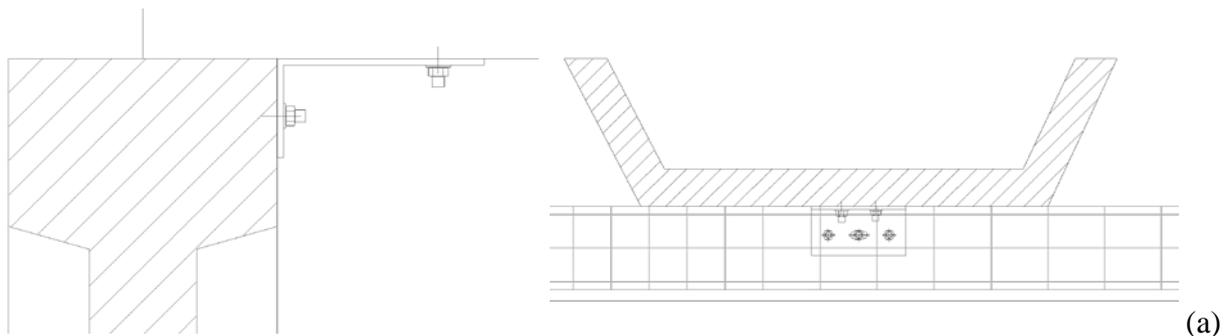
COLLEGAMENTO TEGOLO - TRAVE

Fasi realizzative

1. Verificare in situ la posizione effettiva delle armature nella trave e tegolo ove deve essere posizionato il collegamento.
2. Realizzare gli ancoraggi alla trave ed al tegolo.
3. Predisporre l'angolare in acciaio pressopiegato.

Note

L'angolare in acciaio pressopiegato deve essere dimensionato in modo da plasticizzarsi ad un determinato livello di forza, oltre il quale può avvenire uno scorrimento del tegolo. La forma dell'angolare deve essere definita in modo da costituire un fine corsa, cioè impedire lo spostamento oltre un determinato valore corrispondente al completo stiramento dell'angolare. Lo spostamento massimo dipende principalmente dalla distanza delle forature nella trave dal tegolo (distanza indicata pari a 7,5 cm in figura (a)).



Vantaggi

- La forza di ancoraggio del tegolo alla trave è nota, in quanto non viene superata durante lo scorrimento del tegolo. Tale forza è utilizzata per il dimensionamento degli ancoraggi.
- È presente un fine corsa (completo stiramento del dispositivo) che impedisce comunque la perdita di appoggio del tegolo, in corrispondenza del quale ovviamente la forza di ancoraggio crescerà.
- Durante la plasticizzazione dell'angolare, la ridotta rigidità farà sì che l'azione nel piano della copertura possa redistribuirsi anche sugli altri elementi.

Svantaggi

- La disposizione e forma dei fori (eventualmente asolati) ed il posizionamento in opera dell'angolare dipendono dalla posizione delle armature nella trave e nel tegolo. È necessario un rilievo delle armature sia preliminare per la progettazione dell'angolare che in occasione della messa in opera.
- Non è un dispositivo ricentrante, cioè il tegolo rimane nella posizione che ha raggiunto dopo lo scorrimento. Un dispositivo ricentrante sarebbe comunque molto complesso, in quanto dovrebbe vincere l'attrito per riportare il tegolo nella posizione originaria.

Dimensionamento

Deve essere calcolata l'azione F in corrispondenza dell'appoggio tegolo-trave a causa dell'azione sismica. Tale calcolo dipende anche dal numero di collegamenti del tegolo alla trave (1 per ognuna delle due estremità del tegolo di figura (a), due per estremità in figura (b)). nel primo caso il tegolo lavorerà come biella, mentre nel secondo potrà contribuire ad irrigidire la copertura nel suo piano.

Deve quindi essere progettato un angolare che plasticizzi in corrispondenza di una forza analoga (o un poco superiore) a quella di progetto, e che consenta uno spostamento massimo da calcolarsi in funzione della geometria dell'appoggio. Lo spostamento massimo consentito dall'angolare dipende soprattutto dalla distanza tra i fori nella trave e l'intradosso del tegolo. Qualora per motivi costruttivi questa distanza sia eccessiva, è possibile irrigidire l'angolare.

Deve infine essere calcolato i sistemi di ancoraggio dell'angolare al tegolo ed alla trave per una forza almeno il 30-50% superiore alla forza con la quale è stato progettato lo snervamento dell'angolare.

La disposizione e forma dei fori (eventualmente asolati) ed il posizionamento in opera dell'angolare dipendono dalla posizione delle armature nella trave e nel tegolo. Sarà necessario preventivamente effettuare un rilievo della posizione prevista delle armature, ma anche volta per volta rilevare quella effettiva prima di mettere in opera gli ancoraggi.

N.ID. CF-1

REALIZZAZIONE DI CONTROVENTI DI FALDA CON FUNI D'ACCIAIO

Obiettivi

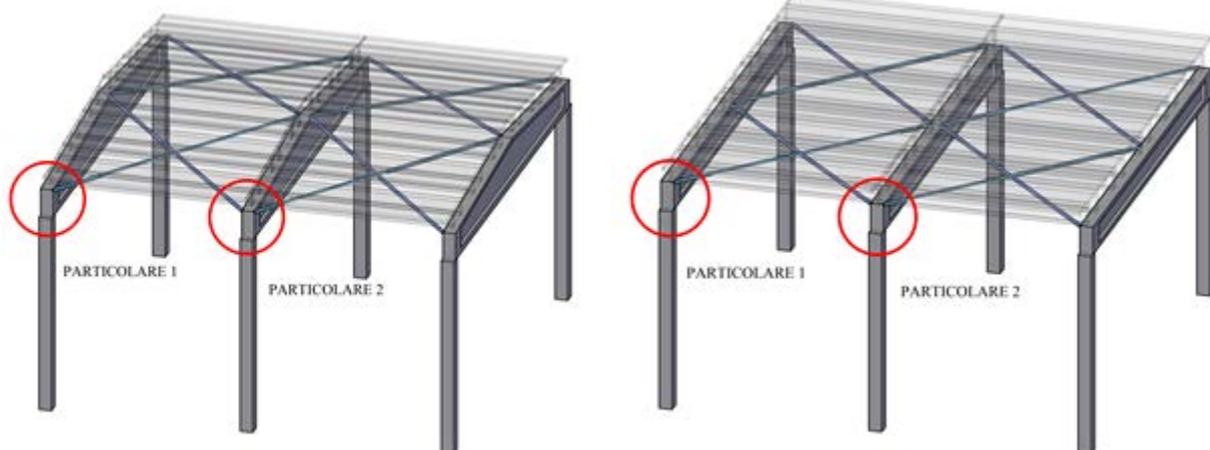
- Vincolo agli spostamenti orizzontali fra le travi di copertura (a trazione). Il vincolo è assicurato sia in direzione parallela sia in direzione perpendicolare all'orditura delle travi.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

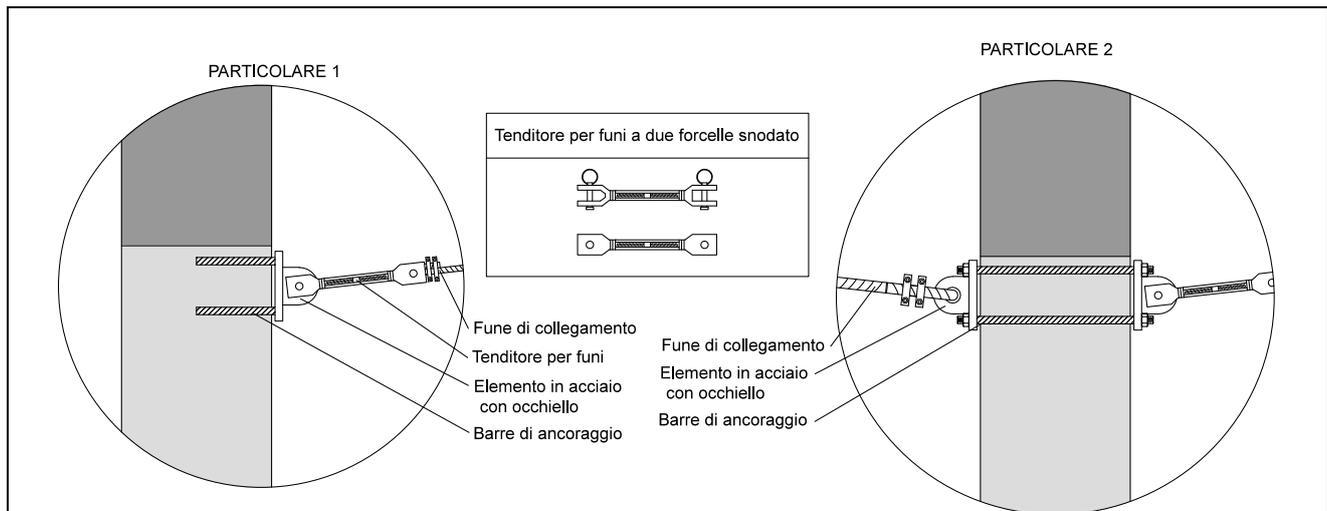
Casi di applicazione

- Non è presente un collegamento bilaterale efficace fra le travi di copertura.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno delle travi di copertura (travi alte o capriate) per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio.
3. Posizionamento di elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Collegamento degli occhielli mediante funi, previo posizionamento di tenditore da un lato della fune.
6. Tesatura delle funi.





Vantaggi

- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento

Svantaggi

- Intervento di non rapida esecuzione.
- E' necessaria la presenza di elementi in grado di reagire a compressione in direzione perpendicolare all'orditura delle travi perché il sistema possa essere considerato equilibrato.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto tra la massa di competenza w_i/g della trave (massa dell'elemento e masse corrispondenti ai carichi permanenti strutturali e non strutturali da esso portati), moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate maggiore a 10ϕ .

La tesatura delle funi va effettuata soltanto per il recupero dei giochi e rendere il sistema attivo fin da subito. L'applicazione di un carico troppo elevato può avere effetti negativi sulla struttura.

4.2 Interventi per evitare il collasso di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali

N.ID. PO-1

**COLLEGAMENTO DI PANNELLI ORIZZONTALI
MEDIANTE CAVETTI IN ACCIAIO**

Obiettivi

- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

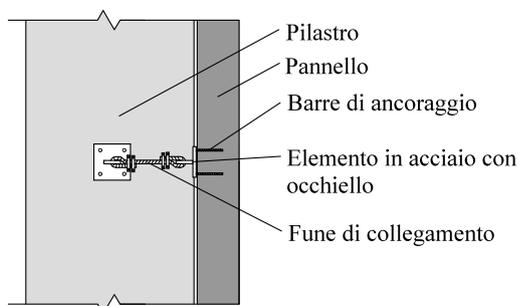
Casi di applicazione

- Intervento da eseguire nel caso in cui il supporto dei pannelli risulti integro. In caso contrario, il pannello deve essere rimosso.

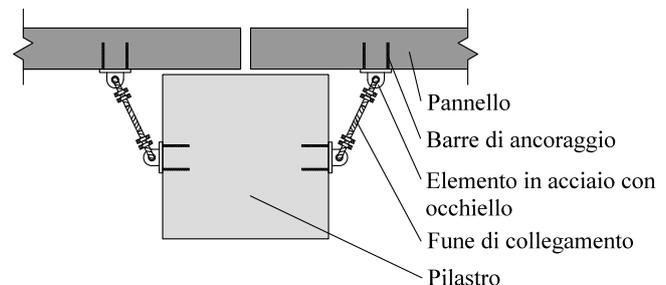
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno del pannello e del pilastro per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. Lato pannello i fori devono essere realizzati più vicino possibile al pilastro, così da consentire spostamenti relativi tra il pilastro ed il pannello, nel piano di quest'ultimo. Lato pilastro i fori devono essere eseguiti compatibilmente con le armature presenti e in modo tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento.
3. Posizionamento di elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Collegamento degli occhielli mediante fune.

VISTA LATERALE



VISTA IN PIANTA



Vantaggi

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

Svantaggi

- Può essere effettuato solo se il supporto del pannello risulta integro. L'integrità del supporto può essere verificata controllando che le distanze verticali tra pannelli si siano mantenute invariate.
- Si deve prestare attenzione al posizionamento delle funi, per non introdurre un vincolo agli spostamenti nel piano del pannello.
- Può causare martellamenti fra il pannello e gli altri pannelli, e fra il pannello e le strutture retrostanti.
- La sollecitazione nei cavetti in acciaio può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto tra la massa del pannello w_i/g moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i \cdot S_a(T_1) / g$$

La forza di progetto f_i deve quindi essere suddivisa per il numero di elementi di collegamento presenti sullo stesso pannello.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate conforme a quanto indicato nella scheda tecnica della resina utilizzata.

N.ID. PO-2

**INSERIMENTO DI CAVI ANTI-CADUTA PER PANNELLI
ORIZZONTALI**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento.

Casi di applicazione

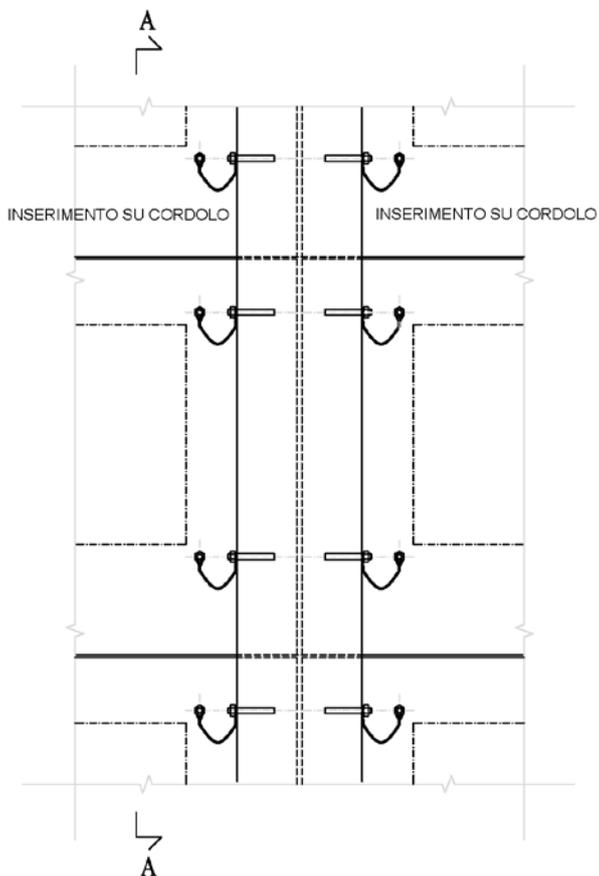
- Il collegamento del pannello alla struttura è danneggiato o collassato.
- Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato.

Fasi realizzative

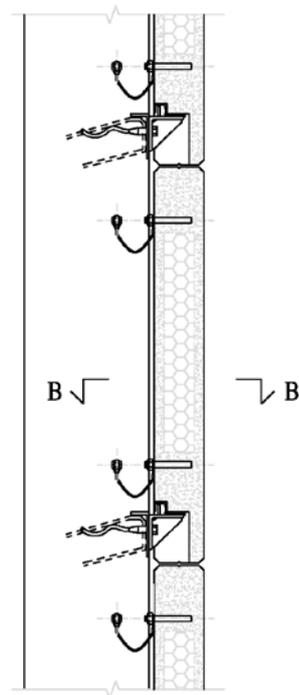
1. Foratura del pilastro con inserimento di un tassello all'interno delle barre longitudinali esistenti.
2. Fissaggio di un cavetto di acciaio avente sezione opportuna e redance forate interne agli occhielli, sormontate da una rondella di opportune dimensioni allo scopo di fissare il cavo sotto la testa del bullone.
3. Fissaggio dell'altra estremità del cavetto al cordolo del pannello, da fissare con le stesse modalità seguite lato pilastro, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm.

Note

Inserire un minimo di 4 cavetti per ogni pannello e fissare ad ogni tassello un solo occhiello.



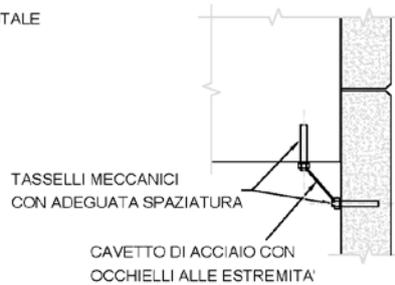
SEZIONE A-A



PRESCRIZIONI:

- QUATTRO TASSELLI PER OGNI PANNELLO ORIZZONTALE
- UN TASSELLO PER OGNI OCCHIELLO

SEZIONE B-B



Vantaggi

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

Svantaggi

- È necessario prestare attenzione alla disposizione dei cavi anti-caduta per evitare di forare la sezione trasversale del pannello in corrispondenza dello strato di materiale isolante (generalmente polistirolo).
- Può essere effettuato solo se il supporto del pannello risulta integro. L'integrità del supporto può essere verificata controllando che le distanze verticali tra pannelli si siano mantenute invariate.
- Può causare martellamenti fra il pannello e gli altri pannelli, e fra il pannello e le strutture retrostanti.
- La sollecitazione nei cavi può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Per cedimento delle mensole il pannello perde l'appoggio e dunque i cavetti debbono tenerlo appeso; in questo caso la portanza P di ciascun cavetto deve essere dimensionata in modo tale che

$$P \geq \gamma W_p / n^{\circ} \text{cavetti}$$

con W_p peso del singolo pannello γ coefficiente amplificativo dinamico che tenga conto degli effetti dinamici (mi pare lo si possa prendere analogo a quello che le vecchie norme sui prefabbricati indicavano per le verifiche a sollevamento: ora non ho con me le norme, domani controllo).

Il tassello, tanto quello inserito nel pilastro quanto quello inserito nel cordolo del pannello va dimensionato per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} .

Vedo meno probabile un ribaltamento del pannello con rotazione attorno agli appoggi inferiori; l'azione di ritenzione è in questo caso effettuata dai soli cavetti disposti superiormente al pannello (ragionevolmente in numero $n^{\circ} \text{cavetti} / 2$) se ciò dovesse accadere, ipotizzando che la fune per esplicare la sua azione di ritenzione deve essere tesa alla sua massima lunghezza, la portanza del singolo cavetto dovrà garantire che

$$P \geq \gamma W_p l / (h n^{\circ} \text{cavetti})$$

con W_p peso del singolo pannello, γ coefficiente di amplificazione dinamica come sopra, l lunghezza massima del cavetto ed h distanza fra l'appoggio inferiore del pannello e la posizione del tassello di ancoraggio nel pannello del cavetto superiore.

Vale quanto detto sopra per il dimensionamento dei tasselli.

N. ID. PO-3	COLLEGAMENTO DI PANNELLI DI TAMPONAMENTO AI PILASTRI
<p>Obiettivi</p> <ul style="list-style-type: none"> – L'intervento è rivolto a collegare i pannelli di tamponamento ai pilastri, ma consentendo ai pannelli di muoversi rispetto ai pilastri stessi, evitando quindi di irrigidire la struttura e di modificare lo schema statico originario e le frequenze proprie della struttura. <p>Casi di applicazione</p> <ul style="list-style-type: none"> – Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato. – Raccomandato in particolare nel caso di pannelli di tamponamento orizzontali, è utilizzabile anche per pannelli verticali. <p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Foratura del pannello di tamponamento e del pilastro. Il foro nel pilastro dovrà essere di diametro ridotto, per consentire l'inghisaggio della barra di collegamento, mentre il foro nel pannello sarà di diametro superiore (es 50-60 mm). 2. Inghisaggio della barra nel pilastro. 3. Predisposizione ed inghisaggio del tubo di rinforzo del pannello (consigliato). 4. Serraggio del bullone, con interposizione di una rondella in gomma ed una in acciaio, di adeguate dimensioni per consentire il movimento del pannello rispetto alla barra. <p>Note</p> <p>È possibile, a seconda dei casi, utilizzare quattro o due collegamenti per ogni pannello (due o uno per lato del pannello).</p>	
<p>Vantaggi</p> <ul style="list-style-type: none"> – Semplicità esecutiva. – Velocità di messa in opera. – Utilizzabile come soluzione di pronto intervento, ma progettabile nei riguardi degli spostamenti attesi dopo l'adeguamento sismico. – Il collegamento consente i movimenti nel piano orizzontale del pannello, e quindi di non irrigidire la struttura. Esso viene impegnato solo dopo che sono andati in crisi i collegamenti originari tra pannelli e pilastri. – Il collegamento consente anche di trattenere il pannello di tamponamento nei riguardi delle azioni fuori dal piano. – L'interposizione del tubo metallico nel pannello consente di irrobustire il pannello stesso in corrispondenza del foro. <p>Svantaggi</p> <ul style="list-style-type: none"> – Verificare la posizione delle armature longitudinali nel pilastro, nonché la presenza di armature nei cordoli di irrigidimento dei pannelli. 	

