

Miglioramento sismico di edificio prefabbricato con strutture metalliche esterne aggiuntive e link dissipativi

Alessandro Pignagnoli¹ ■



Nome dell'opera/progetto:

Miglioramento sismico del Centro Sociale di Rio Saliceto.

Ubicazione:

Rio Saliceto, Via Nicolini 28

Committente:

Centro Sociale Rio Saliceto

Coordinatore progettazione strutturale:

Ing. Alessandro Pignagnoli

Supporto alla progettazione:

Ing. Stefano Magnanini

Anno completamento lavori:

In corso

1. Introduzione

L'articolo tratta una soluzione progettuale per il miglioramento sismico di un edificio prefabbricato in CA, danneggiato dagli eventi sismici del 2012. L'edificio, avente superficie coperta di circa 1900 mq, presenta una geometria molto articolata.

Dopo una prima fase di messa in sicurezza emergenziale, si è attuata la fase di "miglioramento sismico", tutt'ora in corso. Su richiesta della committenza l'intervento di miglioramento doveva escludere interventi interni in fondazione, in modo da salvaguardare il più possibile le attività insediate. Si è optato quindi per un intervento con strutture esterne metalliche, ancorate a nuove fondazioni su pali di grosso diametro; esse hanno funzione di contrasto e sono collegate all'edificio a livello dei piani (P1 – copertura) con link dissipativi. Rinforzi interni sono previsti nei piani, tramite strutture metalliche, necessari per trasmettere le azioni alle strutture esterne.

L'analisi globale della struttura "migliorata" è stata effettuata tramite diversi metodi: analisi modale e spettro di risposta, con fattore di struttura, verifiche pushover, analisi meccaniche non lineari di dettaglio. La duttilità complessiva (e

¹ Libero professionista – CPR Studio Associato d'Ingegneria - ✉ alessandro@cpr-ingegneria.it

la taratura dei Link) è stata verificata tramite curve di pushover. I Link dissipativi sono stati studiati separatamente con analisi time history non lineari.

2. Descrizione

L'edificio in esame è un classico edificio prefabbricato in CA risalente ai primi anni '80. Si sviluppa in maggior parte su due livelli (PT-P1), con una porzione adibita a bocciodromo ad un solo livello, a piani sfalsati. Le travi di copertura sono a doppia pendenza con soprastanti tegoli binervati. I solai del piano intermedio sono di tipo alveolare. Le fondazioni sono a plinti prefabbricati, di modeste dimensioni, poggianti a secco su zattere in opera; esse costituiscono una delle più importanti vulnerabilità sismiche dell'edificio.

I pilastri sono di discrete dimensioni (principalmente sez 50 x 50 cm) ma presentano poche armature longitudinali e soprattutto piccole staffe, molto diradate e non ben ancorate. Le travi del primo impalcato sono a sezione retta. Le travi di copertura sono monolitiche a sezione variabile, con luce massima di circa 20 m. I solai sono alveolari al primo piano e realizzati con tegoli TT in copertura.

Esternamente l'edificio è tamponato con pannelli di cemento alleggerito, prefabbricati, fissati in esterno ai pilastri.

Figura 1
Edificio dichiarato inagibile a
seguito del sisma 2012.



Dal punto di vista della vulnerabilità nello stato ante operam, si tratta di un edificio che comprende una gran quantità di punti critici:

- 1) Irregolarità in pianta e in elevazione, che produce un primo modo di vibrare torsionale;
- 2) Pilastri con staffe inefficaci, sia per il taglio che per il confinamento delle sezioni critiche;
- 3) Plinti prefabbricati di piccole dimensioni, quindi non in grado di fornire l'incastro sufficiente per i pilastri;
- 4) Impalcato posti a piani diversi, con formazione di meccanismi di pilastro tozzo e conseguente vulnerabilità a taglio;
- 5) Travi monolitiche di notevole altezza massima (circa 2 m) appoggiate su forcelle debolmente armate;
- 6) Appoggi senza vincoli, quindi con funzionamento ad attrito.

In fase emergenziale (2012) sono stati realizzati tutti i fissaggi dei nodi strutturali e delle pannellature esterne, tramite elementi metallici dimensionati con schemi semplificati.

Il livello di resistenza stimato nello stato di fatto era inferiore al 10% dello spettro SLV. Era quindi atteso che il danneggiamento dell'edificio, a seguito del sisma, fosse notevole, e così è stato.

3. Progetto

Nel seguito si descrive il processo logico che ha seguito il progetto, riportando anche una serie di approfondimenti e confronti fra metodi semplificati (analisi modale con spettro, pushover) e metodi più complessi (analisi non lineari, time history), evidenziandone le differenze nei risultati.

Si tralascia, per brevità, la fase della verifica di sicurezza nello stato di fatto, condotta con modellazione elastica, spettro di risposta in accelerazione e fattore di struttura $q=1,5$.

Passando quindi al progetto, esso è finalizzato ad innalzare la soglia SLV dell'edificio almeno al 60% dell'azione sismica di riferimento rispetto al nuovo. Trattandosi di edificio in Classe d'uso III e posto su terreno classificabile di tipo "C", l'azione sismica di riferimento risulta più alta rispetto agli edifici ordinari.

Tale risultato viene raggiunto tramite i seguenti interventi:

- 1) Realizzazione di nuove strutture metalliche esterne, aventi funzione sismo-resistente, in grado di sopportare tutta l'azione sismica di progetto.
- 2) Rinforzo e irrigidimento degli impalcati interni dell'edificio, tramite strutture metalliche;
- 3) Completamento dei rinforzi nei nodi della struttura in CA e rinforzi locali nelle zone critiche con rischio di rottura a taglio;
- 4) Collegamento dell'edificio alle nuove strutture esterne tramite link dissipativi.

Il progetto è stato finanziato dalla Regione Emilia Romagna con fondi dell'Ordinanza 57/2012, previo rilascio di autorizzazione sismica preventiva da parte del Servizio sismico regionale.

Recupero documentazione progettuale e rilievi in opera

È stata inizialmente recuperata la documentazione inerente la Denuncia delle opere in CA, comprese le prove sui materiali; a seguire sono stati effettuati controlli geometrici in opera e verifiche sulle resistenze dei materiali per la scelta dei fattori di confidenza.

Figura 2
Render del Progetto.



4. Studio del progetto

Le scelte progettuali più importanti sono state:

- la decisione di correggere il comportamento dinamico della struttura, con aggiunta di strutture metalliche esterne;
- la decisione di concentrare tutta la duttilità strutturale nelle nuove strutture esterne, oppure in link dissipativi (o anche damper) interposti fra nuove strutture ed edificio esistente.

Ciò implica che le strutture metalliche esterne devono essere in grado di esplicare rigidità elastica sufficientemente alta, comunque molto superiore a quella della struttura esistente, per correggerne il comportamento, e presentare duttilità a collasso sufficiente per ottemperare alle verifiche. Nel caso dell'inserimento di Link dissipativi, le stesse strutture devono fungere da contrasto, quindi la rigidità elastica iniziale risulta, anche in questo caso, indispensabile.

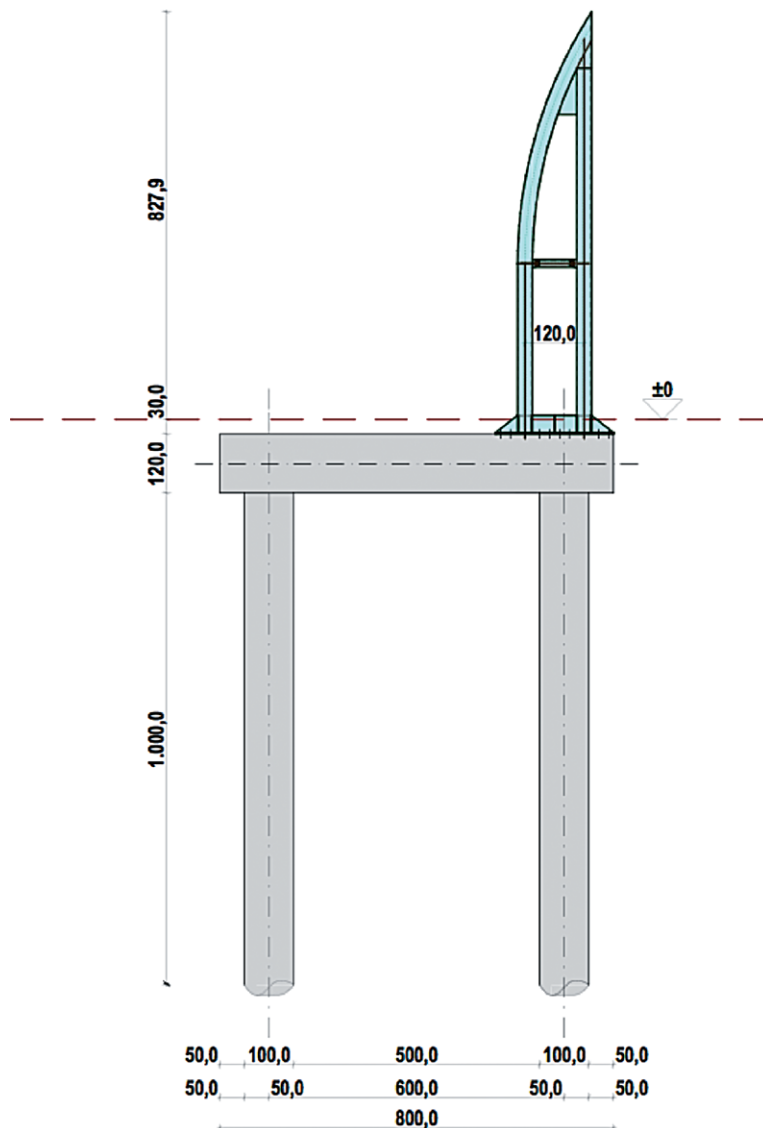
Per questo la forma prescelta è stata quella a "telaio", con sezioni tubolari 300 x 300 mm (in Classe 1), la quale presenta un comportamento elastico sufficientemente rigido e una deformata che impegna flessionalmente i profili.

- **Primo studio: la forma e il comportamento del telaio metallico esterno**

La struttura metallica esterna "tipo" è stata studiata separatamente dal resto tramite curve di capacità spinte fino a collasso, per verificare l'effettivo comportamento elastico e ultimo, e stimare il fattore di struttura. Occorre studiare il comportamento della struttura soggetta a spinte orizzontali, quindi la più semplice modellazione meccanica è certamente quella a cerniere plastiche concentrate.

Il pre-dimensionamento è stato fatto con link rigidi, applicando ad una di esse tutta la massa di competenza. Questa situazione modella il caso limite di resistenza e rigidità nulla dell'edificio esistente.

Figura 3
Schema di un telaio esterno
metallico e della relativa
fondazione.



Il comportamento elastico si arresta a circa 350 kN di tagliante alla base, con una rigidezza sufficientemente alta; la fase successiva, di tipo plastico con incrudimento, prosegue fino alla formazione della quarta cerniera, allorquando la rigidezza si azzera (il modello è a cerniere plastiche con comportamento elastico-perfettamente plastico) e la spinta non può più crescere. Lo spostamento elastico, quindi, è di circa 7 cm; quello in cui si “azzera” la rigidezza è di oltre 16 cm, cioè circa 3 volte quello elastico. Essendo però progettata con sezioni in Classe 1, si può concludere che non esiste un limite pratico alla deformazione della struttura.

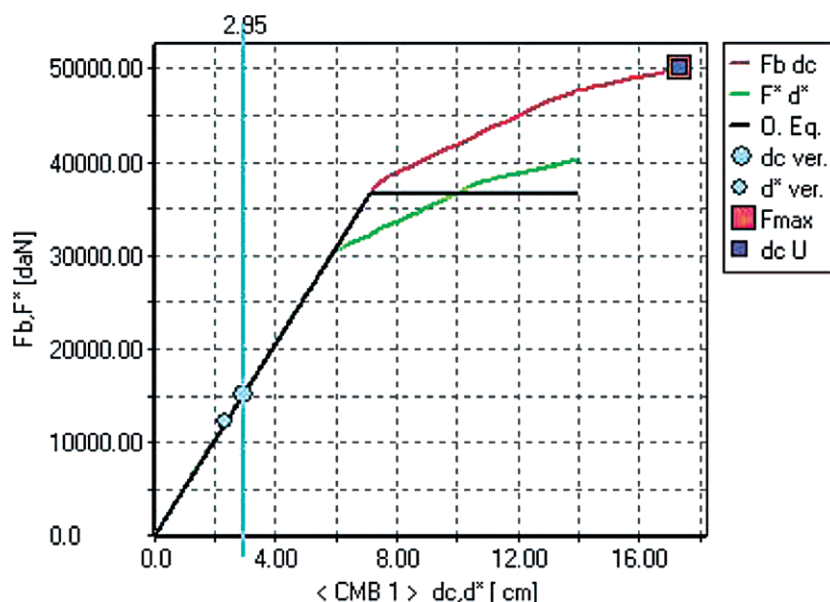


Figura 4

Curva di spinta di un telaio metallico con modello semplificato a cerniere plastiche concentrate (il punto di verifica è fittizio).