Dimensionamento

- La dimensione del foro nel pannello (in generale dell'ordine dei 50-60mm) va verificata calcolando:
 - la deformata dei pilastri al raggiungimento dello stato limite, assumendo la plasticizzazione dei pilastri alla base (raggiungimento del momento di snervamento, noto lo sforzo normale negli stessi), ed un prefissato valore obiettivo del coefficiente di struttura (ad esempio, se si assume per le verifiche della sicurezza un fattore di struttura pari a q , la deformata limite del pilastro sarà approssimata con quella corrispondente ad uno spostamento ultimo pari a q volte lo spostamento al limite di snervamento).
 - definita la deformata dei pilastri al raggiungimento dello stato limite, e fissata la posizione dei fori nel pannello, si calcola lo spostamento relativo (tra loro) che potranno avere di conseguenza le due barre di collegamento del pannello ad uno dei pilastri (nel caso di due barre per lato del pannello). Nel caso di due collegamenti per pannello (uno per lato), sarà valutato lo spostamento relativo tra barre di collegamento e appoggio del pannello sul pannello ad esso sottostante.
- Le barre di collegamento dovranno essere verificate nei riguardi di azioni sismiche ortogonali al pannello.

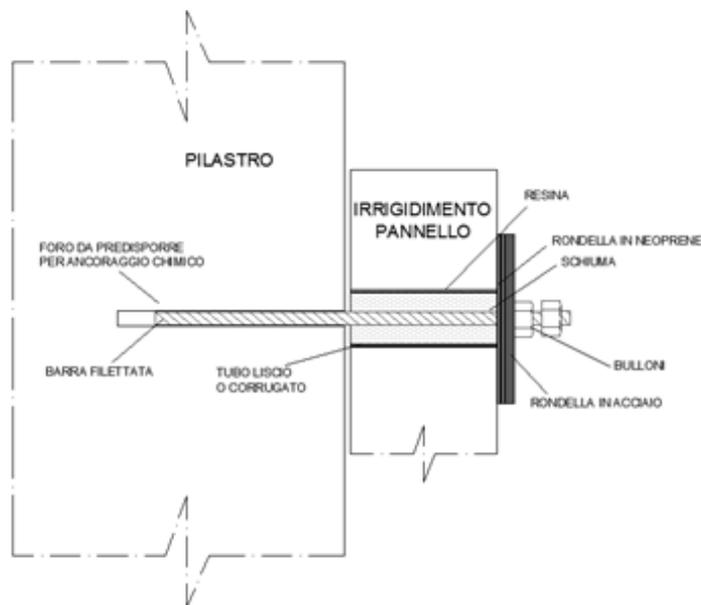


Figura 103 - Rappresentazione del collegamento

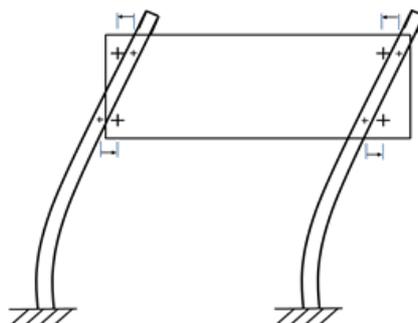


Figura 104 - Schema di calcolo nel caso di 4 connettori (deformata corrispondente allo stato limite considerato)

N.ID. PV-1

COLLEGAMENTO DI PANNELLI VERTICALI MEDIANTE CAVETTI IN ACCIAIO

Obiettivi

- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento. Il sistema funziona in parallelo al sistema di ritenuta esistente.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

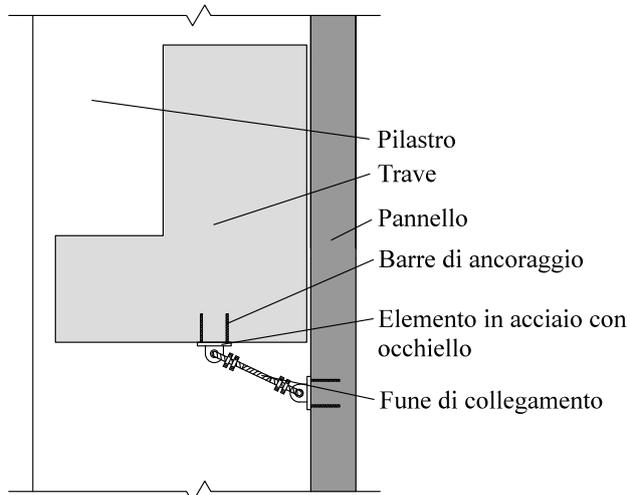
Casi di applicazione

- Intervento da eseguire qualora i vincoli di ritenuta dei pannelli verticali risultino insufficienti.
- Il sistema può essere utilizzato sia quando i pannelli sono collegati a travi di bordo, sia quando siano collegati direttamente agli elementi di copertura.

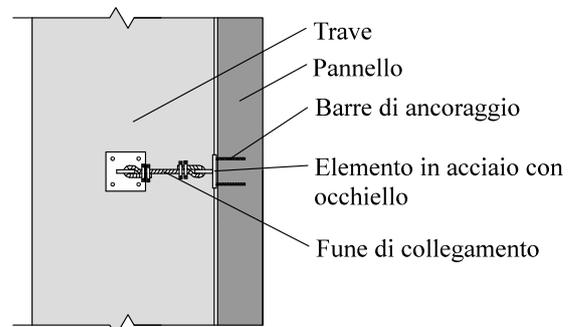
Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno del pannello e dell'elemento ad esso collegato (trave o elemento di copertura) per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio. Lato elemento principale, i fori devono essere eseguiti compatibilmente con le armature presenti. Lato pannello i fori devono essere realizzati a una distanza dalla trave tale da consentire il successivo fissaggio della fune di collegamento.
3. Posizionamento di elementi dotati di occhiello.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Collegamento degli occhielli mediante fune.

VISTA LATERALE



VISTA IN PIANTA



Vantaggi

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

Svantaggi

- Se il cavetto in acciaio di collegamento dovesse risultare troppo corto, potrebbe limitare gli spostamenti relativi tra pannello e trave o tegolo di supporto.
- Può causare martellamenti fra il pannello e gli altri pannelli, e fra il pannello e le strutture retrostanti.
- La sollecitazione nelle funi può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto di metà della massa del pannello w_i/g moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i / 2 \cdot S_a(T_1) / g$$

La forza di progetto f_i deve quindi essere suddivisa per il numero di elementi di collegamento presenti sullo stesso pannello.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate conforme a quanto indicato nella scheda tecnica della resina utilizzata.

N.ID. PV-2

**COLLEGAMENTO DI PANNELLI VERTICALI MEDIANTE
SQUADRETTE IN ACCIAIO**

Obiettivi

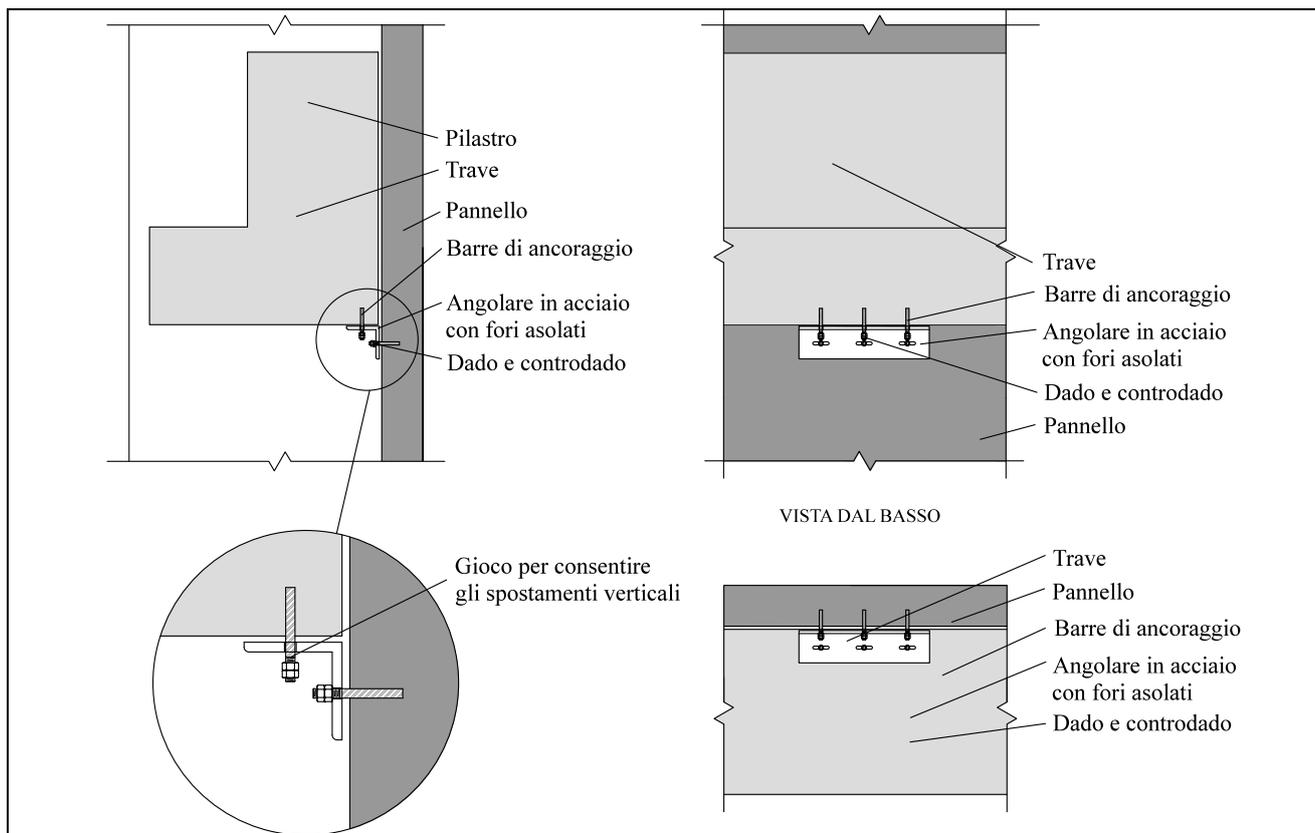
- Evitare il ribaltamento e la caduta dei pannelli di tamponamento.
- Capacità di sopportare le deformazioni della struttura portante senza irrigidire il sistema.
- Mantenimento dello schema statico preesistente.

Casi di applicazione

- Intervento da eseguire qualora i vincoli di ritenuta dei pannelli verticali risultino insufficienti.
- Il sistema può essere utilizzato sia quando i pannelli sono collegati a travi di bordo, sia quando siano collegati direttamente agli elementi di copertura. In tal caso, la geometria deve essere opportunamente adattata.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Realizzazione di fori all'interno del pannello e del pilastro per l'inghisaggio delle barre di ancoraggio.
3. Posizionamento del profilo a L dotato di fori asolati.
4. Inghisaggio delle barre di ancoraggio mediante resina.
5. Bullonatura delle barre con dado e controdado per non impedire gli spostamenti orizzontali all'interno delle asole. Fissare dado e controdado dei bulloni ancorati nella trave lasciando un gioco in modo da consentirne anche lo spostamento verticale.



Vantaggi

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

Svantaggi

- Data la presenza di fori asolati, le squadrette risultano piuttosto ampie, e di costo relativamente elevato.

Dimensionamento

Dimensionare il collegamento per garantire il trasferimento di una forza di trazione f_i pari al prodotto di metà della massa del pannello w_i/g moltiplicato per la pseudo-accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale T_1 della struttura.

$$f_i = w_i / 2 \cdot S_a(T_1) / g$$

La forza di progetto f_i deve quindi essere suddivisa per il numero di elementi di collegamento presenti sullo stesso pannello.

Le asole dovrebbero avere lunghezza pari al doppio dello spostamento relativo previsto tra pannelli e elemento di supporto.

Utilizzare una lunghezza di ancoraggio l_a delle barre inghisate conforme a quanto indicato nella scheda tecnica della resina utilizzata.

N.ID. PV-3

**INSERIMENTO DI CAVI ANTI-CADUTA PER PANNELLI
VERTICALI**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento.

Casi di applicazione

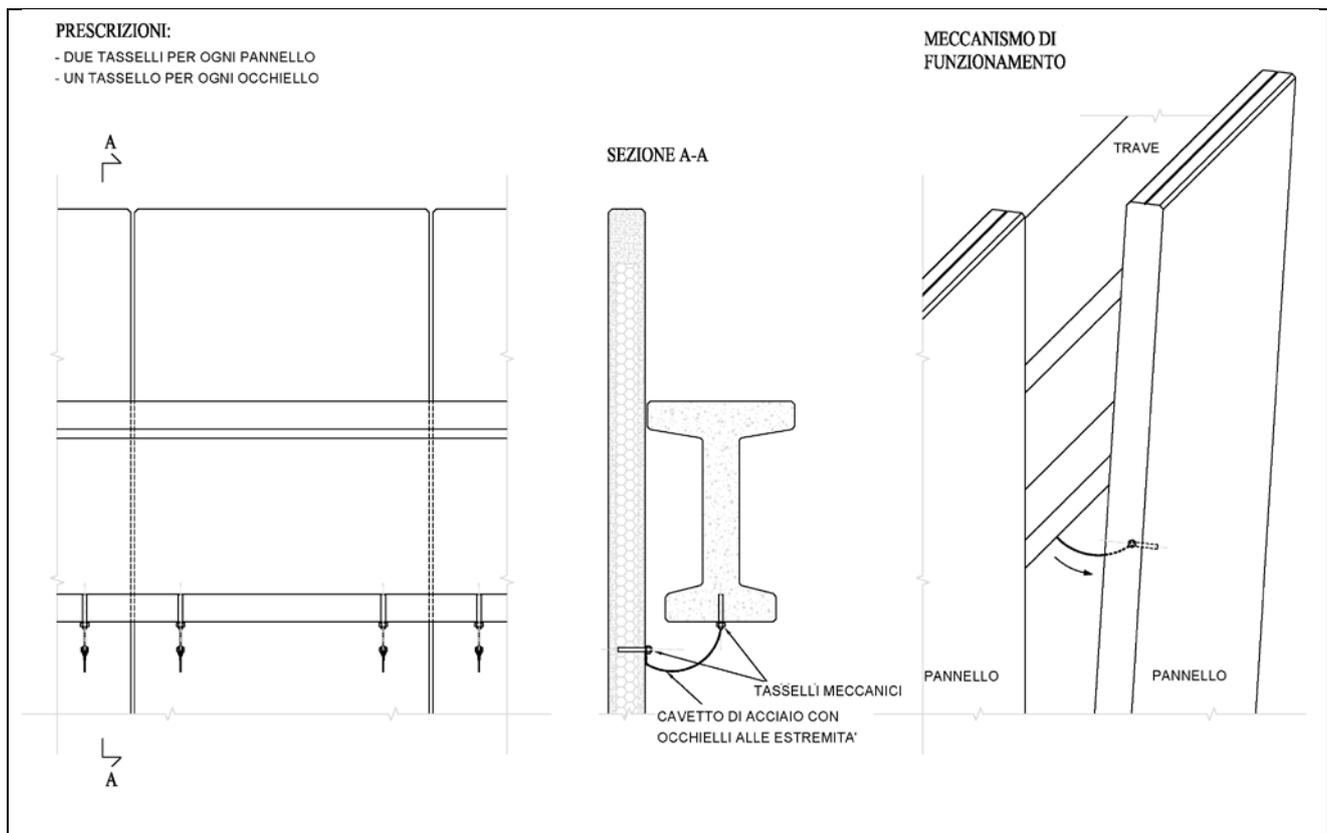
- Il collegamento del pannello alla struttura è danneggiato o collassato.
- Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato.

Fasi realizzative

1. Foratura della trave per l'inserimento di un tassello da posizionare al centro dell'intradosso/estradosso. Il cavetto può essere fissato al di sopra o al di sotto della trave compatibilmente con la raggiungibilità della superficie di fissaggio, privilegiando la prima soluzione quando possibile
2. Fissaggio di un cavetto di acciaio avente sezione opportuna e redance forate interne agli occhielli, sormontate da una rondella di opportune dimensioni allo scopo di fissare il cavo sotto la testa del bullone.
3. Fissaggio dell'altra estremità del cavetto al cordolo del pannello, da fissare con le stesse modalità seguite lato pilastro, con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm.

Note

Inserire un minimo di 2 cavetti per ogni pannello e fissare ad ogni tassello un solo occhiello.



Vantaggi

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

Svantaggi

- È necessario prestare attenzione alla disposizione dei cavi anti-caduta per evitare di forare la sezione trasversale del pannello in corrispondenza dello strato di materiale isolante (generalmente polistirolo).
- Introduce momenti torcenti impulsivi sulle travi; vanno attentamente valutati gli effetti sui vincoli torsionali di estremità e sulle prestazioni in termini di stabilità flessotorsionale.
- Può causare martellamenti fra il pannello e gli altri pannelli, e fra il pannello e le strutture retrostanti
- La sollecitazione nei cavi può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

La fune per esplicare la sua azione di ritenzione deve essere tesa alla sua massima lunghezza; la portanza del singolo cavetto dovrà garantire che

$$P \geq \gamma W_p l / (h n^\circ \text{cavetti})$$

con W_p peso del singolo pannello, γ coefficiente di amplificazione dinamica come sopra,

l lunghezza massima del cavetto ed h distanza fra l'appoggio inferiore del pannello e la posizione del tassello di ancoraggio del cavetto nel pannello.

Il tassello, tanto quello inserito nella trave quanto quello inserito nel cordolo del pannello va dimensionato per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} .

N.ID. PA-1

**INSERIMENTO DI DUE CAVI ANTI-CADUTA PER
PANNELLI D'ANGOLO**

Obiettivi

- L'intervento crea un collegamento di sicurezza nel caso in cui il collegamento esistente venga meno, si evita così l'eventuale caduta del pannello di tamponamento angolare. Il pannello viene fissato in sommità ai lati del pilastro adiacente, se questo è accessibile dall'interno, altrimenti il fissaggio sarà assicurato dai due pannelli contigui passando il cavo all'esterno.