Il fattore di struttura, secondo la NTC 2008, ipotizzando anche solo un comportamento a bassa duttilità, sarebbe 3,2. Quello calcolato sul singolo telaio con la curva di spinta è ben maggiore. Come si vedrà nel seguito, questo risultato, confrontato con una modellazione non lineare meccanica molto più accurata, risulta confermato e molto vicino nei risultati, a riprova della attendibilità della schematizzazione semplificativa a cerniere plastiche concentrate.

Fondazioni. Ovviamente la funzionalità delle strutture di contrasto richiede anche che la deformabilità del sistema fondale sia quasi nullo; per questo, non potendo realizzare una fondazione superficiale di grande estensione, si è optato per un sistema costituito due pali di 100 cm di diametro, profondità 10 m, collegati da un traverso rigido; ogni telaio è ancorato alla propria fondazione. In tale configurazione si è stimato un cedimento massimo orizzontale di 1 cm rispetto ad una spinta di 400 kN, quindi accettabile.

• **Secondo studio: il modello globale**

Primo Step.

Il primo modello globale studiato è stato quello con Link rigido, con strutture in CA “esistenti” in campo elastico, effettuando dapprima un’analisi modale. Questa analisi è sempre molto utile per verificare il comportamento globale modificato. Essa ha mostrato che la “struttura rinforzata” presenta modi di vibrare nettamente migliorati rispetto allo stato di fatto. Nella configurazione “migliorata” la struttura presenta i primi due modi traslazionali, che coinvolgono l’86% della massa in una direzione e l’83% nell’altra. Ovviamente si tratta di un comportamento in campo elastico, la cui estendibilità fino a collasso deve essere accertata.

Secondo Step.

Si è quindi passati ad un modello “globale” non lineare, effettuando una analisi pushover, ammissibile in considerazione della raggiunta regolarità strutturale nello stato modificato. Il modello più semplice è sempre quello a cerniere plastiche concentrate, valido nel caso di Link rigido oppure di Link a comportamento isteretico. Si individuano quindi due soluzioni:

- duttilità affidata alle nuove strutture esterne;
- duttilità affidata a Link dissipativi.

Nel primo caso le strutture metalliche esterne sono state modellate in via semplificata, con elementi elastici a cerniere plastiche, disposte nei punti critici precedentemente studiati, mentre le strutture in CA esistenti sono state modellate elastiche.

I pilastri in CA esistenti sono stati modellati in due condizioni distinte di vincolo alla base:

- a) Con cerniere (quindi momento ribaltante nullo);
- b) Con momento ultimo limitato alla soglia di resistenza al ribaltamento del plinto (stimata a circa 50 kNm).

La condizione limite di pilastro incernierato alla base è risultata ovviamente la più gravosa per le strutture esterne, mentre quella con momento limite alla base è risultata più gravosa per le strutture in CA esistenti in alcune sezioni.

Lo spostamento (totale) di verifica SLV pushover è risultato di 12 cm circa (in copertura), di cui circa 5 cm sono dovuti alla deformazione elastica delle strutture metalliche esterne. La struttura comunque deve presentare ampi margini anche oltre tale soglia, per tenere conto delle approssimazioni e delle incertezze insite nella modellazione e soprattutto nelle verifiche pushover.

Un esempio di modellazione meccanica più accurata: Modellazione non lineare a fibre

Per verificare l'attendibilità dell'approssimazione a cerniere plastiche, si effettua un confronto con un'analisi di spinta che utilizza una modellazione "a fibre", a comportamento "elastico-perfettamente plastico". Questa modellazione ha il vantaggio di non dover prestabilire a priori la posizione delle zone di plasticizzazione (necessaria invece nel modello a cerniere plastiche concentrate) ma risulta più onerosa dal punto di vista della modellazione e computazionale (oltre a un software che la implementi).

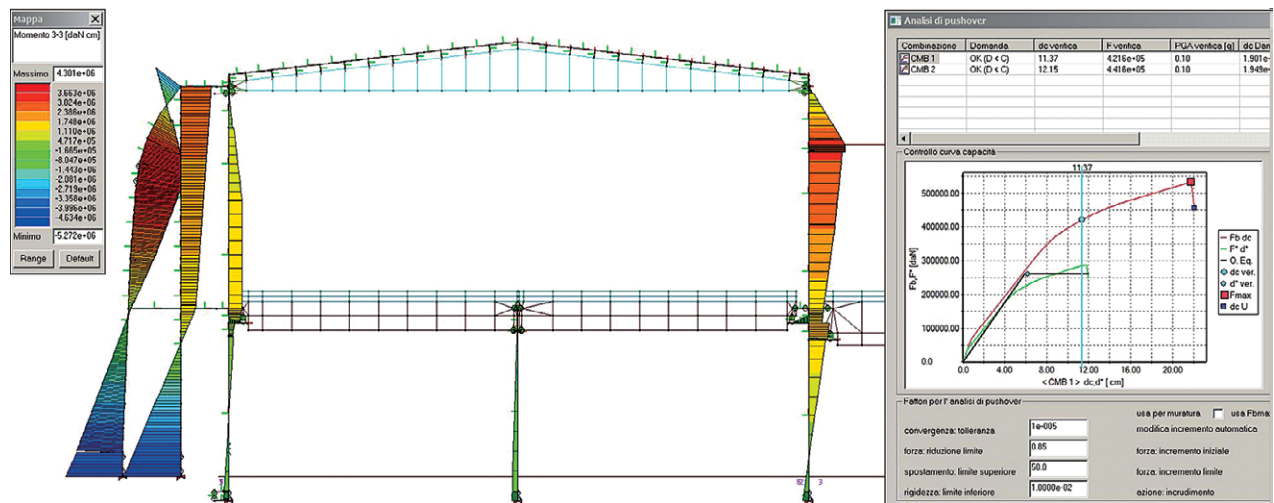
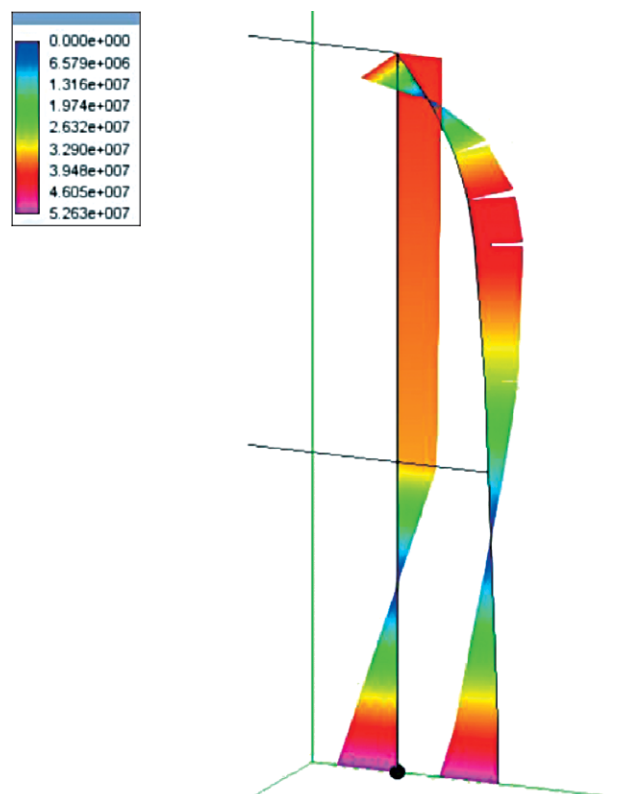