Casi di applicazione

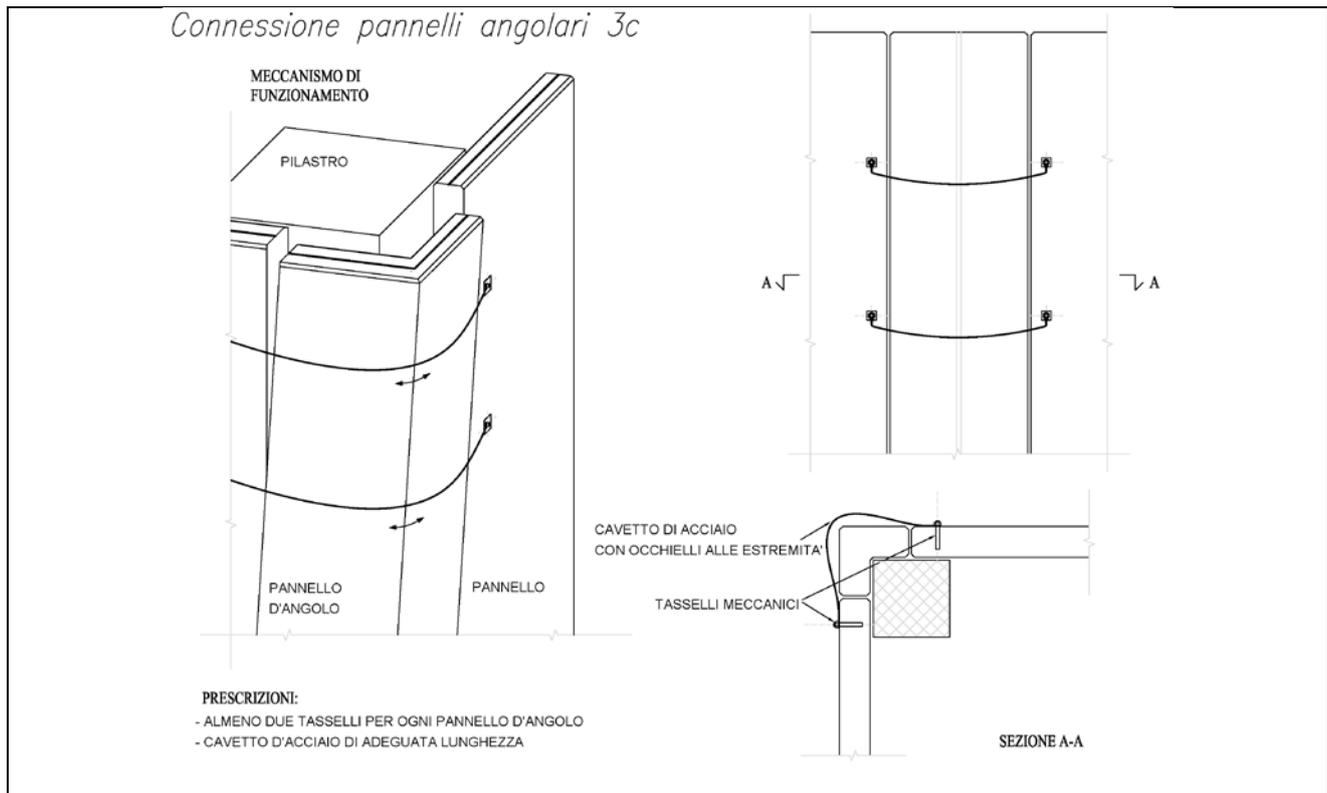
- Il collegamento del pannello alla struttura è danneggiato o collassato.
- Il collegamento del pannello alla struttura non è adeguato.

Fasi realizzative

1. Foratura del pilastro con inserimento di un tassello all'interno delle barre longitudinali esistenti.
2. Fissaggio di un cavetto di acciaio avente sezione opportuna e redance forate interne agli occhielli, sormontate da una rondella di opportune dimensioni allo scopo di fissare il cavo sotto la testa del bullone.
3. Fissaggio dell'altra estremità del cavetto al cordolo del pannello, da fissare con le stesse modalità seguite lato pilastro, con l'avvertenza di lasciare al cavo lasco non superiore a 4/5 cm.
4. Nel caso in cui il pilastro non sia accessibile, eseguire il fissaggio tra i due pannelli adiacenti al pannello angolare da assicurare, avendo cura di far passare il cavo di collegamento (preferibilmente inossidabile) davanti all'angolo da sostenere e con l'avvertenza di lasciare al cavo un lasco non superiore a 4/5 cm.

Note

Inserire un minimo di 2 cavetti per ogni pannello e fissare ad ogni tassello un solo occhiello.



Vantaggi

Svantaggi

- Utilizzabile come soluzione di pronto intervento.
- Può causare martellamenti fra il pannello e gli altri pannelli, e fra il pannello e le strutture retrostanti
- La sollecitazione nelle funi può avere carattere impulsivo il cui valore, molto alto, è di complessa determinazione.

Dimensionamento

Sulla base dell'ipotizzato meccanismo di ribaltamento, la portanza del singolo cavetto dovrà garantire che

$$P \geq \gamma W_p l / (8hn^\circ \text{cavetti})$$

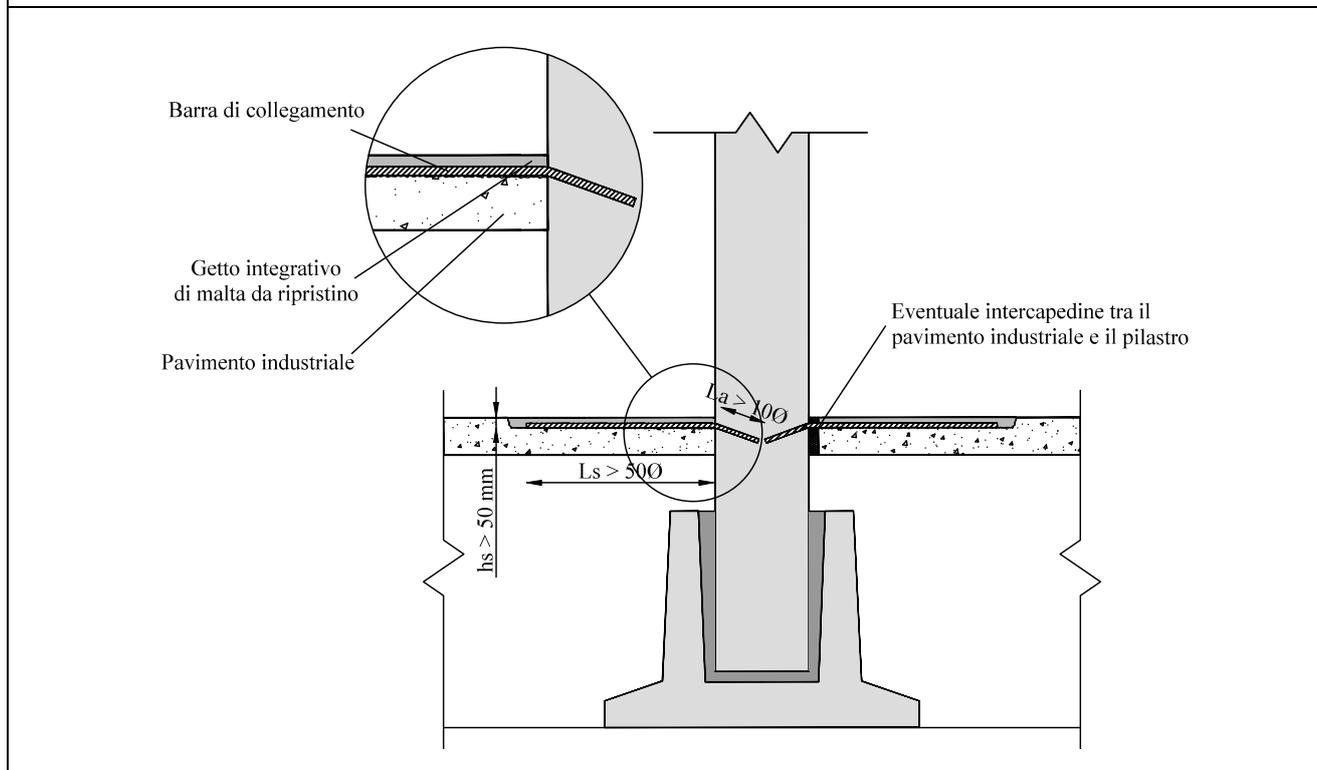
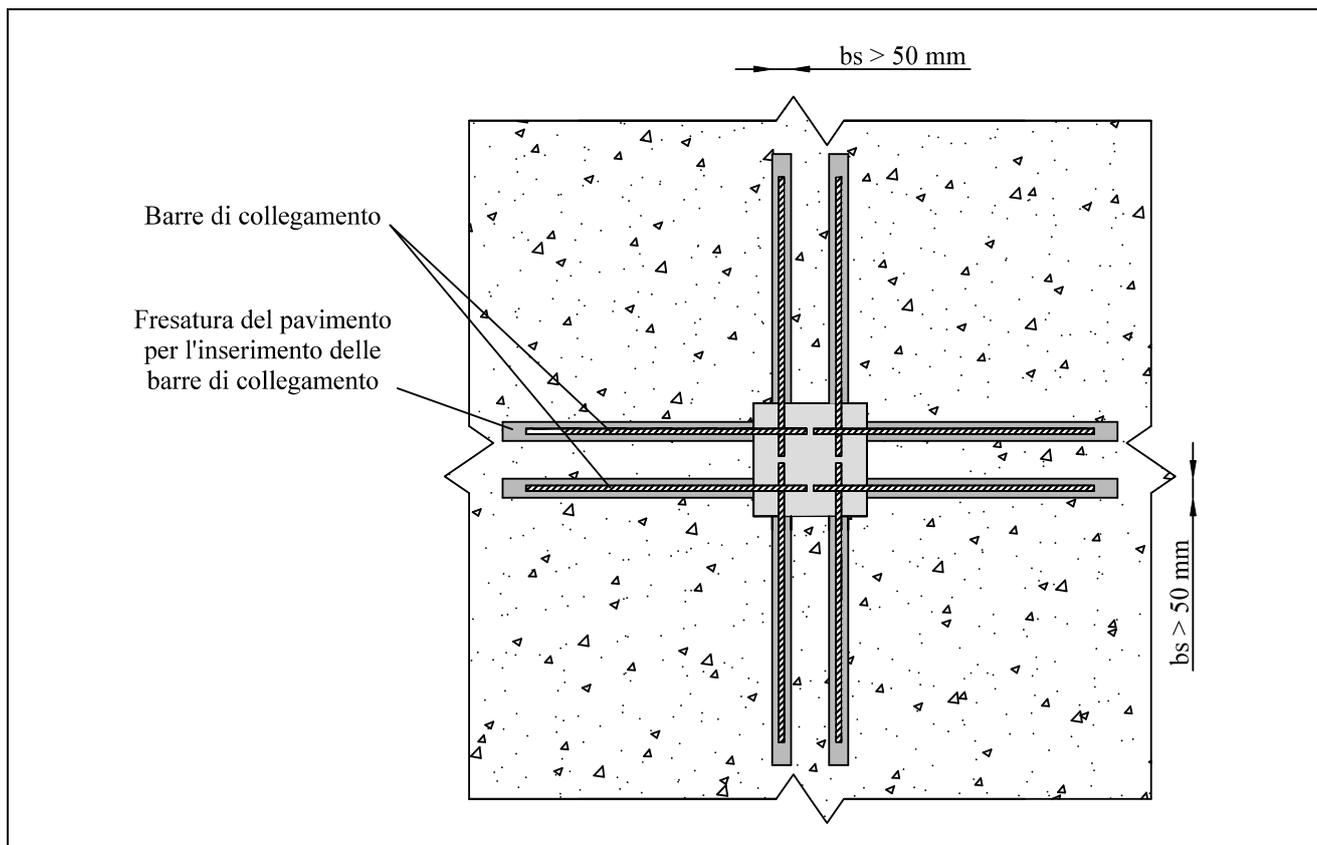
con W_p peso del singolo pannello, γ coefficiente di amplificazione dinamica come sopra,

l lunghezza massima del cavetto ed h distanza fra l'appoggio inferiore del pannello ed la quota del baricentro dei cavetti di ritenuta.

Il tassello va dimensionato per una forza pari alla portanza massima del cavetto, amplificata per un opportuno coefficiente di sovra resistenza γ_{Rd} .

4.3 Interventi su elementi strutturali verticali danneggiati o carenti

N.ID. PF-1	COLLEGAMENTO TRA PILASTRO E PAVIMENTO INDUSTRIALE
<p>Obiettivi</p> <ul style="list-style-type: none"> – Miglioramento vincolo a terra del pilastro: l'intervento permette di ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica del plinto a bicchiere isolato fornendo un grado di vincolo aggiuntivo. – Collegamento orizzontale tra i pilastri a livello di fondazione. <p>Casi di applicazione</p> <ul style="list-style-type: none"> – Rotazione rigida del pilastro senza evidente danneggiamento alla base per formazione di cerniera plastica. – La porzione di pavimentazione a contatto con il pilastro è gravemente danneggiata – La pavimentazione non è in battuta contro il pilastro per la presenza di un giunto. – Inadeguatezza della fondazione e/o sensibile ruolo degli spostamenti relativi del suolo tra le basi delle colonne. <p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Prima di forare/fresare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura. 2. Fresatura nel pavimento industriale: lunghezza di ancoraggio (L_s) almeno pari a 50 volte il diametro (ϕ) della barra utilizzata per il collegamento; profondità (h_s) almeno pari a 50 mm; larghezza della fresatura (b_s) almeno pari a 50 mm. 3. Foratura all'interno del pilastro per inghisaggio delle barre di collegamento: lunghezza (L_a) almeno pari a 10ϕ con limitata inclinazione rispetto all'orizzontale ($\leq 15^\circ$). 4. Pulizia di eventuali intercapedini/fessure tra la pavimentazione e il pilastro; eliminazione di detriti, schiume e/o materiali interposti. Eventuale allargamento di tali intercapedini qualora di spessore eccessivamente ridotto per un completo allettamento mediante malta da ripristino. 5. Inghisaggio delle barre nel pilastro mediante resina epossidica pura senza solventi. 6. Sigillatura delle fresature con malta epossidica di consistenza fluida e delle intercapedini mediante malta cementizia colabile, fibrorinforzata, a ritiro compensato, ad elevata duttilità. 	



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.

Svantaggi

- Discreta invasività.
- Non realizzabile in presenza di pavimenti con finiture di pregio.
- Bisogna verificare che nella sottopavimentazione sia presente il misto stabilizzato compattato, il quale garantisca un confinamento passivo al pilastro ed eviti concentrazioni di sollecitazioni di taglio e momento nella zona della sottopavimentazione e in fondazione.

Dimensionamento

Il collegamento deve essere realizzato con almeno due barre su ciascun lato del pilastro, scegliendo un diametro tale da garantire il trasferimento per trazione di una forza pari ad almeno il 15% dell'azione assiale agente sul pilastro per effetto dei carichi permanenti (strutturali e non strutturali). Nella verifica a taglio della parte di pilastro sottostante il pavimento si consiglia di considerare la presenza della spinta passiva della quota parte di terreno stabilizzato generalmente presente al di sotto del massetto industriale.

N.ID. PF-2

**CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO CIRCOSTANTE LA
FONDAZIONE MEDIANTE INIEZIONI CON MISCELE
CEMENTIZIE A BASSA PRESSIONE**

Obiettivi

- Consolidamento del terreno nei pressi del plinto a bicchiere per ovviare alla cedevolezza rotazionale tipica di questa tipologia di fondazione e per migliorare la resistenza a taglio del pilastro al di sotto del masseto.
- Irrigidimento del collegamento pilastro-fondazione

Casi di applicazione

- Rotazione rigida del pilastro senza evidente danneggiamento alla base per formazione di cerniera plastica.
- Inadeguatezza della fondazione e/o sensibile ruolo degli spostamenti relativi del suolo tra le basi delle colonne.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura del pavimento industriale per consentire l'iniezione della miscela cementizia. Eseguire la foratura su ogni lato del pilastro. Il numero di fori deve essere valutato per consentire una corretta iniezione della miscela.
3. Iniezione della miscela cementizia all'interno dei fori. Se necessario è possibile effettuare l'iniezione a bassa pressione.
4. Sigillatura delle perforazioni mediante malta da ripristino.



Vantaggi

- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.
- Consente un incremento sensibile della resistenza del sistema di fondazione alle azioni orizzontali.

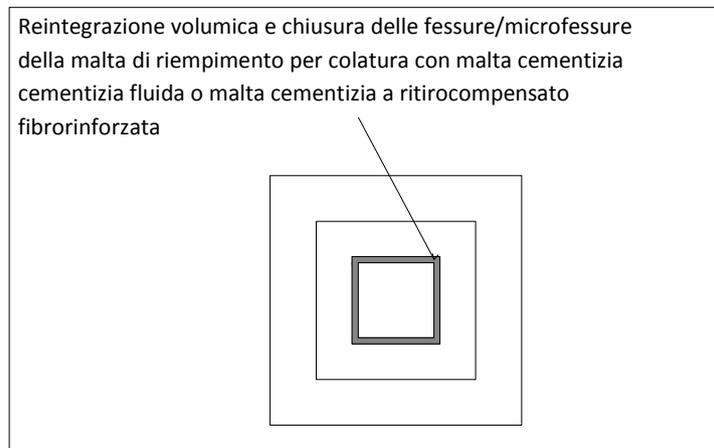
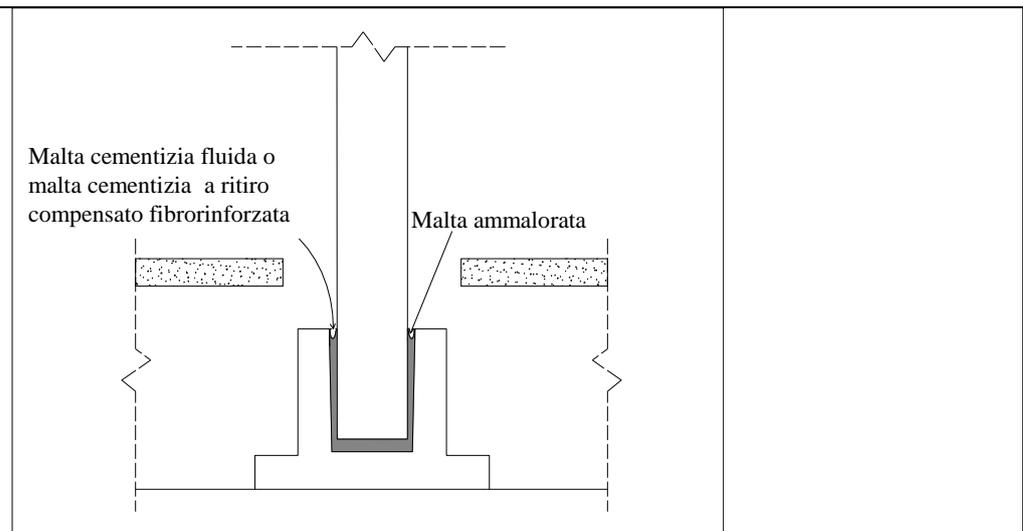
Svantaggi

- Costo elevato ed esecuzione complessa.
- Macchinari utilizzati generalmente ingombranti. Tale procedura risulta applicabile solo in zone ampie prive di ostacoli.
- Non realizzabile in presenza di pavimenti con finiture di pregio.
- Possibili problemi di intasamento (rete fognaria, pluviali etc.).
- Rischio di fuoriuscita della miscela di iniezione per la presenza di lesioni nella pavimentazione.
- Il bicchiere di fondazione non risulta efficacemente legato al volume iniettato.
- Se in sede di miglioramento/adequamento si prevede un rinforzo della colonna, può essere difficoltoso realizzare un efficace collegamento con la miscela iniettata, tuttavia va valutata la reale efficacia di tale collegamento.

Dimensionamento

L'intervento non richiede particolari verifiche

N.ID. PF-3	RIPRISTINO DEL RIEMPIMENTO NELL'INTERCAPEDINE TRA IL PILASTRO ED IL BICCHIERE MEDIANTE COLATURA MANUALE DI MALTA CEMENTIZIA FLUIDA O MALTA CEMENTIZIA A RITIRO COMPENSATO FIBRORINFORZATA
<p>Fasi realizzative</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Demolizione del pavimento industriale nella zona perimetrale del pilastro per una larghezza approssimativa di 50 cm ed eliminazione del materiale sottostante fino al raggiungimento del bicchiere. 2. Preparazione del supporto, mediante rimozione, in corrispondenza del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere, della malta deteriorata ed in fase di distacco fino a giungere al sottofondo solido e resistente. 3. Depolverizzazione del volume trattato con idonea apparecchiatura. 4. Bagnare fino a saturazione con acqua le parti delle cavità e delle lesioni/fessurazioni da riempire. Prima di gettare, attendere l'evaporazione dell'acqua in eccesso. Per eliminare l'acqua non assorbita, si consiglia di utilizzare, se necessario, aria compressa. 5. Reintegrazione volumica del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere per mezzo di colatura di malta cementizia fluida espansiva esente da segregazioni capace di scorrere anche in fessure e lesioni di ampiezza ridotta. Se richiesto, utilizzare malta cementizia fluida espansiva ed a reattività pozzolanica ad indurimento rapido esente da segregazioni capace di scorrere anche in fessure e lesioni di ampiezza ridotta. Il prodotto deve essere dotato di ottima adesione al calcestruzzo, ottima impermeabilità all'acqua, ottima resistenza alle sollecitazioni meccaniche di tipo dinamico. Il prodotto dovrà rispondere ai requisiti minimi definito nella ENV 1504-9 (<i>"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"</i>) ed ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-6. Nel caso di presenza di fori e/o cavità di dimensioni elevate, il prodotto può essere additivato con circa il 30% in peso di ghiaietto di idonea granulometria assortita. <p>In alternativa:</p> <p>5b. Reintegrazione volumica del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere per mezzo di colatura di malta a ritiro compensato fibrorinforzata ad elevata fluidità senza rischio di segregazione, a base di cementi, inerti selezionati, speciali additivi e microsilice. Il prodotto deve essere dotato di ottima adesione al calcestruzzo, ottima impermeabilità all'acqua, ottima resistenza alle sollecitazioni meccaniche di tipo dinamico. Il prodotto dovrà rispondere ai requisiti minimi definito nella ENV 1504-9 (<i>"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"</i>) ed ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-3. Nel caso di presenza di fori e/o cavità di dimensioni elevate, il prodotto può essere additivato con circa il 30% in peso di ghiaietto di idonea granulometria assortita.</p>	



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.

Svantaggi

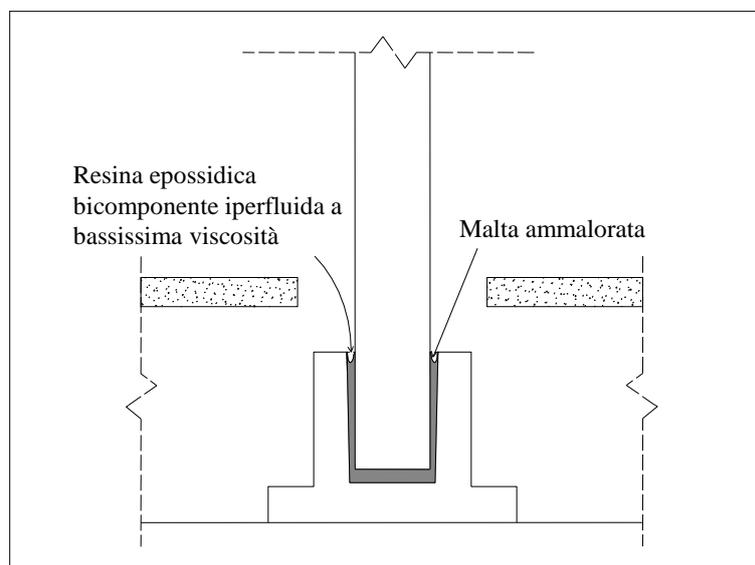
Dimensionamento

N.ID. PF-4

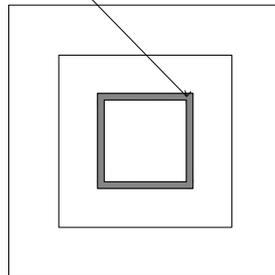
**RIPRISTINO DEL RIEMPIMENTO
NELL'INTERCAPEDINE TRA IL PILASTRO ED IL
BICCHIERE MEDIANTE COLATURA MANUALE DI
RESINA EPOSSIDICA BICOMPONENTE A BASSISSIMA
VISCOSITA'**

Fasi realizzative

1. Demolizione del pavimento industriale nella zona perimetrale del pilastro per una larghezza approssimativa di 50 cm ed eliminazione del materiale sottostante fino al raggiungimento del bicchiere.
2. Preparazione del supporto, mediante rimozione, in corrispondenza del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere, della malta deteriorata ed in fase di distacco fino a giungere al sottofondo solido e resistente.
3. Depolverizzazione del volume trattato con idonea apparecchiatura.
4. Reintegrazione volumica del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere per mezzo di colatura di resina epossidica bicomponente iperfluida a bassissima viscosità. Il prodotto dovrà penetrare facilmente anche attraverso le microfessure; inoltre dovrà polimerizzare senza ritiri e deve essere dotato di ottima adesione al calcestruzzo ed impermeabilità all'acqua, ottima resistenza alle sollecitazioni meccaniche di tipo dinamico. Il prodotto dovrà rispondere ai requisiti minimi definito nella ENV 1504-9 (*"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"*) ed ai requisiti minimi richiesti dalla EN 1504-5.



Reintegrazione volumica e chiusura delle fessure/microfessure della malta di riempimento per colatura con resina epossidica bicomponente iperfluida a bassissima viscosità



Vantaggi

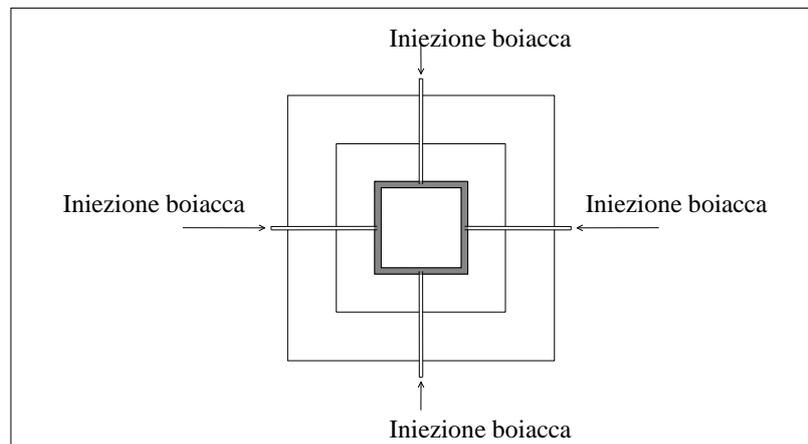
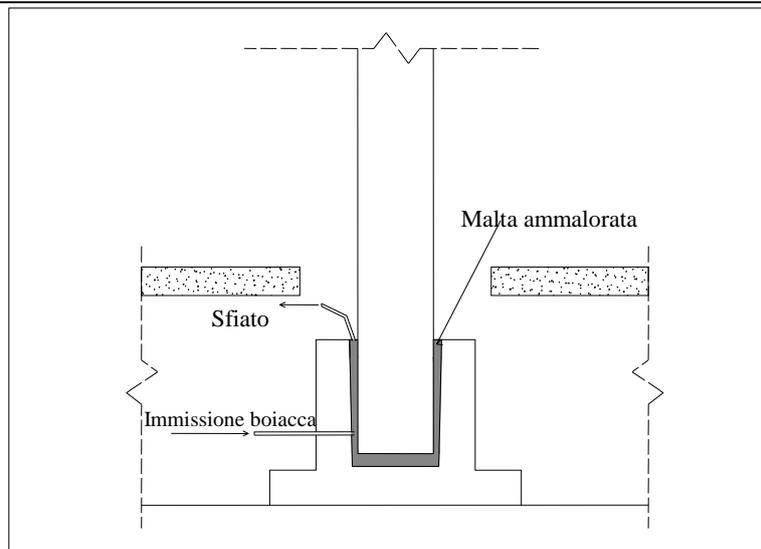
- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.

Svantaggi

Dimensionamento

-

N.ID. PF-5	RIPRISTINO DEL RIEMPIMENTO NELL'INTERCAPEDINE TRA IL PILASTRO ED IL BICCHIERE MEDIANTE INIEZIONI DI BOIACCA A BASE DI LEGANTE CEMENTIZIO ESPANSIVO SUPERFLUIDO
Fasi realizzative	
<ol style="list-style-type: none"> 1. Demolizione del pavimento industriale nella zona perimetrale del pilastro per una larghezza approssimativa di 50 cm ed eliminazione del materiale sottostante fino al raggiungimento del bicchiere. 2. Preparazione del supporto, mediante rimozione, in corrispondenza del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere, della malta deteriorata ed in fase di distacco fino a giungere al sottofondo solido e resistente e depolverizzazione delle fessure con aria compressa. 3. Posizionamento dei tubetti di iniezione (almeno uno per ciascun lato del bicchiere) e relativo fissaggio e sigillatura previa esecuzione di fori di alloggiamento. Posizionamento dei tubetti di sfiato (almeno uno per ciascun lato del bicchiere, come per i tubetti di iniezione) e relativo fissaggio e sigillatura previa esecuzione di fori di alloggiamento nella parte superiore dell'intercapedine bicchiere-pilastro per il monitoraggio del riempimento della stessa nella sua totalità. Per la sigillatura si potrà utilizzare uno dei seguenti prodotti: <ul style="list-style-type: none"> • adesivo epossidico bicomponente tissotropico per incollaggi strutturali conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma europea armonizzata ENV 1504-9 (<i>"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"</i>) ed ai requisiti minimi richiesti dalla norma EN 1504-04 (<i>"Incollaggio strutturale"</i>); • malta cementizia tissotropica fibrorinforzata, a presa ed indurimento rapidi, a ritiro compensato, conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma europea armonizzata EN 1504-9 (<i>"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"</i>) ed ai requisiti minimi richiesti dalla norma EN 1504-03 (<i>"Riparazione strutturale e non strutturale"</i>) per le malte non strutturali di classe R2. 4. Sigillatura superficiale delle fessure con i prodotti di cui al punto 3. 5. Nell'ipotesi di quadro fessurativo diffuso in corrispondenza della superficie esterna del bicchiere, posizionare ulteriori tubi di iniezione a cavallo delle lesioni posti ad opportuno interasse. 6. Sigillatura continua della parte superiore dell'intercapedine bicchiere-pilastro con i prodotti di cui al punto 3. 7. Procedere al lavaggio con acqua delle porosità interne partendo dall'alto per permettere alla polvere ed alle parti non perfettamente adese di fuoriuscire dai fori sottostanti. Se necessario il lavaggio andrà eseguito più volte al fine di assicurare la perfetta pulizia della superficie interna. 8. Iniezione della boiaccia a base di legante cementizio espansivo superfluido con pompe manuali tipo Clivio alla pressione compresa fra 1 e 3 atmosfere. Al fine di permettere il totale defluimento dell'aria presente all'interno delle fessure, l'iniezione della boiaccia deve essere eseguita partendo dall'iniettore posto all'estremità inferiore fino alla fuoriuscita del materiale dall'iniettore posto in alto. Dopo la chiusura del primo iniettore, proseguire l'iniezione da quelli successivi, fino al completo riempimento delle lesioni. 9. Rimozione dei tubetti di iniezione e dei tubetti di sfiato. 10. Sigillatura dei fori con i prodotti di cui al punto 3. 	



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.

Svantaggi

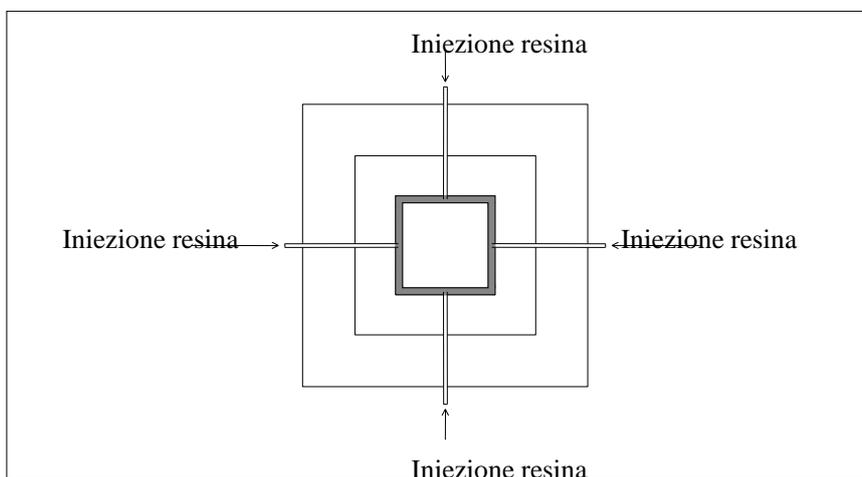
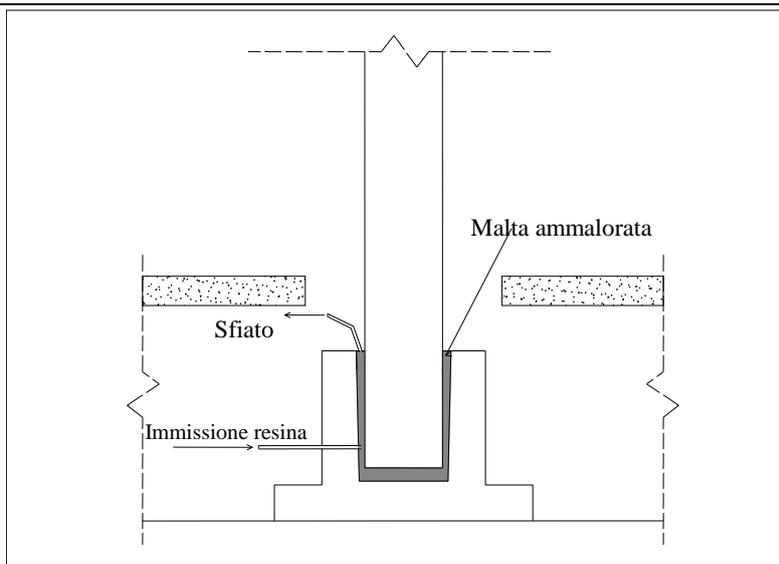
Dimensionamento

N. ID. PF-6

**RIPRISTINO M DEL RIEMPIMENTO
NELL'INTERCAPEDINE TRA IL PILASTRO ED IL
BICCHIERE MEDIANTE INIEZIONI A BASSA PRESSIONE
DI RESINA EPOSSIDICA BICOMPONENTE SUPERFLUIDA**

Fasi realizzative

1. Demolizione del pavimento industriale nella zona perimetrale del pilastro per una larghezza approssimativa di 50 cm ed eliminazione del materiale sottostante fino al raggiungimento della parte superiore del bicchiere.
2. Preparazione del supporto, mediante rimozione, in corrispondenza del riempimento tra il pilastro ed il bicchiere, della malta deteriorata ed in fase di distacco fino a giungere al sottofondo solido e resistente e depolverizzazione delle fessure con aria compressa.
3. Posizionamento dei tubetti di iniezione (almeno uno per ciascun lato del bicchiere) e relativo fissaggio e sigillatura con adesivo epossidico bicomponente tissotropico previa esecuzione di fori di alloggiamento. Posizionamento dei tubetti di sfiato (almeno uno per ciascun lato del bicchiere, come per i tubetti di iniezione) e relativo fissaggio e sigillatura previa esecuzione di fori di alloggiamento nella parte superiore dell'intercapedine bicchiere-pilastro per il monitoraggio del riempimento della stessa nella sua totalità. La sigillatura sarà eseguita con adesivo epossidico bicomponente tissotropico per incollaggi strutturali conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma europea armonizzata ENV 1504-9 (*"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"*) ed ai requisiti minimi richiesti dalla norma EN 1504-04 (*"Incollaggio strutturale"*).
4. Sigillatura superficiale delle fessure con adesivo epossidico di cui al punto 3.
5. Nell'ipotesi di quadro fessurativo diffuso in corrispondenza della superficie esterna del bicchiere, posizionare ulteriori tubi di iniezione a cavallo delle lesioni posti ad opportuno interasse.
6. Sigillatura continua della parte superiore dell'intercapedine bicchiere-pilastro con adesivo epossidico di cui al punto 3.
7. Iniezione della resina epossidica bicomponente superfluida o iperfluida a bassissima viscosità, con pompe manuali tipo Clivio alla pressione compresa fra 1 e 3 atmosfere, conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalla norma europea armonizzata ENV 1504-9 (*"Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi"*) ed ai requisiti minimi richiesti dalla norma EN 1504-05 (*"Iniezione del calcestruzzo"*). Al fine di permettere il totale defluimento dell'aria presente all'interno delle fessure, l'iniezione della resina epossidica bicomponente superfluida o iperfluida deve essere eseguita partendo dall'iniettore posto all'estremità inferiore fino alla fuoriuscita del materiale dall'iniettore in alto. Dopo la chiusura del primo iniettore, proseguire l'iniezione da quelli successivi, fino al completo riempimento delle lesioni.
8. Rimozione dei tubetti di iniezione e dei tubetti di sfiato.
9. Sigillatura dei fori con adesivo epossidico bicomponente tissotropico di cui al punto 3.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera.
- Mantenimento dello schema statico originale.
- Utilizzabile per la sistemazione definitiva della struttura.

Svantaggi

Dimensionamento

N.ID. RP-1

**CONFINAMENTO ALLA BASE DEI PILASTRI MEDIANTE
FASCIATURA IN FRP**

Obiettivi

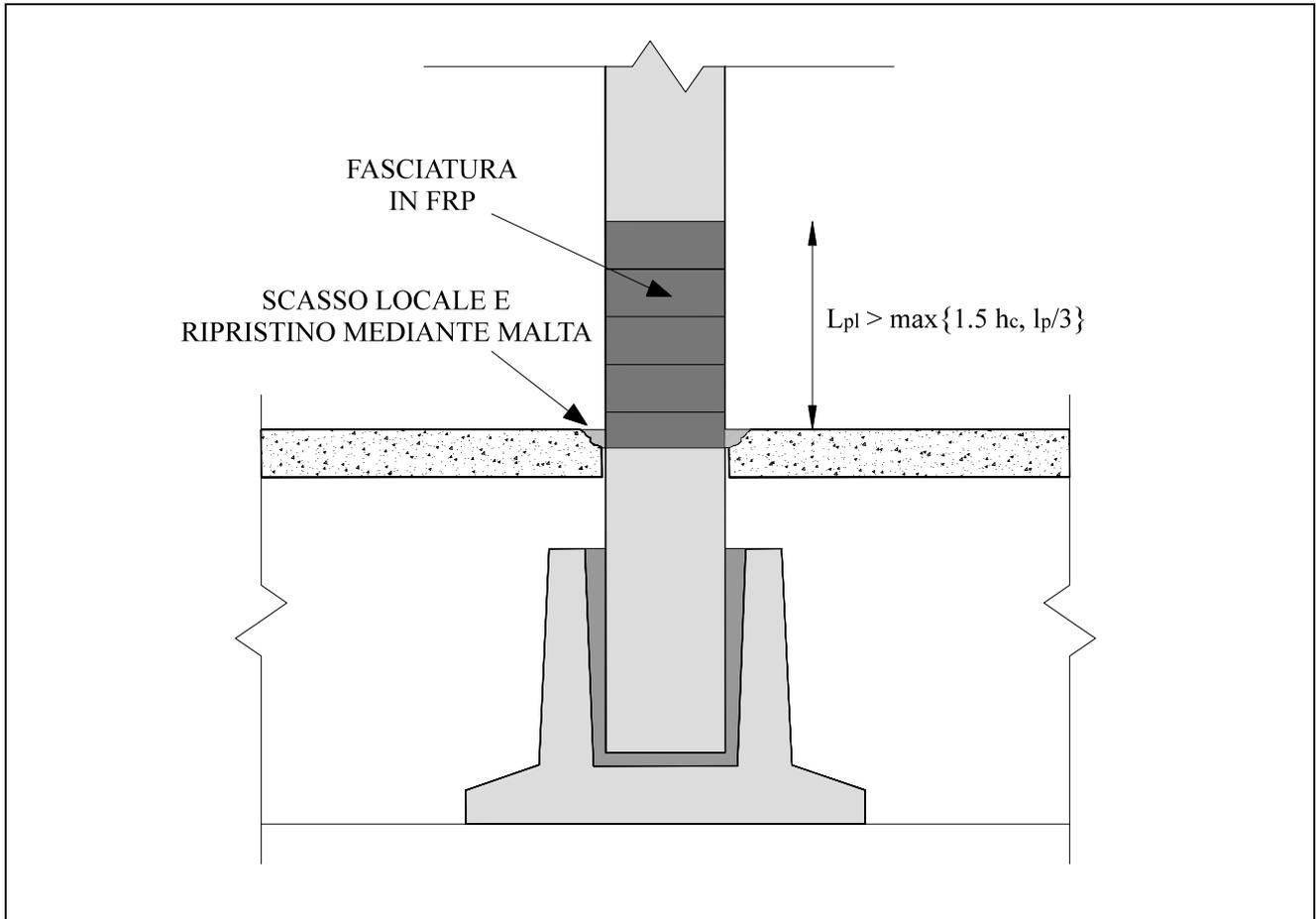
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della resistenza a taglio.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento.
- Il passo delle staffe presenti all'interno del pilastro potrebbe non essere considerato sufficiente a scongiurare l'instabilità delle barre longitudinali.