Figura 5
Verifica pushover globale con modello a cerniere plastiche e Link rigidi; momento ultimo stimato delle colonne esterne: 50,7 kN*m, sezione trasversale (in alto).

Figura 6
Modello a fibre:
Diagramma dei momenti in corrispondenza di uno spostamento sommitale di 40 cm (a destra).



L'analisi viene effettuata a controllo di forza fino alla soglia di “azzeramento” della rigidezza, e prosegue a controllo di spostamento fino al limite di deformazione impostato per il materiale. L'analisi è stata arrestata a 40 cm di spostamento.

I risultati confermano, per il caso in esame, l'attendibilità della modellazione dei telai a cerniere plastiche concentrate, in quanto gli scostamenti sono modesti. Quest'ultima tecnica, quindi, è la più conveniente, in quanto molto meno onerosa di altre dal punto di vista computazionale.

Tuttavia occorre una precisazione importante dal punto di vista ingegneristico. È necessario fare molta attenzione nel collocare le cerniere plastiche nelle posizioni corrette, in quanto, ricordando l'enunciato del “teorema cinematico dell'analisi limite”, il metodo tende a sovrastimare il moltiplicatore di collasso (il moltiplicatore di collasso è il più piccolo dei moltiplicatori cinematici possibili). Individuare queste zone critiche non è sempre semplice, ed inoltre in molti casi reali queste zone evolvono e si spostano. Infine non bisogna mai dimenticare che l'azione sismica reale sulle strutture non è quella semplificata della pushover.

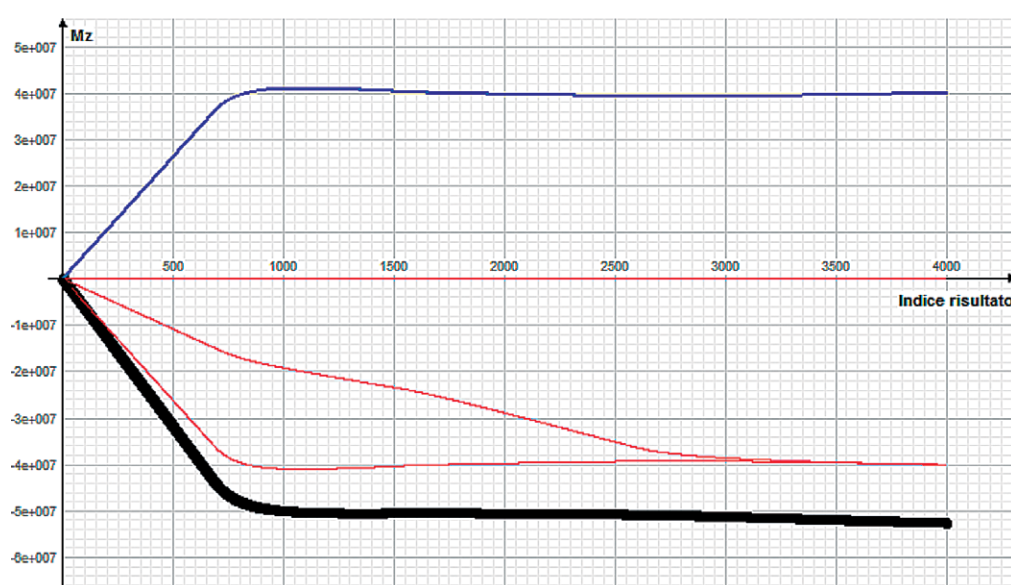


Figura 7

In grassetto la curva del momento alla base di un pilastro in funzione dello spostamento (in decimi di millimetro) in sommità della struttura. Valore massimo M_z attinto: circa 52 kN*m ; spostamento al limite elastico: circa 7 cm.

Terzo Step: Utilizzo di un Link Dissipativo

Il Link dissipativo, data la duttilità disponibile nelle strutture metalliche esterne, non è strettamente indispensabile. Esso però consente di raggiungere due obiettivi aggiuntivi, a fronte di un costo modesto, a seconda della taratura del dispositivo:

- 1) Con un Link a bassa soglia di plasticizzazione, si ottiene l'effetto di assorbire nel link stesso l'energia sismica dei sismi meno violenti, che sono i più frequenti, senza impegnare le strutture metalliche. In pratica è possibile soddisfare le verifiche SLD. Inoltre consente l'adattamento delle deformate fra strutture nuove e strutture esistenti. A questo scopo si sono studiati link isteretici a falce di luna, studiati anch'essi in via semplificata; si mostrerà poi un confronto con uno studio tramite analisi dinamiche non lineari. Il Link deve presentare un “fine corsa” in modo da renderlo rigido oltre un certo livello di spostamento. E' parso quindi più adatto il link isteretico il quale, manifestando nella realtà un comportamento incrudente, riduce l'impatto del fine corsa. L'azione SLV deve essere assorbita mettendo in gioco le strutture esterne.
- 2) Con un Link ad alta soglia di plasticizzazione, isteretico o viscoso (damper), si ottiene l'effetto di assorbire tutta l'energia sismica, quindi verificando la struttura per azioni SLV, preservando dal danneggiamento le strutture metalliche esterne; in tal caso la forza limite del Link o del Damper non deve superare i 300 kN (soglia elastica delle strutture esterne).