Fasi realizzative

1. Prima effettuare lo scasso di qualsiasi elemento, assicurarsi mediante pacometro l'assenza di armatura.
2. Eventuale riparazione preliminare delle fessure e dei distacchi del calcestruzzo alla base del pilastro mediante asportazione del calcestruzzo e ripristino con opportuni prodotti.
3. Scasso locale del pavimento industriale per consentire l'applicazione della fasciatura a una quota inferiore rispetto all'intradosso del pavimento industriale, onde evitare la possibile formazione di una sezione debole.
4. Applicazione della fasciatura nella sezione di base del pilastro.
5. Ripristino dello scasso mediante malta di ripristino.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera (nel caso in cui non sia necessaria una preliminare riparazione del pilastro).
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Aumento della resistenza a taglio della sezione originaria della colonna in c.a.
- Utilizzabile sia come soluzione di pronto intervento sia come soluzione per il definitivo adeguamento della struttura.
- Possibilità di rinforzare anche pilastri perimetrali intermedi e di angolo utilizzando FRP con "sistema ad umido" o, in alternativa, il tessuto metallico SFRP con solo stucco epossidico (per la capacità di passare in questi casi le fasce anche in ridottissimi spazi tra lato della colonna occluso e pannello di facciata senza rimuovere il pannello).
- Possibilità di saltare con la fasciatura anche le parti localmente interessate dalla presenza di squadrette di bloccaggio delle pannellature ai pilastri.
- Possibilità di continuare (se necessario in sede di intervento definitivo) il rinforzo lungo l'intera colonna senza armature di attesa o problemi legati alla ripresa dei getti.

Svantaggi

- Non dà luogo a sensibili aumenti di resistenza né nei confronti dell'azione assiale, né del momento flettente.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Realizzare la fasciatura del pilastro per un'altezza dal pavimento (L_{pl}) almeno pari al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$, dove l_p è l'altezza del pilastro.

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M., Manfredi G., 2011. *“Linee guida per Riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*, Reluis, protezione civile nazionale, Napoli.

N.ID. RP-2

**CONFINAMENTO ALLA BASE DEI PILASTRI MEDIANTE
ANGOLARI E CALASTRELLI METALLICI**

Obiettivi

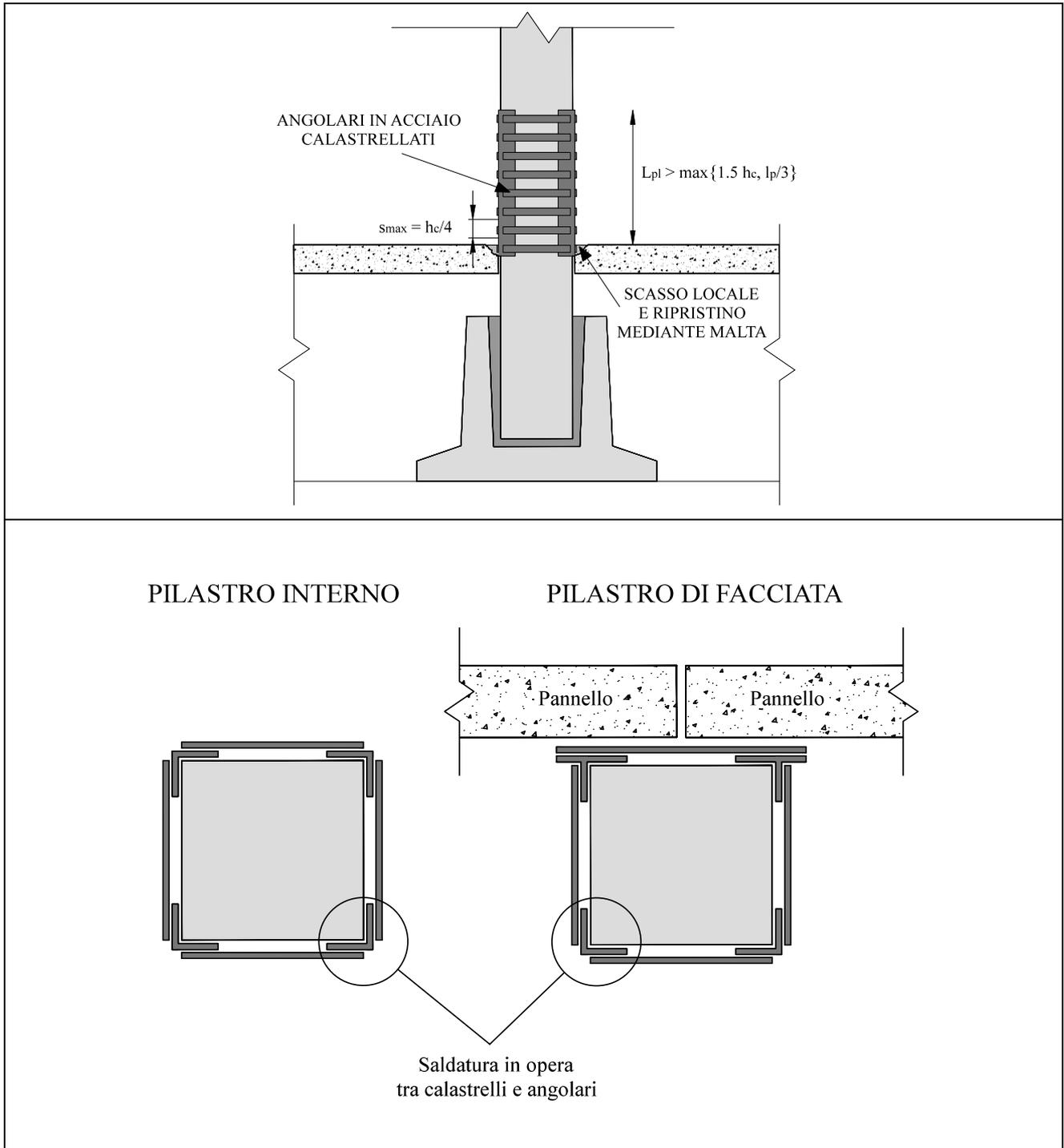
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della resistenza a taglio.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento.
- Il passo delle staffe presenti all'interno del pilastro inadeguato a contrastare l'instabilità delle barre longitudinali..

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Eventuale riparazione preliminare delle fessure e dei distacchi del calcestruzzo alla base del pilastro mediante asportazione del calcestruzzo e ripristino con opportuni prodotti.
3. Scasso locale del pavimento industriale per consentire l'applicazione degli angolari e dei calastrelli a una quota inferiore rispetto all'intradosso del pavimento industriale, onde evitare la possibile formazione di una sezione debole.
4. Fissaggio degli angolari mediante tasselli. Qualora le armature presenti non siano accessibili, si suggerisce l'uso di angolari sagomati a T per la saldatura dei calastrelli.
5. Saldatura in opera dei calastrelli.
6. Ripristino dello scasso mediante malta di ripristino.



Vantaggi

- Semplicità esecutiva.
- Velocità di messa in opera (nel caso in cui non sia necessaria una preliminare riparazione del pilastro).
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Aumento della resistenza a taglio della sezione originaria della colonna in c.a. Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Non dà luogo a sensibili aumenti di resistenza né nei confronti dell'azione assiale né di momento flettente.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Saldare in opera i calastrelli per un'altezza (L_{pl}) pari almeno al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (con l_p altezza del pilastro) e passo massimo (s_{max}) pari a 1/4 della dimensione della sezione del pilastro (h_c).

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M., Manfredi G., 2011. “*Linee guida per Riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*”, Reluis, protezione civile nazionale, Napoli.

N.ID. RP-3

**CONFINAMENTO E RINFORZO ALLA BASE DEI PILASTRI
MEDIANTE ANGOLARI E CALASTRELLI METALLICI**

Obiettivi

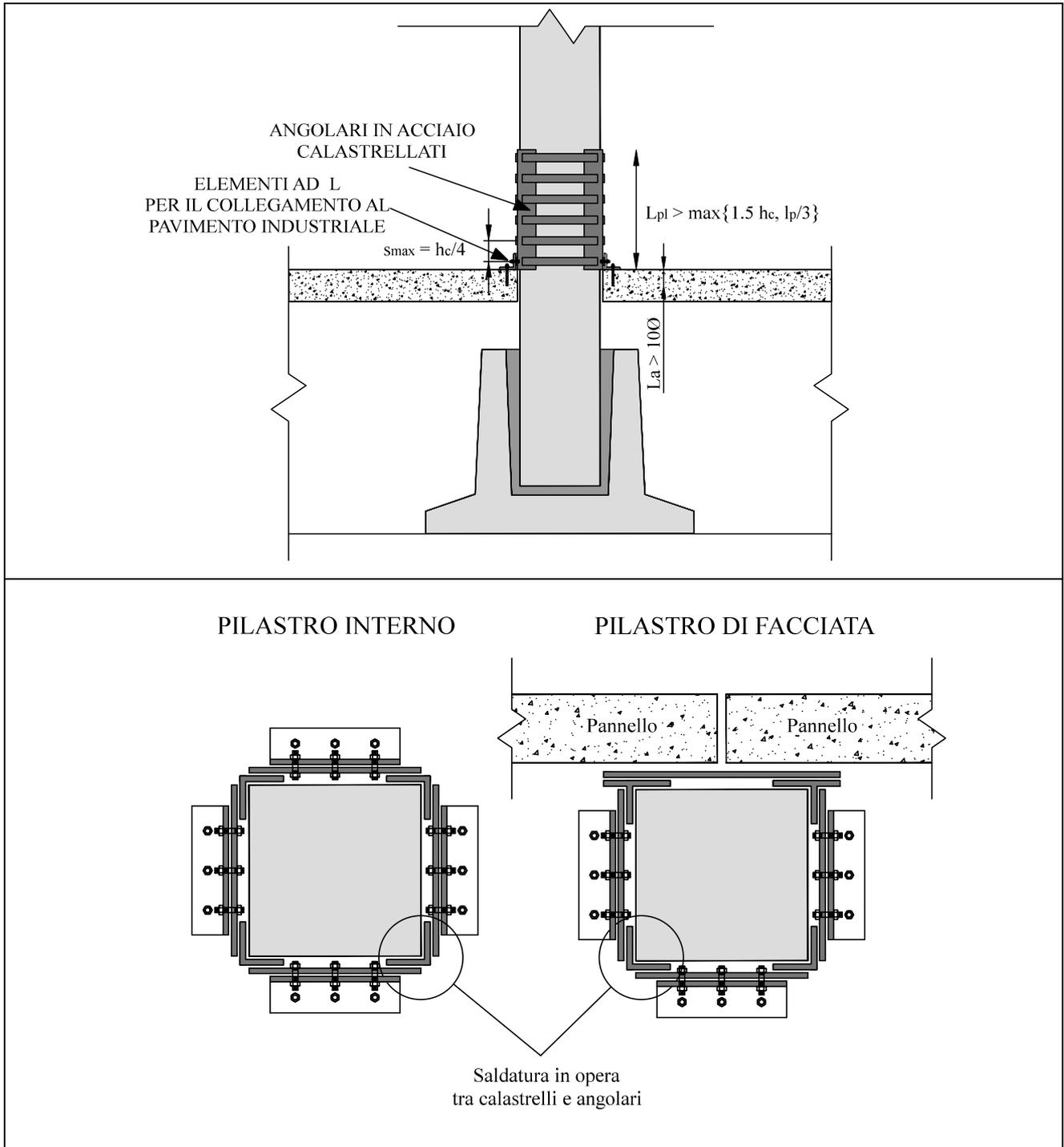
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della resistenza a taglio ed a flessione della sezione di base del pilastro.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento e capacità portante.
- Il passo delle staffe presenti all'interno del pilastro potrebbero non essere considerati sufficienti a scongiurare l'instabilità delle barre longitudinali.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Eventuale riparazione delle fessure e dei distacchi del calcestruzzo alla base del pilastro.
3. Fissaggio degli angolari mediante tasselli. Qualora le armature presenti non siano accessibili, si suggerisce l'uso di angolari sagomati a T per la saldatura dei calastrelli.
4. Saldatura in opera dei calastrelli.
5. Foratura del pavimento per inghisaggio delle barre di collegamento degli elementi ad L: lunghezza (L_a) almeno pari a 10ϕ .
6. Posizionamento degli elementi a L.
7. Inghisaggio delle barre nel pavimento industriale mediante resina.
8. Bullonatura degli elementi a L ai calastrelli.



Vantaggi

- Discreta velocità di messa in opera (nel caso in cui non sia necessaria una preliminare riparazione del pilastro).
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Aumento della resistenza a taglio e a flessione della sezione originaria della colonna in c.a. Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Realizzazione del vincolo alla base piuttosto complessa
- Non realizzabile in pavimenti con finiture di pregio.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Saldare in opera i calastrelli per un'altezza (L_{pi}) pari almeno al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (con l_p altezza del pilastro) e passo massimo (s_{max}) pari a $1/4$ della dimensione della sezione del pilastro (h_c).

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M., Manfredi G., 2011. *“Linee guida per Riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*, Reluis, protezione civile nazionale, Napoli.

N.ID. RP-4

**CONFINAMENTO E RINFORZO ALLA BASE DEI PILASTRI
MEDIANTE INCAMICIATURA IN HPFRC**

Obiettivi

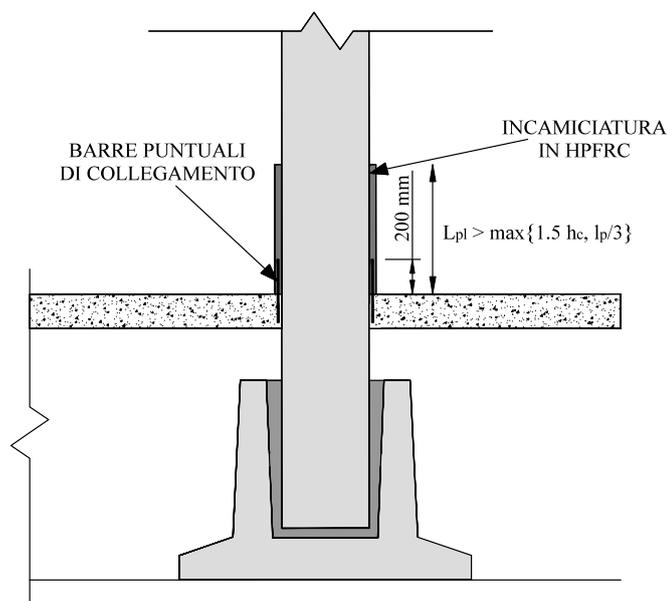
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della capacità portante (azione assiale, momento flettente e taglio) della sezione di base del pilastro.

Casi di applicazione

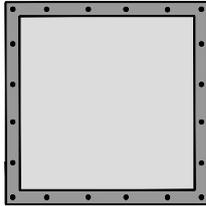
- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento e capacità portante della sezione.

Fasi realizzative

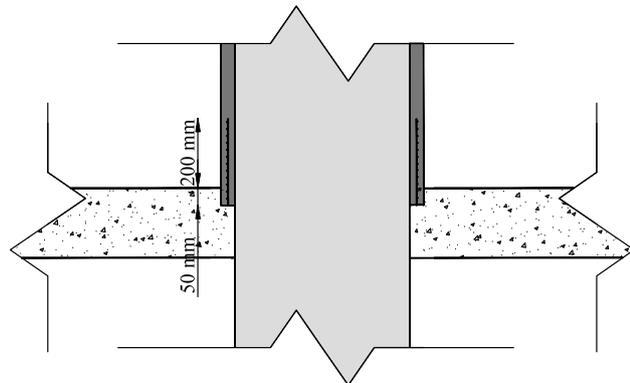
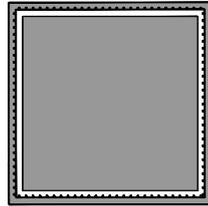
1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Foratura puntuale del pavimento industriale per l'inghisaggio delle barre di collegamento con la camicia. In alternativa è possibile utilizzare un collegamento tramite rete elettrosaldata previo scasso nel pavimento industriale per il posizionamento della rete stessa.
3. Idro-sabbiatura o scarifica della superficie del pilastro al fine di rimuovere la porzione di calcestruzzo ammalorata (se presente) e ottenere una rugosità sufficiente per garantire l'aderenza tra calcestruzzo di base e calcestruzzo fibro-rinforzato senza l'ausilio di adesivi epossidici.
4. Casseratura e getto della camicia in HPFRC.



Collegamento con
connettori



Collegamento con
rete elettrosaldata



Vantaggi

- Incremento della resistenza flessionale della sezione di base del pilastro dovuto sia al collegamento con il pavimento industriale, sia all'aumento del braccio della coppia interna.
- Effetto benefico nei riguardi della potenziale instabilità delle barre longitudinali nel caso in cui il passo delle staffe sia molto rado.
- Aumento della resistenza assiale e a taglio della sezione originaria della colonna in c.a.
- Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Necessità di cassetta a tenuta lungo tutto il perimetro, essendo il materiale utilizzato autocompattante.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Nel caso di collegamento puntuale la lunghezza dei connettori deve essere tale da sviluppare almeno una lunghezza di 200 mm dal piano del pavimento.

Nel caso di collegamento tramite rete elettrosaldata realizzare uno scasso di almeno 50 mm di profondità nel pavimento industriale e utilizzare una rete elettrosaldata di piccolo diametro e maglia orientativamente di 30x30 mm. La rete elettrosaldata deve estendersi per almeno 200 mm al di sopra del piano di pavimento.

La cassetta e il getto della camicia in FRC/HPFRC deve estendersi per un'altezza (L_{pi}) almeno pari al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (l_p altezza del pilastro). Lo spessore suggerito per la camicia non deve essere inferiore a 40 mm.

Prevedere la presenza di armature verticali di attesa, per l'ideale lunghezza di sovrapposizione, per la ripresa di getto, nel caso in cui successivamente l'intervento dovesse venire esteso per tutta l'altezza del pilastro.

N.ID. RP-5

**CONFINAMENTO E RINFORZO ALLA BASE DEI PILASTRI
MEDIANTE INCAMICIATURA IN C.A.**

Obiettivi

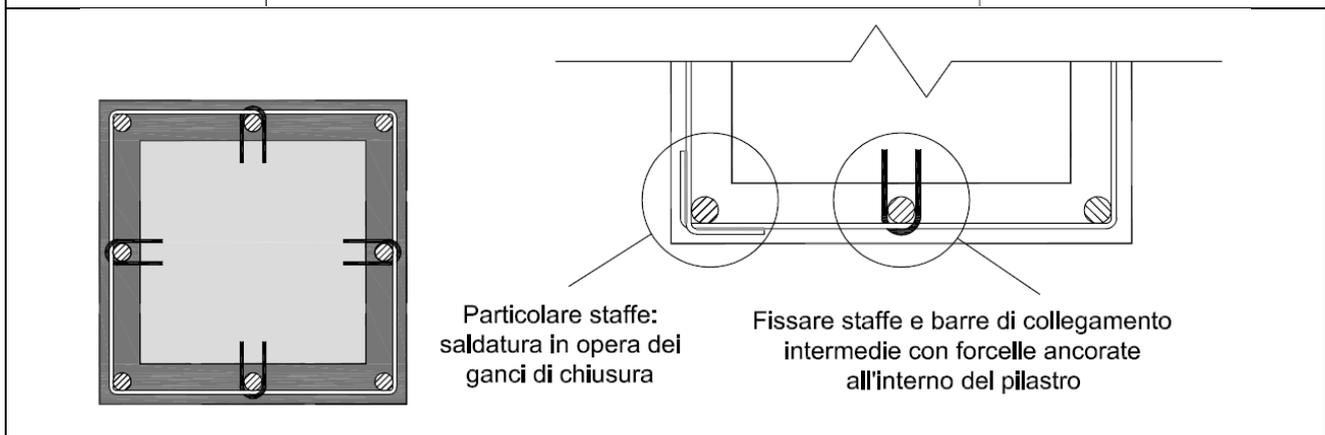
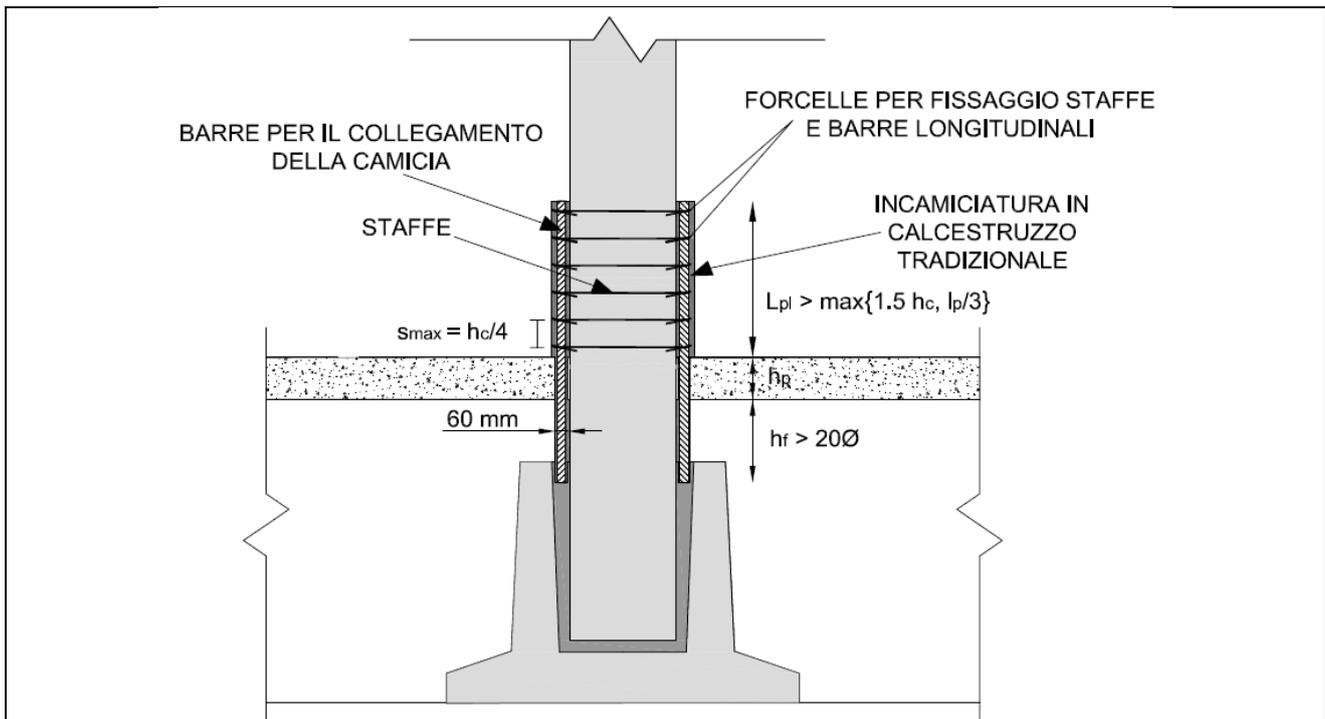
- Incremento del confinamento del calcestruzzo nella zona critica alla base del pilastro con conseguente aumento della duttilità della sezione di base.
- Incremento della capacità portante (azione assiale, momento flettente e taglio) della sezione di base del pilastro.

Casi di applicazione

- Il pilastro presenta danneggiamenti alla base e la sezione potrebbe non essere in grado di assorbire ulteriori deformazioni imposte dal sisma.
- La struttura, pur non essendo danneggiata in modo evidente, necessita di un incremento di prestazioni in termini di capacità di spostamento e capacità portante della sezione.

Fasi realizzative

1. Prima di forare qualsiasi elemento, individuare mediante pacometro le zone prive di armatura.
2. Idro-sabbiatura o scarifica della superficie del pilastro al fine di rimuovere la porzione di calcestruzzo ammalorata (se presente).
3. Carotaggio sia del pavimento industriale con realizzazione di un foro passante sia del plinto per il collegamento della camicia per una profondità (h_f) pari ad almeno 20ϕ (con ϕ diametro delle barre di collegamento) nel plinto. Si suggerisce di realizzare un foro di diametro almeno pari a 60 mm. Il diametro delle barre di collegamento è funzione dell'incremento di resistenza flessionale desiderato, mentre la loro lunghezza è pari ad almeno la distanza tra pavimento e fondo foro + la lunghezza della cerniera plastica ($L_0 + L_{pl}$) con L_{pl} pari al massimo valore tra 1.5 volte la dimensione della sezione del pilastro (h_c) e $l_p/3$ (con l_p altezza del pilastro).
4. Inserimento delle barre di collegamento nei fori.
5. Posizionamento delle staffe a interasse massimo (s_{max}) pari a $\frac{1}{4}$ della dimensione della sezione del pilastro, con saldatura dei ganci di chiusura.
6. Fissaggio con resina all'interno del pilastro, in corrispondenza dell'intersezione tra staffe e barre longitudinali, di forcelle per impedire l'imbozzamento delle barre e lo spanciamento delle staffe, garantendo un efficace confinamento. Realizzare il fissaggio con forcelle solo in corrispondenza delle barre longitudinali intermedie.
7. Casseratura e getto della camicia in calcestruzzo (classe minima C40/50). Lo spessore della camicia è generalmente compreso tra 80 e 100 mm a seconda del diametro delle barre di collegamento.



Vantaggi

- Incremento della resistenza della sezione di base del pilastro.
- Basato sull'utilizzo di tecniche tradizionali ben consolidate.
- Utilizzabile come soluzione per l'adeguamento definitivo.

Svantaggi

- Metodo di rinforzo invasivo e laborioso.

Dimensionamento

Deve essere dimensionato per consentire alla sezione di base del pilastro di sostenere le azioni sismiche di progetto.

Prevedere la presenza di armature verticali di attesa, per l'ideale lunghezza di sovrapposizione, per la ripresa di getto, nel caso in cui successivamente l'intervento dovesse venire esteso per tutta l'altezza del pilastro.

N.ID. RP-6

**RINFORZO LOCALE CON INCRAVATTATURA
METALLICA CON EVENTUALE CONNESSIONE ALLA
FONDAZIONE**

Obiettivi

- L'intervento ha lo scopo di rinforzare localmente il pilastro fortemente fessurato incrementando anche il confinamento passivo del calcestruzzo, è rivolto anche a pilastri che in origine non sono stati progettati con un'armatura adeguata. Prolungando gli elementi verticali con opportuni tirafondi e collegandoli con le fondazioni è possibile utilizzare questo intervento per incrementare l'armatura longitudinale allo scopo di migliorare la capacità portante a flessione.

Casi di applicazione

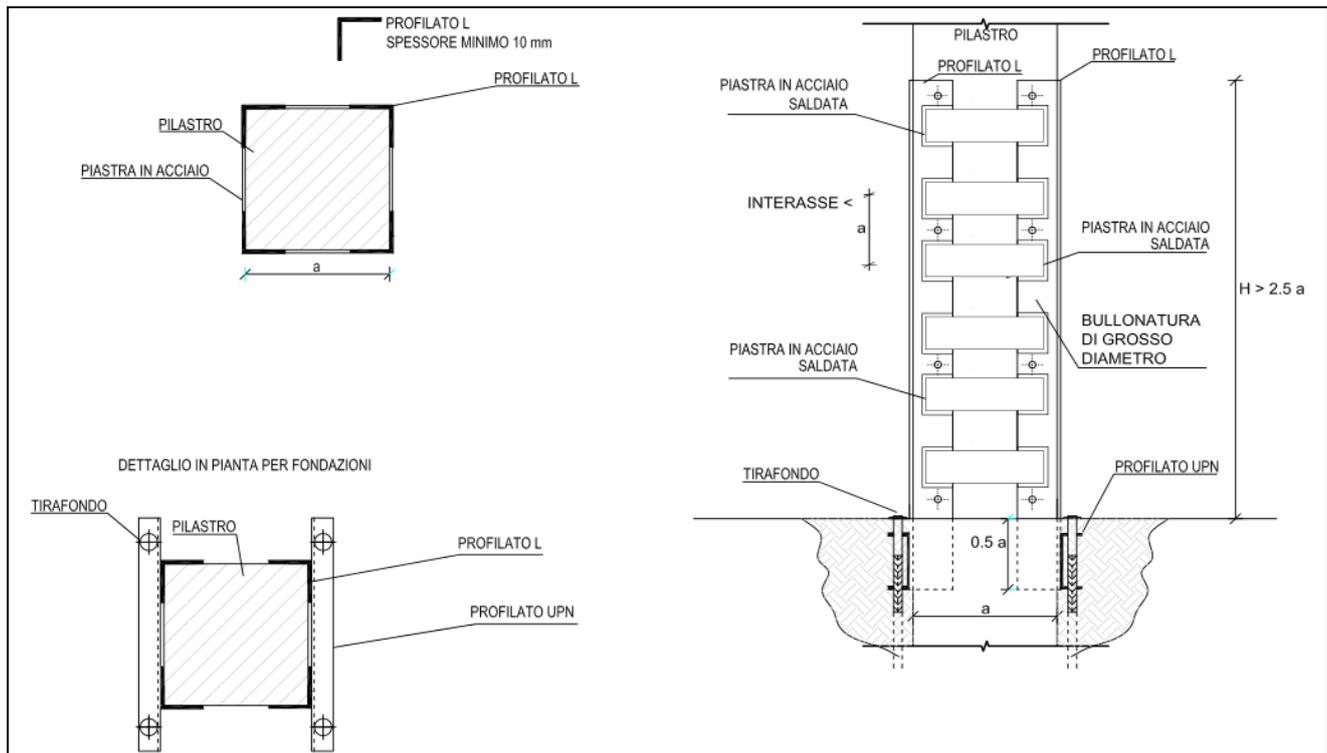
- Pilastro con importante fessurazione.

Fasi realizzative

1. Applicazione di angolari di spessore non inferiore a 10 mm e di lunghezza almeno uguale a 2.5 volte il lato maggiore del pilastro da rinforzare. Se si intende incrementare anche la resistenza a flessione, rendendo efficace questi elementi come armatura longitudinale, è necessario eseguire il fissaggio degli elementi con tasselli, opportunamente dimensionati, forando all'interno delle barre longitudinali esistenti.
2. Saldatura degli angolari con piatti trasversali – o calastrelli – opportunamente equi-spaziati a distanza non superiore al lato del pilastro, si suggerisce l'uso di piatti saldati con cordone d'angolo su tre lati per ogni estremità sovrapposti agli angolari per una lunghezza pari ad almeno la larghezza del piatto da unire. Saldare prima tutti i calastrelli ad una estremità su un angolo quindi procedere all'unione delle altre estremità all'angolare opposto
3. Se l'intervento viene eseguito contestualmente al rifacimento del colletto di pavimentazione alla base del pilastro, prolungare gli angolari al disotto del piano della pavimentazione per una quota pari a metà del lato del pilastro saldandovi due profili UPN (altezza minima 120 mm) con fori per il passaggio dei tirafondi di collegamento alla fondazione.

Note

In una seconda fase del consolidamento un getto integrativo può proteggere le armature metalliche da fuoco e corrosione ed aumentarne l'aderenza al pilastro stesso rendendo definitivo il miglioramento del pilastro. La soluzione può essere anche applicata alla sommità dei pilastri in concomitanza con la solidarizzazione della trave soprastante (vedi punto successivo).



Vantaggi

- L'intervento consente la predisposizione rapida di un confinamento passivo alla base del pilastro per la sua lunghezza critica, incrementandone la duttilità a compressione del calcestruzzo e quindi a flessione della zona critica.
- L'assenza di collegamenti (tasselli) tra i profili angolari in acciaio longitudinali ed il pilastro, evita, in assenza di adeguate computazioni di modificare lo schema statico del progetto originario in termini di sezione e critica e relativa duttilità
- L'armatura così disposta è pronta per eventuali successivi interventi di rinforzo flessionale a seguito di un'adeguata incamiciatura e di un eventuale scasso della pavimentazione per favorire la connessione con le armature flessionali

Svantaggi

- Il costo è sicuramente più elevato di una semplice incamiciatura in materiale ad alte prestazioni e di una eventuale aggiunta di consueta armatura trasversale e longitudinale
- Può comportare una certa difficoltà di esecuzione in corrispondenza di pilastri a ridosso di pannelli di tamponamento e di spigolo. In questi casi si può operare saldando ad un angolare i piatti metallici sporgenti oltre la larghezza del lato del pilastro sui quali imbullonare un secondo profilo angolare disposto con un lato a contatto con il pilastro e con l'altro a contatto con il piatto fuoriuscente
- Può comportare la necessità di spacchi locali della crosta portante del pannello per operare le saldature dei piatti.
- Introduce una discontinuità delle caratteristiche deformative in campo anelastico lungo il fusto del pilastro, tenendo conto della zona inferiore alla pavimentazione.

Dimensionamento

Se l'intervento viene effettuato con l'unico e precipuo scopo di aumentare il confinamento nelle zone critiche, non garantito dalla insufficiente armatura trasversale, il dimensionamento dei calastrelli va effettuato in maniera tale da garantire, nella zona di intervento, lo stesso effetto di confinamento prescritto dalle attuali norme per la classe di duttilità B, e dunque mediante la relazione:

$$\frac{A_{calastrello}}{s} \geq 0.08 \cdot \frac{f_{cd} \cdot a}{f_{yd}}; \frac{A_{calastrello}}{s} \geq 0.08 \frac{f_{cd} \cdot a}{f_{yd}}$$

dove:

- $A_{calastrello}$ rappresenta ovviamente l'area del singolo calastrello;
- s rappresenta la spaziatura, lungo l'altezza della zona confinata, dei calastrelli;
- a è la larghezza della sezione del pilastro;
- f_{cd} ed f_{yd} sono rispettivamente i valori di progetto, calcolati secondo le vigenti norme tecniche, della resistenza a compressione (cilindrica) del calcestruzzo del pilastro e dell'acciaio impiegato per i calastrelli. Quest'ultimo deve soddisfare i requisiti indicati dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni ai capitoli 7 ed 11.

In una logica di gerarchia delle resistenze la saldatura dei calastrelli agli angolari metallici disposti ai quattro spigoli del pilastro andrà dimensionata per una forza pari a $A_{calastrello} \cdot f_{ud}$, dove f_{ud} rappresenta il valore di progetto della resistenza ultima dell'acciaio dei calastrelli, valutato secondo le vigenti norme.

N.ID. RP-7

**CONFINAMENTO E RINFORZO A PRESSOFLESSIONE
DELLA BASE DEL PILASTRO CON MATERIALE
COMPOSITO FIBRORINFORZATO CON “FIOCCHI” DI
ANCORAGGIO AL PIEDE**

Obiettivi

Fasi realizzative

1. Demolizione del pavimento industriale nella zona perimetrale del pilastro per una larghezza approssimativa di 50 cm ed eliminazione del materiale sottostante fino al raggiungimento della parte superiore del plinto.
2. Pulizia dell'intera superficie del pilastro sulla quale andranno applicati i materiali compositi e arrotondamento degli spigoli del pilastro con un raggio di curvatura non inferiore a 25 mm.
3. Esecuzione di fori di diametro di circa 20 mm nella malta di riempimento posta nell'intercapedine tra pilastro e bicchiere per una profondità non inferiore a 30 cm.
4. Rinforzo a pressoflessione mediante applicazione sulla superficie del pilastro del materiale composito (tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico, lamine pultruse in fibra di carbonio preimpregnate con resina epossidica, tessuto unidirezionale in fibra metallica ad alta resistenza) per un'altezza, misurata dalla parte sommitale del bicchiere, di almeno 1/3 dell'altezza complessiva del pilastro. I tessuti (lamine pultruse) saranno posti in opera con l'orientamento delle fibre (filamenti) parallelo all'asse del pilastro. La fascia di tessuto dovrà penetrare all'interno dell'intercapedine tra pilastro e bicchiere per l'intera lunghezza della tasca di ancoraggio. La larghezza della fascia di materiale composito unidirezionale applicata su ciascuna faccia del pilastro sarà dimensionata in funzione della richiesta in termini di incremento di resistenza a pressoflessione (Figura 105).
5. Applicazione ed inghisaggio con stucco epossidico bicomponente di fiocchi in tessuto unidirezionale in fibra metallica ad alta resistenza all'interno dei fori precedentemente eseguiti, avendo cura di sfioccare la parte esterna sulla superficie del materiale composito unidirezionale precedentemente applicato (punto 4). Il fiocco metallico dovrà penetrare completamente all'interno del foro eseguito e proseguire lungo il pilastro per una lunghezza non inferiore a 70 cm. (Figura 106 and Figura 107)
6. Ricopertura completa del fiocco metallico con stucco epossidico bicomponente in modo da evitare il contatto fiocco - successivi tessuti in fibra di carbonio applicati.
7. Applicazione, in sequenza verticale continua, di fascia di confinamento in forma di anello chiuso in tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico, partendo dalla parte sommitale del bicchiere fino all'estremità superiore del tessuto unidirezionale (Figura 108). I tessuti, costituenti gli anelli di confinamento, saranno posti in opera con l'orientamento delle fibre (filamenti) perpendicolari all'asse del pilastro.
8. Spaglio di sabbia di quarzo sottile ed asciutta su tutta la superficie trattata per promuovere l'adesione dei successivi strati di protezione e finitura.

Note

La superficie sulla quale andrà applicato il rinforzo dovrà essere pulita ed asciutta senza residui di lavorazioni precedenti. Il substrato di calcestruzzo dovrà essere compatto e coerente. In caso contrario provvedere al ripristino corticale con malte cementizie di idonee prestazioni meccaniche.

Nel caso in cui si preveda che, in una fase successiva, l'intervento debba essere esteso all'intero pilastro, deve essere lasciata una parte di tessuto unidirezionale (lamina pultrusa) di circa 40 cm di attesa (applicato al punto 4 per il rinforzo a pressoflessione) non ricoperta dai successivi layer di composito (applicati al punto 6) come ancoraggio per il composito applicato nell'intervento successivo (Figura 109). Anche per le appendici di attesa si provvederà allo spaglio di sabbia di quarzo sottile ed asciutta su tutta la superficie trattata per promuovere l'adesione dei successivi strati di composito.

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M. Manfredi G. , 2011. “*Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*”, Reluis, Protezione Civile Nazionale, Napoli (disponibile al link http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf).