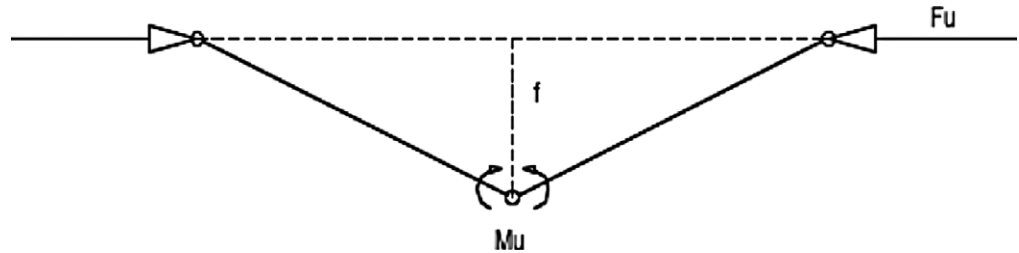
Caso 1): Link a bassa soglia di plasticizzazione, di tipo isteretico.

Anche questo caso, come detto, può essere studiato in via semplificata con curve di spinta, modellando opportunamente il Link.

Il Link, nella realtà, sarà dotato di un'escursione sufficiente per ogni piano, con un fine corsa.

La schematizzazione più semplice possibile del Link non lineare è quella a cerniere plastiche concentrate, con due travi che si plasticizzano in mezzzeria.

Figura 8
Modello Non Lineare:
schematizzazione del Link.



Il momento plastico del link (sezione rettangolare avente $b = 30 \text{ mm}$ x $h = 100 \text{ mm}$ in acciaio S235), trascurando la componente di sforzo normale, vale circa: $M_u = 1.700.000 \text{ N*cm}$. La forza ultima che il Link può trasmettere risulta staticamente determinata: $F_u = M_u/f$, con $f = 25 \text{ cm}$, da cui $F_u = 68.000 \text{ N}$.

Tale assunzione è stata poi verificata con modellazione più accurata (vedere nel seguito), in quanto il link “reale” dovrà presentare una geometria specifica; ma anche tale scoglio può essere aggirato per altra via.

Con tale assunzione la verifica pushover, al 60% dello spettro di riferimento, indica che la struttura è verificata per uno spostamento in copertura di circa 11 cm.

Figura 9
 $a_g = 0.10 \text{ g}$
(circa 60% $P_{ga, RIF, SLV}$)
Link plasticizzati e struttura verificata.

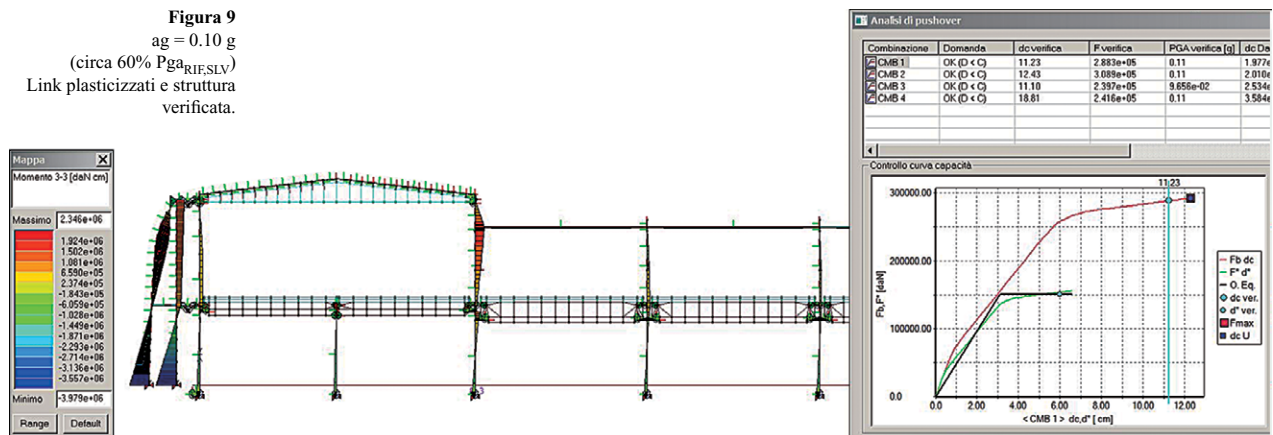
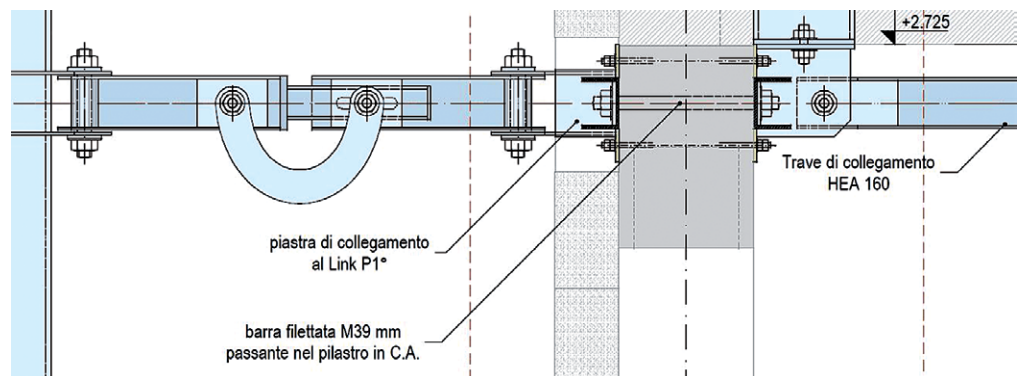


Figura 10
Schema meccanico di un
Link.