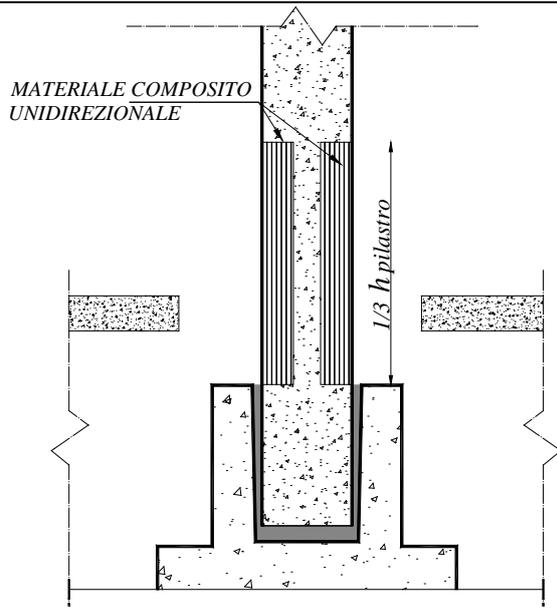


Figura 105 - Applicazione del tessuto metallico. Sezione verticale

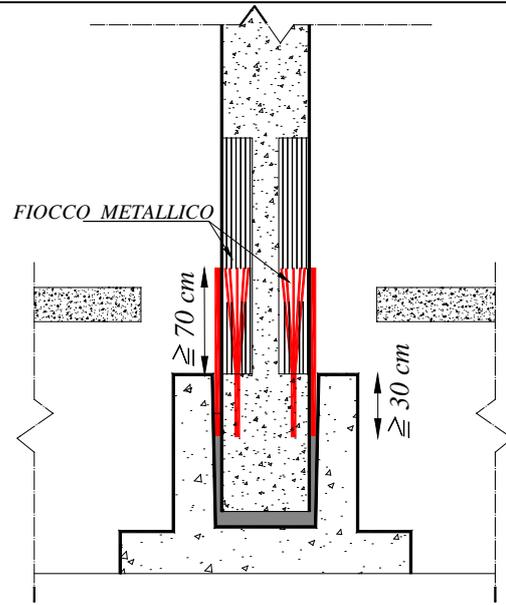


Figura 106 - Applicazione del tessuto metallico. Sezione orizzontale

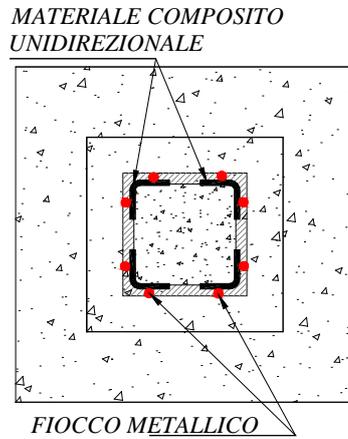


Figura 107 - Applicazione del tessuto quadri assiale

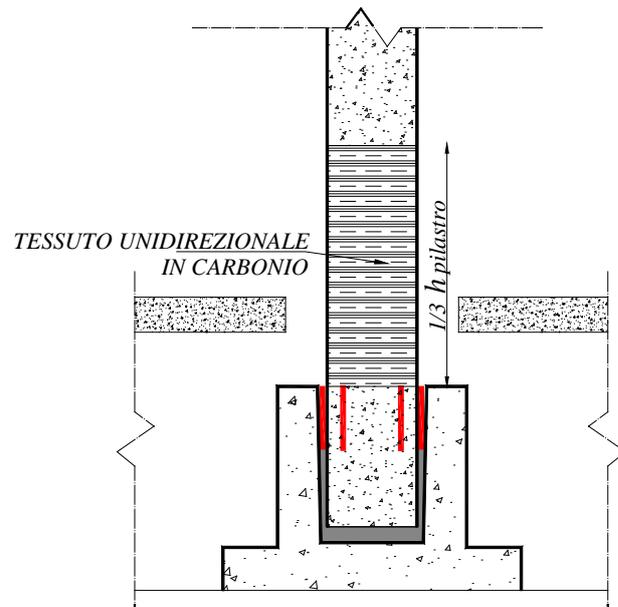


Figura 108 - Applicazione del tessuto unidirezionale

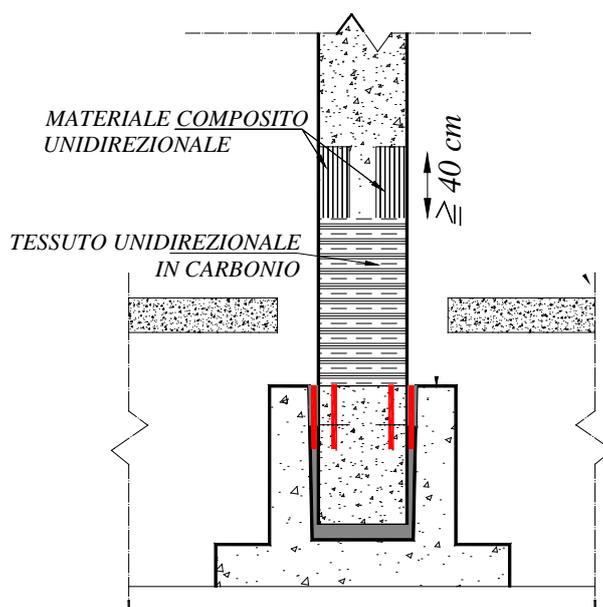


Figura 109 - Particolare sommitale in caso di ripresa successiva dell'intervento

Vantaggi

- Semplicità e rapidità di operazione
- Ridotta superficie di scavo intorno al pilastro
- Nessuna variazione significativa nelle rigidità degli elementi rinforzati
- Nelle zone confinate con tessuto unidirezionale può verificarsi un incremento della resistenza a taglio

Svantaggi

- Ridotto incremento di resistenza a compressione nel pilastro

Dimensionamento

La quantità di materiale composito unidirezionale da applicare dovrà essere in grado di sopperire alla mancanza di armatura longitudinale nel pilastro. Tale quantità sarà calcolata attraverso la verifica a pressoflessione del pilastro.

N.ID. RP-8

**CONFINAMENTO E RINFORZO A PRESSOFLESSIONE
DELLA BASE DEL PILASTRO CON MATERIALE
COMPOSITO FIBRORINFORZATO CON TASCA DI
ANCORAGGIO AL PIEDE**

Fasi realizzative

1. Demolizione del pavimento industriale nella zona perimetrale del pilastro per una larghezza approssimativa di 50 cm ed eliminazione del materiale sottostante fino al raggiungimento della parte superiore del bicchiere.
2. Rimozione della parte superiore della malta di riempimento posta nell'intercapedine tra pilastro e bicchiere per una profondità non inferiore a 20 cm. lungo l'intero sviluppo perimetrale del pilastro (nel seguito denominata "tasca di ancoraggio").
3. Pulizia della superficie del pilastro e della parte interna del bicchiere sulla quale andranno applicati i materiali compositi e arrotondamento degli spigoli del pilastro con un raggio di curvatura non inferiore a 25 mm.
4. Rinforzo a pressoflessione mediante applicazione sulla superficie del pilastro del materiale composito (tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico, lamine pultruse in fibra di carbonio preimpregnate con resina epossidica, tessuto unidirezionale in fibra metallica ad alta resistenza) per un'altezza, misurata dalla parte sommitale del bicchiere, di almeno 1/3 dell'altezza complessiva del pilastro. I tessuti (lamine pultruse) saranno posti in opera con l'orientamento delle fibre (filamenti) parallelo all'asse del pilastro. La fascia di tessuto dovrà penetrare all'interno dell'intercapedine tra pilastro e bicchiere per l'intera lunghezza della tasca di ancoraggio. La larghezza della fascia di materiale composito unidirezionale applicata su ciascuna faccia del pilastro sarà dimensionata in funzione della richiesta in termini di incremento di resistenza a pressoflessione (Figura 110 e Figura 111)
5. Applicazione di fascia di confinamento in forma di anello chiuso di tessuto quadriassiale bilanciato in fibra di carbonio ad alta resistenza, a ricoprimento della parte terminale del tessuto metallico per un'altezza di circa 50 cm misurata a partire dalla parte bassa della tasca di ancoraggio. (Figura 112)
6. Applicazione, in sequenza verticale continua, di fascia di confinamento in forma di anello chiuso in tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza con elevato modulo elastico, partendo dalla parte sommitale del bicchiere fino all'estremità superiore del tessuto unidirezionale (Figura 113). I tessuti, costituenti gli anelli di confinamento, saranno posti in opera con l'orientamento delle fibre (filamenti) perpendicolari all'asse del pilastro.
7. Riempimento dell'intercapedine tra il pilastro ed il bicchiere (tasca di ancoraggio) con stucco epossidico bicomponente a consistenza tissotropica (Figura 113)
8. Spaglio di sabbia di quarzo sottile ed asciutta su tutta la superficie trattata per promuovere l'adesione dei successivi strati di protezione e finitura.

Note

La superficie sulla quale andrà applicato il rinforzo dovrà essere pulita ed asciutta senza residui di lavorazioni precedenti. Il substrato di calcestruzzo dovrà essere compatto e coerente. In caso contrario provvedere al ripristino corticale con malte cementizie di idonee prestazioni meccaniche.

Nel caso in cui si preveda che, in una fase successiva, l'intervento debba essere esteso all'intero pilastro, deve essere lasciata una parte di tessuto unidirezionale (lamina pultrusa) di circa 40 cm di attesa (applicato al punto 4 per il rinforzo a pressoflessione) non ricoperta dai successivi layer di composito (applicati al punto 6) come ancoraggio per il composito applicato nell'intervento successivo (Figura 114). Anche per le appendici di attesa si provvederà allo spaglio di sabbia di quarzo sottile ed asciutta su tutta la superficie trattata per promuovere l'adesione dei successivi strati di composito.

Per maggiori dettagli sulle modalità di esecuzione dell'intervento si rimanda a:

Dolce M. Manfredi G. , 2011. *“Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”*, Reluis, Protezione Civile Nazionale, Napoli.

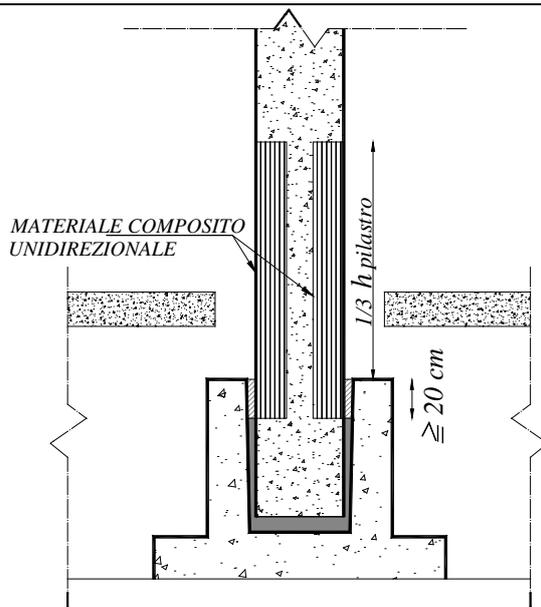


Figura 110 - Applicazione del materiale composito unidirezionale. Sezione verticale

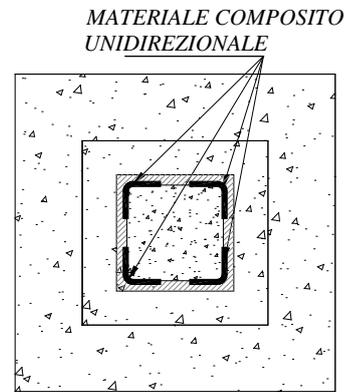


Figura 111 - Applicazione del materiale composito unidirezionale. Sezione orizzontale

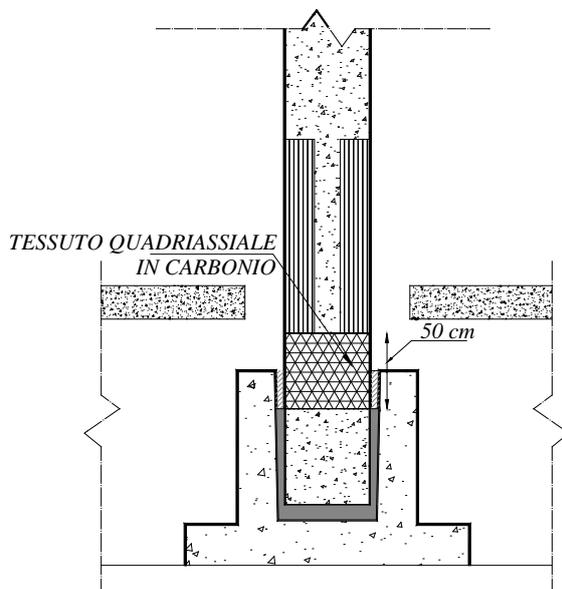


Figura 112 - Applicazione del tessuto quadri assiale

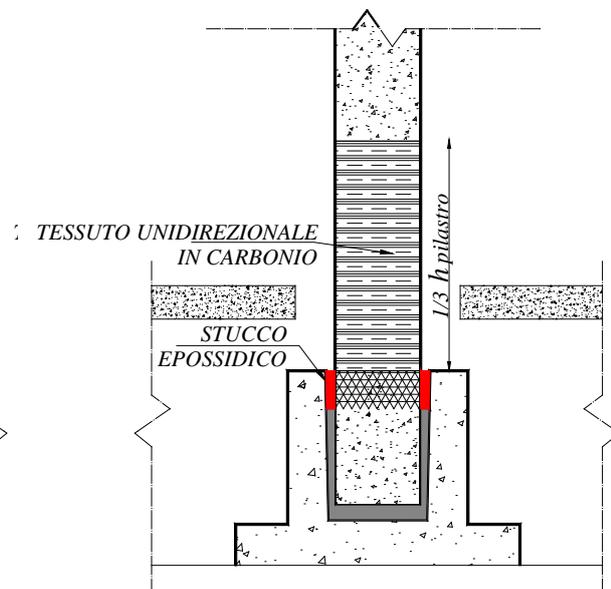


Figura 113 - Applicazione del tessuto unidirezionale

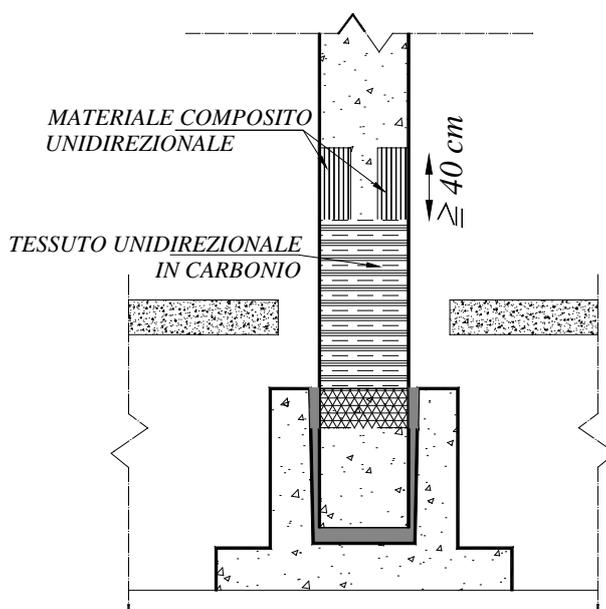


Figura 114 - Particolare sommitale in caso di ripresa successiva dell'intervento

Vantaggi

- Semplicità e rapidità di operazione
- Ridotta superficie di scavo intorno al pilastro
- Nessuna variazione significativa nelle rigidezze degli elementi rinforzati
- Nelle zone confinate con tessuto unidirezionale può verificarsi un incremento della resistenza a taglio

Svantaggi

- Ridotto incremento di resistenza a compressione nel pilastro

Dimensionamento

La quantità di materiale composito unidirezionale da applicare dovrà essere in grado di sopperire alla mancanza di armatura longitudinale nel pilastro. Tale quantità sarà calcolata attraverso la verifica a pressoflessione del pilastro.

APPENDICE - Stato limite di perdita di appoggio

Gli edifici industriali realizzati con elementi prefabbricati in assenza di progettazione sismica presentano generalmente connessioni tra gli elementi prive di dispositivi meccanici capaci di garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico.

Tale circostanza rende tali strutture assai sensibili ai fenomeni di perdita di appoggio. Questi ultimi, sono caratterizzati da franchi più o meno rilevanti al variare della tipologia strutturale e della rilevanza degli effetti termici sulle membrature.

Nel presente paragrafo viene discussa una procedura assai semplificata che consente di procedere, in linea con quanto proposto per la stima delle forze agenti sulle membrature, ad una valutazione degli spostamenti relativi che possono essere indotti dalle azioni sismiche tra le sommità dei pilastri.

Si tratta di una metodologia che si basa sulla stima di due sorgenti di spostamento:

- la prima è associata agli spostamenti differenziali che il suolo può indurre alla base delle colonne per effetto dell'asincronia del moto generata dal fenomeno di propagazione delle azioni sismiche, della disomogeneità e discontinuità eventualmente presenti e dalla diversa risposta sismica locale del terreno di fondazione;
- la seconda è associata alla domanda sismica cui le colonne sono soggette e quindi in definitiva agli spostamenti di natura elastica e anelastica che si sviluppano in sommità delle colonne.

In termini analitici, la metodologia si basa sulla valutazione dello spostamento relativo nel modo che segue:

$$\delta(Tr) = \delta_{rel,g}(Tr) + \delta_{rel,s}(Tr)$$

dove:

- $\delta_{rel,g}(Tr)$ è lo spostamento (trasversale/longitudinale) relativo del suolo alla base degli elementi verticali adiacenti considerati al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica;
- $\delta_{rel,s}(Tr)$ è lo spostamento (trasversale/longitudinale) relativo tra gli elementi verticali adiacenti considerati al variare del periodo di ritorno dell'azione sismica valutato come segue:

$$\delta_{rel,s} = \delta_i + \delta_j$$

dove δ_i è lo spostamento massimo (trasversale/longitudinale) del'i-esimo elemento verticale e δ_j è lo spostamento massimo (trasversale/longitudinale) del'j-esimo elemento verticale adiacente all'elemento i-esimo.

Si opera in linea con quanto suggerito al paragrafo 3.2.5.1 delle NTC2008, laddove viene evidenziato il tema degli effetti dell'asincronia del moto e sulle valutazioni ammesse come la sovrapposizione degli effetti dinamici - valutati ad esempio attraverso lo spettro di risposta - con quelli pseudostatici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel caso degli edifici industriali, trattandosi di strutture sostanzialmente isostatiche, prive di connessioni meccaniche, gli effetti degli spostamenti relativi al piede delle colonne influenzano il campo degli spostamenti e non il regime statico, in analogia con quanto accade per i ponti a travata isostatica.

Il riferimento normativo di un simile approccio risiede nelle indicazioni fornite dalle NTC2008 per il progetto dei dispositivi di vincolo scorrevole nelle strutture da ponte. Trattasi del punto 7.9.5.4.4 delle NTC2008, che ha come oggetto le Lunghezze di sovrapposizione, la quali devono soddisfare la seguente disequaglianza:

$$l_s \geq l_{s, \min} = l_m + d_{eg} + d_{Ed}$$

dove:

- l_m è la lunghezza necessaria a disporre l'appoggio, purché non inferiore a 400 mm;
- d_{eg} è lo spostamento relativo tra le parti generato dal terreno;
- d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento prodotto dall'azione sismica di progetto.

E' facile dedurre che nel caso delle strutture prefabbricate, i franchi disponibili – intesi come distanza netta libera nelle condizioni attuali - sono capaci di garantire la sopravvivenza della struttura per livelli di azione – corrispondenti a un periodo di ritorno critico T_R^* , ogniqualvolta sussiste la disequaglianza:

$$\delta(Tr) \leq \Delta_{\min}$$

nella quale con Δ_{\min} viene indicato il valore minimo del franco disponibile per l'appoggio nelle due direzioni. Nella Figura seguente viene rappresentata una generica situazione di appoggio; la trave è identificata attraverso la campitura in grigio, mentre l'elemento di appoggio (testa pilastro, ad esempio) è privo di campitura. E' del tutto evidente che il valore critico dello spostamento relativo è dettato dal minimo tra i valori Δ_1 , Δ_2 e Δ_4 . Il valore Δ_3 , invece, può essere di interesse se si intende prevenire fenomeni di martellamento, ma a rigore non è rilevante ai fini dello stato limite di appoggio.

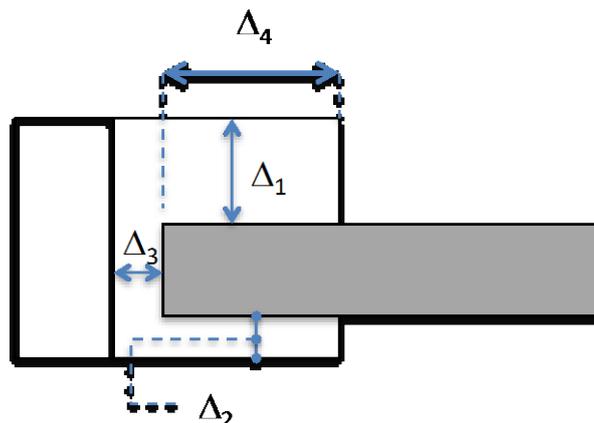


Figura 115 – Schema per la valutazione del franco minimo

Tale procedura, però, può essere applicata solo in presenza di schema isostatico della trave; in altre parole, essa è riferita al caso in cui si predisponga ad un'estremità della trave un vincolo meccanico di tipo "cerniera" tra la trave ed il pilastro, lasciando l'altra estremità libera di scorrere orizzontalmente. Tale avvertenza vuole sottolineare che lo spostamento di quegli elementi che sono completamente liberi di scorrere, come può accadere per elementi prefabbricati per nulla vincolati, può essere anche decisamente più grande a causa dell'innescarsi del moto rigido.

La valutazione del periodo di ritorno, ovvero della corrispondente azione sismica (a_g) che porta alla violazione della disequaglianza consente di generare più razionalmente lo scenario di intervento per la messa in sicurezza dell'edificio industriale.

Infatti, qualora il risultato ottenuto sia compatibile con le prestazioni richieste dal DL 74/2012 per le costruzioni esistenti (60% dell'azione sismica di progetto cui vanno assoggettate le nuove costruzioni) nessun intervento specifico appare necessario. Viceversa, nei casi in cui la geometria dei collegamenti si dimostri inadeguata per modesti valori dell'accelerazione al suolo, devono essere previsti interventi locali di mitigazione del rischio.

Tale esigenza conduce a ritenere assolutamente utile la possibilità di isolare i due contributi di spostamento relativo e di porre in atto una consapevole selezione degli interventi di mitigazione del rischio in prospettiva dell'agibilità sismica, come ad esempio i collegamenti in fondazione tra i pilastri per annullare gli effetti dell'asincronismo del moto sismico.

E' utile osservare che la formula soprariportata fornisce la domanda sismica dipendente dal periodo di ritorno T_R , e quindi dall'intensità dell'azione sismica e dalle caratteristiche di rigidità e duttilità delle membrature coinvolte.