La geometria reale del Link, riportata in progetto, è quella seguente (studiata poi con modellazione più accurata): da ottimizzare ulteriormente in sede di realizzazione e prova.

Modellazione del Link con analisi più accurata e confronto dei risultati

L'analisi adottata richiede una certa attenzione, un software con elementi finiti non lineari almeno bidimensionali e un solutore non lineare. Si sono utilizzati elementi finiti piani a 3 e 4 nodi, a comportamento meccanico non lineare “elastico-perfettamente plastico” senza limitazione e senza incrudimento. L'azione è stata applicata tramite uno spostamento impresso variabile nel tempo, $x(t)$, con variazione sinusoidale, di ampiezza massima pari a 5 cm, al fine di verificarne il ciclo di isteresi; l'analisi condotta è un'analisi time history con integrazione al passo con il metodo di Newmark.

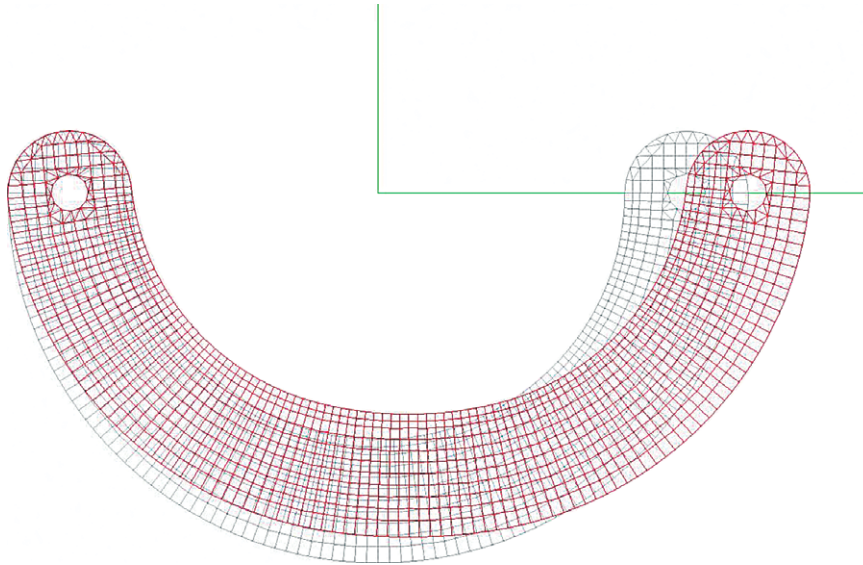


Figura 11
Modello deformato
(X = + 5 cm).

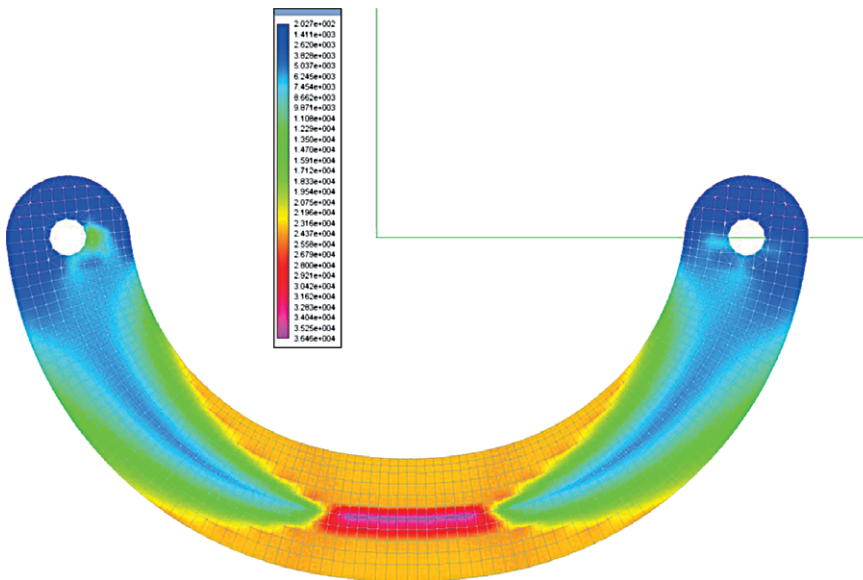
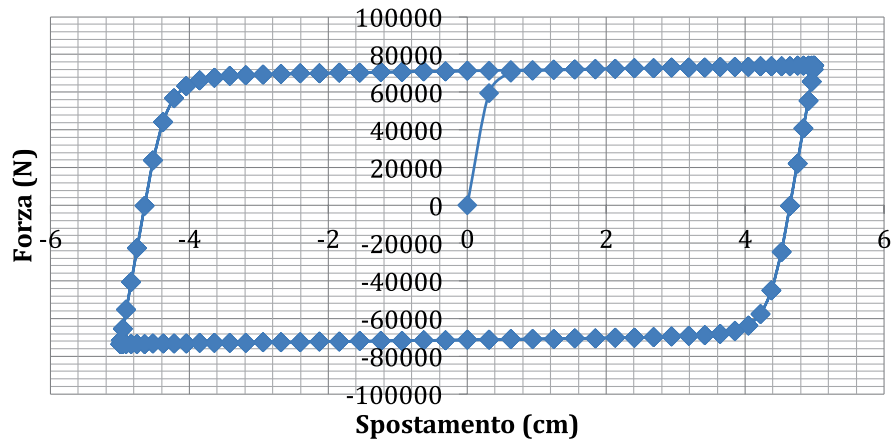


Figura 12
Modello deformato
(X = + 5 cm):
rappresentazione isosforzi
equivalenti.

Verifica dei risultati: Il comportamento complessivo, mostrato sotto, è in sostanza quello già previsto con la semplificazione a cerniere plastiche concentrate, ma con questo metodo è possibile verificare la zona di plasticizzazione, il ciclo di isteresi, ed eventualmente il degrado.

La forza orizzontale limite, con tale modellazione, varia per effetto della forma del Link e delle escursioni in campo plastico; essa attinge il valore limite di circa 74.000 N, con un incremento rispetto al modello semplificato del 9%, (quindi trascurabile). La zona di plasticizzazione, legata alla forma del Link, interessa solo la zona centrale.

Figura 13
Grafico forza-spostamento
del Link risultante dall'analisi
NL.



È attendibile quindi, nelle analisi globali, la modellazione semplificata descritta in precedenza; questo è un risultato importante per semplificare il modello e quindi rendere maggiormente “gestibili” le elaborazioni non lineari delle pushover. Il problema, ovviamente, potrebbe essere affrontato anche in via generale con analisi time history, ma al prezzo di notevoli complicazioni e allungamento dei tempi di elaborazione.

Caso 2): Link ad alta soglia di plasticizzazione, di tipo isteretico o viscoso.

Il caso del Link isteretico a più alta soglia può essere studiato in modo identico al precedente caso, per cui per brevità si omette. Si affronta invece nel seguito il caso dell'utilizzo di un Link a comportamento viscoso, detto anche damper.

In pratica si tratta di inserire nella struttura un dispositivo a comportamento viscoso puro, la cui forza dipende dalla velocità relativa agli estremi e che dissipa completamente l'energia assorbita. Idealmente, quindi, a velocità bassa la forza trasmessa è nulla, a differenza di quello isteretico che (sempre idealmente) trasmette azioni legate solo allo spostamento relativo. Il damper però, a fronte di benefici “in opera” molto marcati, richiede tutt'altra e più complessa modellazione, che si descrive nel seguito. La modellazione, attualmente, è affrontabile solo tramite integrazione al passo delle equazioni del moto (la cosiddetta time history), anche se da anni sono in corso ricerche per ricondurre lo studio a modellazioni più semplici. L'equazione dinamica, quindi, nel caso a un solo grado di libertà (x), è la ben nota:

$$m \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) = -m \ddot{x}_s(t), \text{ dove } \ddot{x}_s(t) \text{ è l'accelerazione impressa al suolo.}$$

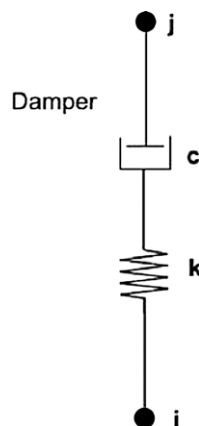
Il modello viene affrontato con un software in grado di effettuare analisi time history e che dispone di un elemento finito “damper”, con funzionamento secondo il modello di Maxwell:

La rigidità K rappresenta la rigidità del pistone (normalmente molto alta).

Il comportamento dinamico “reale” dello smorzatore è del tipo $F = C \times V^\alpha$. Si tratta quindi di dispositivi dipendenti dalla velocità relativa fra gli estremi i e j , ma l'esponente α , normalmente pari a 0,15-0,20, fa sì che si realizzi un ciclo di isteresi molto ampio e quasi rettangolare, con una “plasticizzazione” che si manifesta a velocità bassissime.

Non si riportano i dettagli delle analisi, per brevità. Si segnala soltanto che una analisi time history con i damper richiede, oltre ad un software in grado di affrontarla, una particolare attenzione da parte del progettista, soprattutto nel controllo degli errori di convergenza.

Figura 14
Schema di un damper con
modello alla Maxwell.



Per lo studio di queste strutture (e del damper più idoneo), conviene sempre partire da modelli semplificati, implementando funzioni di accelerazioni sinusoidali con periodo proprio vicino al primo modo di vibrare della struttura. Solo successivamente si può passare all'implementazione degli accelerogrammi reali, in quanto in questi ultimi è impossibile riconoscere "a occhio" le armoniche più gravose e il relativo apporto in energia.

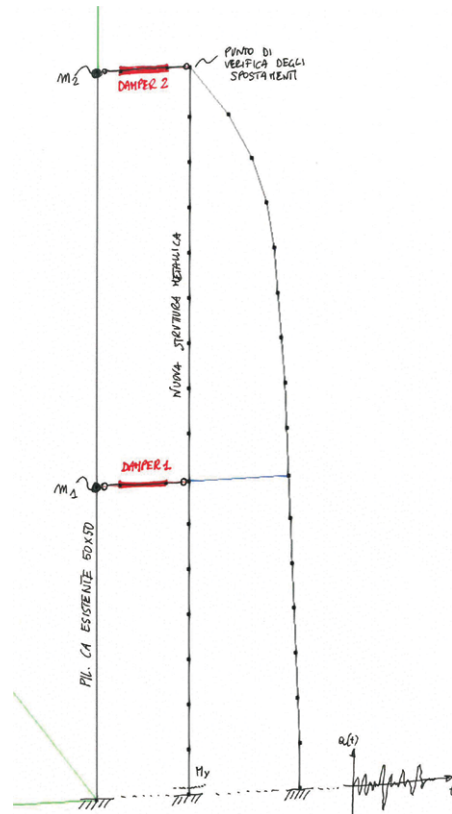


Figura 15

Modello studiato: un telaio metallico, a comportamento elastico, collegato al pilastro esistente in CA con elementi damper.

Per il caso in esame si è studiato un telaio isolato dal resto, con due elementi damper orizzontali (in rosso) e masse concentrate. Nel dimensionamento del damper occorre stabilire una prestazione di target: ad esempio il mantenimento in campo elastico delle strutture metalliche esterne.

I risultati, riportati nel seguito, sono ovviamente in funzione del tempo. Il controllo è quindi meno agevole che per le analisi statiche o pseudo-statiche tipo pushover.

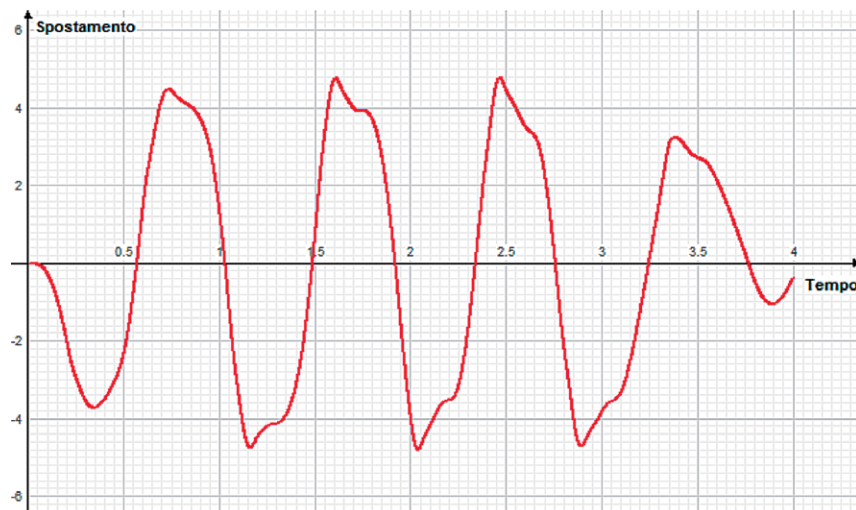


Figura 16

Spostamento in sommità del telaio: max inferiore a 4,5 cm, per cui il telaio resta sempre in campo elastico.