Il livello prestazionale della struttura, quindi, dipende dall'estensione degli appoggi e dalla disponibilità di franchi capaci di fornire adeguato appoggio ai componenti e/o di ritegni laterali

capaci di attivare - al di là di dati livelli di spostamento relativo – interazioni di tipo meccanico tra le membrature.

Nel seguito, pertanto, viene affrontato brevemente il problema della valutazione degli spostamenti relativi tra due punti a distanza data del terreno e successivamente il tema della valutazione semplificata della risposta forza spostamento delle colonne presenti negli edifici industriali monopiano.

La valutazione dello spostamento relativo tra i punti al suolo in corrispondenza delle fondazioni delle colonne si può valutare muovendo dal massimo spostamento al suolo stimato sulla base delle indicazioni delle NTC2008 al punto 3.2.3.3.

Esso dipende dalle caratteristiche locali del sottosuolo ed è fornito dalla seguente relazione:

$$\delta_{\mathbf{g}} = 0,025 \cdot a_{\mathbf{g}} \cdot S_s \cdot S_T \cdot T_C \cdot T_D$$

A partire da questo dato, il calcolo dello spostamento relativo può essere effettuato in funzione della distanza tra le colonne assumendo che i moti al piede delle colonne non siano indipendenti.

Nel caso in cui questa sia superiore a 20 m, in accordo a quanto previsto al paragrafo 3.2.5.2 delle NTC 2008 si opera come segue:

$$\delta_{ij}(x) = \delta_{ij0} + (\delta_{ij\max} - \delta_{ij0}) \left[1 - e^{-1.25(x/V_s)^{0.7}} \right]$$

$$\delta_{ij0} = 1.25 |\delta_{gi} - \delta_{gj}|$$

$$\delta_{ij\max} = 1.25 \sqrt{\delta_{\mathbf{g}i}^2 + \delta_{\mathbf{g}j}^2}$$

- $\delta_{ij}(x)$ è lo spostamento relativo tra due punti a distanza x ;
- δ_{gi} e δ_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo come sopra indicato
- δ_{ij0} è lo spostamento relativo tra due punti a piccola distanza;
- $\delta_{ij\max}$ è lo spostamento relativo tra due punti i e j caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo;
- V_s è la velocità di propagazione delle onde di taglio;

Qualora la distanza tra i pilastri è inferiore a 20 m, la formulazione si semplifica come segue:

- se il sottosuolo su cui insiste la costruzione appartiene a categorie differenti, lo spostamento relativo è dato da δ_{ij0} ;
- se il sottosuolo appartiene alla medesima categoria, si applicano le seguenti formule:

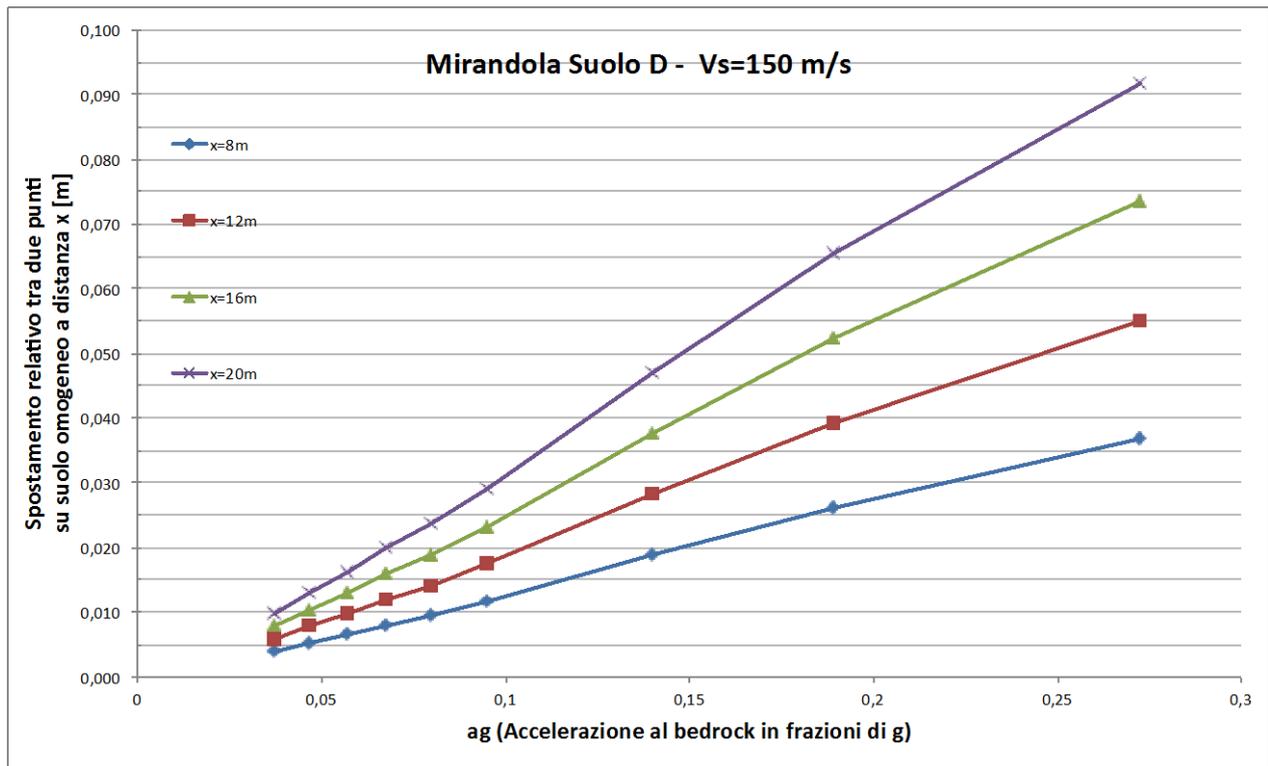
$$\delta_{ij}(x) = 2,3 \cdot x \cdot \frac{\delta_{ij\max}}{V_s} \quad \text{nel caso di sottosuolo Tipo D}$$

$$\delta_{ij}(x) = 3,0 \cdot x \cdot \frac{\delta_{ij\max}}{V_s} \quad \text{nel caso di sottosuolo diverso da Tipo D}$$

A titolo esemplificativo e con riferimento alla formulazione semplificata adottabile per strutture con luci inferiori a 20 m, si riporta la valutazione degli spostamenti relativi al piede delle fondazioni fatta con riferimento a un sito posto nel comune di Mirandola, la cui pericolosità sismica è descritta nella seguente tabella in termini di parametri rilevanti ai fini del calcolo degli spostamenti relativi del terreno, assunto di Tipo D e pianeggiante – assenza di amplificazioni topografiche.

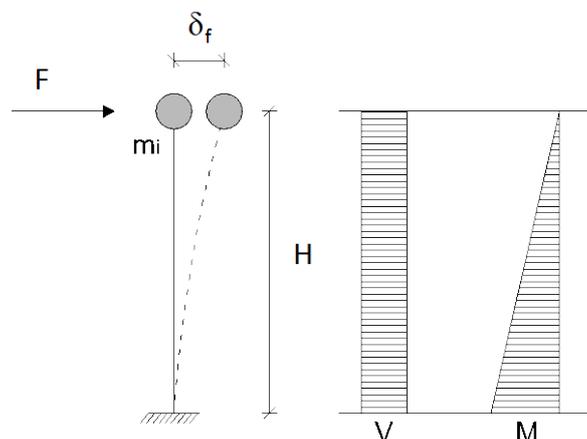
T _R [anni]	a _g [g]	F _o [-]	T _C [*] [s]	S [-]	a _s [g]	T _c [sec]	T _d [sec]
30	0,037	2,577	0,247	1,800	0,067	0,621	1,750
50	0,047	2,517	0,270	1,800	0,085	0,649	1,788
72	0,057	2,490	0,274	1,800	0,102	0,655	1,828
101	0,067	2,514	0,277	1,800	0,121	0,658	1,869
140	0,080	2,571	0,268	1,800	0,143	0,647	1,919
201	0,095	2,590	0,268	1,800	0,171	0,647	1,979
475	0,140	2,588	0,269	1,800	0,252	0,649	2,160
975	0,189	2,540	0,276	1,679	0,318	0,657	2,357
2475	0,273	2,445	0,289	1,401	0,382	0,672	2,690

E' utile osservare che in rosso sono segnalati i due periodi di ritorno significativi ai fini della mitigazione del rischio nelle aree interessate dai fenomeni sismici. Al valore di un periodo di ritorno di 475 anni corrisponde il valore di progetto dell'accelerazione al bedrock, mentre il 60% dell'azione sismica richiesta dal DL 74/2012 è pari a 0,084, prossimo pertanto all'azione corrispondente al periodo di ritorno T_R di 140 anni. Gli effetti di amplificazione del suolo sono evidenti dal confronto tra il valore di a_s, accelerazione al piede della struttura, e a_g al bedrock.



Le curve in Figura forniscono indicazioni utili sugli spostamenti relativi presenti al piede delle strutture al variare della distanza x tra le fondazioni delle colonne. E' evidente che gli effetti sono assai limitati nel caso di accelerazioni con bassi periodi di ritorno e luci ordinarie per gli edifici industriali. Diagrammi simili possono essere utilmente impiegati come riferimento nella selezione degli interventi e in fase decisionale sui temi di intervento in fondazione.

Il calcolo dello spostamento relativo tra le teste dei pilastri richiede la valutazione della curva di capacità del sistema. Si può operare a partire dalla stima della curva di capacità della singolo pilastro identificando i due punti di riferimento, snervamento e ultimo in maniera semplificata così come qui di seguito riportato.



Assumendo per la colonna un momento d'inerzia efficace, si può valutare lo spostamento della massa efficace dovuto al raggiungimento del momento di snervamento M_y alla base mediante l'espressione:

$$\delta_{fy} = \theta_y H$$

dove:

$$\theta_y = \frac{H\phi_y}{3\nu}$$

dove:

$\nu = 1,2$ è un fattore correttivo che tiene conto della maggiore rigidità della parte di pila non fessurata.

Lo spostamento ultimo dovuto alla deformabilità della colonna è dato dall'espressione

$$\delta_{fu} = \theta_u H$$

dove:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) I_{pl} \left(1 - \frac{0.5 I_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

dove:

γ_{el} è pari a 1.5

è la lunghezza della cerniera plastica, per l'estensione della quale si è fatto riferimento alla formulazione riportata al capitolo C8A.6. della Circolare 617 del 2009:

$$I_{pl} = 0,1 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \frac{d_{bt} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

L_v è la luce di taglio, nel caso in esame coincidente con l'altezza equivalente dell'oscillatore, mentre h è l'altezza della colonna misurata parallelamente alla direzione dello spostamento.

Si può osservare che le grandezze necessarie alla valutazione della singola curva di capacità possono essere calcolate in maniera abbastanza semplice qualora si disponga della curvatura di snervamento, della curvatura ultima e del momento plastico della colonna.

Per la valutazione della curvatura di snervamento, si può fare riferimento al valore che si attinge nella sezione nel caso in cui sia l'armatura compressa che quella tesa siano caratterizzati da un livello di deformazione pari a quello di snervamento. In questo caso, assumendo un rapporto tra il copriferro teorico e l'altezza della sezione dell'ordine del 10%:

$$\phi_y = \frac{2\varepsilon_y}{(h-2c)} = \frac{2\varepsilon_y}{h(1-2c/h)} \cong 2,5 \frac{\varepsilon_y}{h}$$

Per la valutazione della curvatura ultima, occorre calcolare la profondità dell'asse neutro adimensionale a rottura. Esso dipende dal livello di sforzo normale e nell'ipotesi di diagramma stress-block sul calcestruzzo può essere semplicemente fornito dalla seguente relazione:

$$x_u = 1,25 \cdot h \cdot \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 1,25 \cdot h \cdot \nu$$

nella quale b è la base della colonna, f_{cd} è la tensione di calcolo del calcestruzzo e ν è lo sforzo normale adimensionale a rottura.

Il valore della curvatura ultima, quindi, si può calcolare assumendo la deformazione ultima del calcestruzzo pari a $\varepsilon_{cu}=0,0035$ attraverso la seguente relazione:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} = 0,8 \frac{\varepsilon_{cu}}{h \nu}$$

Per quanto attiene infine al momento ultimo della colonna, sempre con riferimento a un diagramma a blocco costante della tensione sul calcestruzzo, il valore del momento ultimo corrispondente allo sforzo normale N_{Ed} può essere ottenuto attraverso la seguente relazione:

$$M_{Rd} = A_s \cdot (h - 2 \cdot c) \cdot f_{yd} + N_{Ed} \cdot h/2 \cdot (1 - \nu)$$

A questo punto è possibile caratterizzare l'oscillatore semplice rappresentativo del fabbricato, tenendo conto delle seguenti relazioni.

$$k = \frac{V_y}{\delta_y}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_{tot}}{k}}$$

e procedere in tal modo secondo le indicazioni delle NTC2008 alla valutazione della domanda sismica, rappresentativa del massimo spostamento richiesto alla testa pilastro necessario per la valutazione dello spostamento relativo.

La risposta massima del sistema equivalente in termini di spostamento è data in funzione del periodo e dello spettro elastico in spostamento dalle espressioni:

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti maggiore di T_C la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Fig. C7.3.2a):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Fig. C7.3.2b delle NTC2008) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^*$$

nella quale $q^* = Se(T^*) m_{\text{tot}} / V_y$

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

Bibliografia

Bonfanti C., Carabellese A., Toniolo G., *Strutture Prefabbricate: Catalogo Delle Tipologie Esistenti*, redatto nell'ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2008, disponibile in libero accesso al link: <http://www.reluis.it/images/stories/Catalogo%20tipologie%20strutture%20prefabbricate.pdf>

Capozzi V., *Comportamento Sismico Dei Collegamenti Nelle Strutture Prefabbricate*, Tesi di dottorato (2009).

Capozzi V., Magliulo G. e Manfredi G., *Resistenza a taglio delle connessioni trave-pilastro spinottate nelle strutture prefabbricate*, Industrie e Manufatti Cementizi - ASSO-BETON 9 (2009), 12-25.

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009, suppl. ordinario n. 27.

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004, EN 1992-1-1

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2005, EN 1993-1-1

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*, 2005, EN 1993-1-8

Comité Européen de Normalisation (CEN), *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, 2004, EN 1998-1

Consiglio Superiore dei lavori pubblici, *Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica*, giugno 2012, disponibile in libero accesso al link: http://www.anidis.it/index.php?id=159&rid=f_333&mid=118&aC=4ce48214&jumpurl=0

CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche), *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati* (CNR 10025), 1984, Rome, Italy.

D. M. del 16 gennaio 1996, *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 05/02/1996.

D. M. del 3 dicembre 1987, *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate*, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, pubblicato nel supplemento ordinario alla “Gazzetta Ufficiale” n. 106 del 7 maggio 1988.

D.M. 14 gennaio 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Ministero delle Infrastrutture, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ordinario n. 30.

Decreto-Legge n. 74 del 6 giugno 2012, *Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 131 del 07/06/2012.

Di Croce M., Di Ludovico M., Di Sarno L., Fico R., Longo A., Magliulo G., Manfredi G., Prota A., *Terremoto dell’Emilia: report preliminare sui danni registrati a Pieve di Cento (BO), Camposanto (MO), Medolla (MO) e Crevalcore (BO) in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 Rilievi e Verifiche di Agibilità del 30 e 31 maggio 2012*, 2012, disponibile in libero accesso al link [http://www.reluis.it/images/stories/Report_Reluis30_31_Maggio_2012\(1\).pdf](http://www.reluis.it/images/stories/Report_Reluis30_31_Maggio_2012(1).pdf)

ENV 1504-9:1997. *Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 9: General principles for the use of products and systems.*

EN 1504-6:2006 - *Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 6: Anchoring of reinforcing steel bar*

EN 1504-3:2005 - *Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 3: Structural and non-structural repair*

EN 1504-5:2004 - *Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 5: Concrete injection*

EN 1504-4:2004, *Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity. Structural bonding.*

Ercolino M., Coppola O., Petrone C., Magliulo G., *Report sui danni registrati a Mirandola (MO) in seguito all'evento sismico del 29 maggio 2012*, 2012, disponibile in libero accesso al link http://www.reluis.it/images/stories/2012_05_29_report%20Mirandola.pdf

Ercolino M., Petrone C., Coppola O., Magliulo G., *Report sui danni registrati a San Felice sul Panaro (MO) in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012*, 2012, disponibile in libero accesso al link: http://www.reluis.it/images/stories/report_San-Felice-sul-Panaro_20-29maggio.pdf

Faggiano B., Iervolino, I., Magliulo, G., Manfredi G., Vanzi I., *Il comportamento delle strutture industriali nell'evento de L'Aquila*. *Progettazione Sismica* 3 (2009), 207-213.

Legge del 1 agosto 2012 n. 122, *Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 6 giugno 2012, n. 74, recante interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012*, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 180 del 03/08/2012.

Magliulo G., Capozzi V., Fabbrocino G., Manfredi G., *Neoprene–concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings*, *Engineering Structures* 33 (2011), 532–538.

Magliulo G., Fabbrocino G., Manfredi G., *Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses*, *Engineering Structures* 30 (2008), 2580–2588.

Mandelli Contegni M., A. Palermo A., Toniolo G., *Strutture Prefabbricate: Schedario di edifici Prefabbricati in c.a.*, redatto nell'ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2008, disponibile in libero accesso al link <http://www.reluis.it/images/stories/Schedario%20edifici%20prefabbricati%20in%20ca.pdf>

Mandelli Contegni M., Palermo A., Toniolo G., *Strutture prefabbricate: Schedario dei Collegamenti*, redatto nell'ambito del progetto triennale 2005/08-DPC/RELUIS in collaborazione con Assobeton, 2007, disponibile in libero accesso al link <http://www.reluis.it/images/stories/Schedario%20collegamenti%20in%20strutture%20prefabbricate.pdf>

Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n.72 del 08/052003.

Ordinanza Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, *Criteri generali da utilizzare per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n.108 del 11/05/06.

ReLUIS e dal Dipartimento della Protezione Civile, *Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*, 2011, disponibile in libero accesso al link: http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf.

Riva P., Belleri A., Mauro Torquati, *Progettazione di strutture prefabbricate monopiano*, Industrie manufatti cementizi, 16 (2010), 10-16.

Riva P., Belleri A., Torquati M., *Problematiche progettuali legate al comportamento sismico di alcune tipologie di connessioni di strutture prefabbricate*, Industrie manufatti cementizi, Vol. 18 (2011), 26-34.

Riva P., Belleri A., Torquati M., *Analisi sismica di strutture prefabbricate*, Industrie manufatti cementizi, 20 (2011), 28-37.

Torquati M., Belleri A., Riva P., *Progettazione degli impalcati prefabbricati per il trasferimento di forze orizzontali*, Industrie manufatti cementizi, 23 (2012), 20-29. ISSN 2225-6040.

Savoia M., Bacci L., Vincenzi L., *Rilievo fotografico durante sopralluogo del 23 e 28 maggio 2012 (dopo la prima sequenza sismica del 20 maggio 2012)*, 2012, disponibile in libero accesso al link http://www.reluis.it/images/stories/Report_31-5-2012_prefabbricati.pdf

UNI EN 15512, *Sistemi di stoccaggio statici di acciaio - Scaffalature porta-pallet - Principi per la progettazione strutturale*, del 14 maggio 2009.

Gruppo di Lavoro

Il presente Documento è stato predisposto da un Gruppo di lavoro costituito da:

- per Assobeton:

Antonella Colombo, Alessandra Ronchetti

- per il Consiglio Nazionale Ingegneri:

Giovanni Cardinale, Massimo Mariani, Augusto Gambuzzi

- per il Dipartimento della Protezione Civile:

Mauro Dolce, Claudio Moroni

- per ReLUIS:

Gennaro Magliulo (segretario), Gaetano Manfredi, Marco Di Prisco, Claudio Modena, Giovanni Plizzari, Paolo Riva, Marco Savoia, Giandomenico Toniolo, Giovanni Fabbrocino, Liberato Ferrara, Andrea Prota, Alberto Balsamo, Claudio Bernuzzi, Davide Bolognini, Roberto Nascimbene, Mauro Torquati, Consuelo Beschi

In collaborazione con:

- per la Federazione degli Ordini degli Ingegneri dell'Emilia Romagna: Felice Monaco

- per il CTS: Pier Paolo Diotallevi