Figura 17
Momento alla base di una colonna: ma di circa $30\text{kN}\cdot\text{m}$, quindi ampiamente in campo elastico.

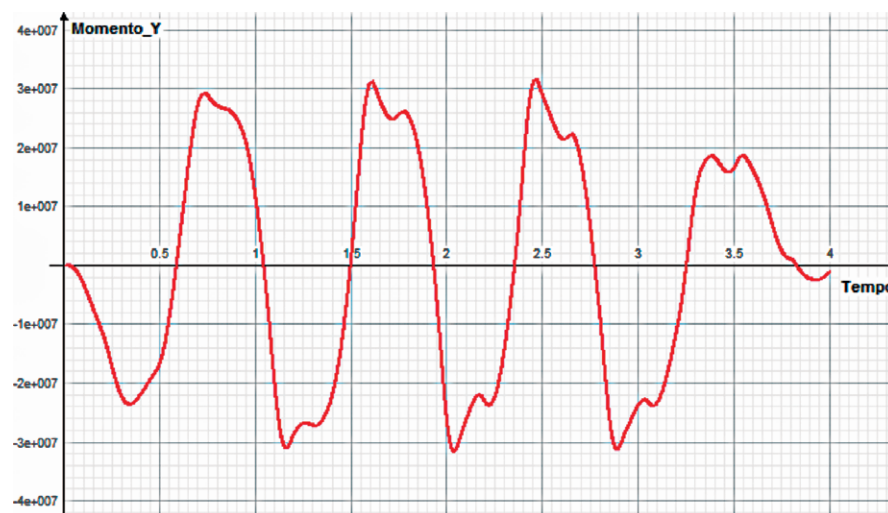
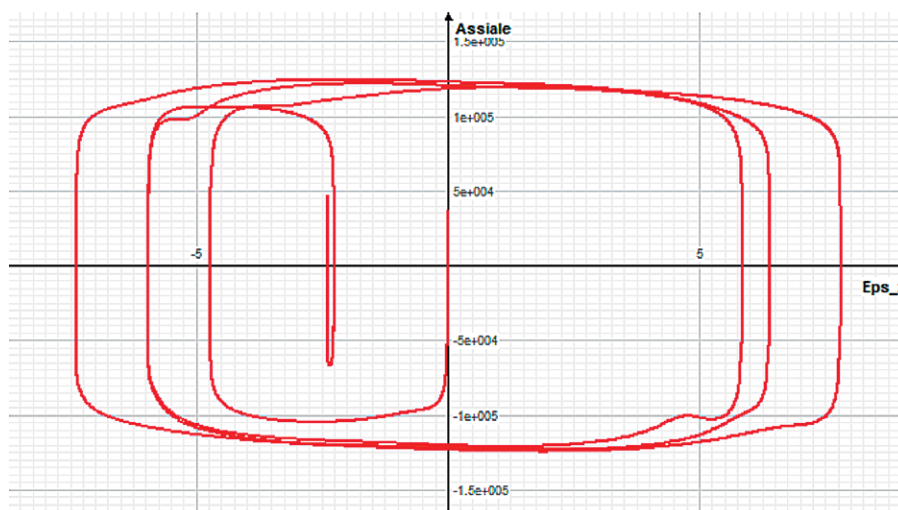
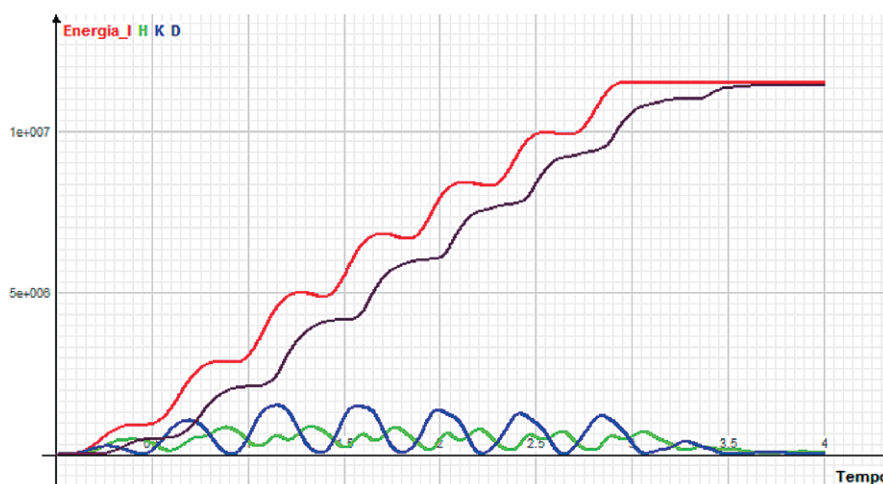


Figura 18
Ciclo di isteresi di un damper per un'analisi che dura 4 s.



Verifica dei risultati. Per le analisi time history è sempre una fase molto delicata. Molto utile a questo scopo (qualora disponibile) è la visualizzazione delle curve in termini di energia: Energia in ingresso, En. meccanica (elastica + isteretica), En. Cinetica, Energia dissipata.

Figura 19
Curve di energia in funzione del tempo.



Nel grafico soprastante si mostrano le curve di energia del modello analizzato, che utilizza un damper avente le seguenti caratteristiche: $F_{max} = 100 \text{ kN}$; $v_{max} = 20 \text{ cm/s}$; $\alpha = 0.2$ ne consegue che $C = F/v^\alpha = 100000/1.82 = 54900 \text{ N/(cm/s)}$. I simboli sono i seguenti:

- I = En. in ingresso (relativa);
- H = En. meccanica (potenziale elastico, in questo caso senza isteresi);
- K = En cinetica (relativa);
- D = En. Dissipata dai damper (curva sotto a quella rossa).

Ricordiamo che il bilancio energetico è il seguente:

$$I(t) = H(t) + K(t) + D(t) + \text{errore}$$

Nel caso in esame, dove i materiali non hanno isteresi, l'energia H è solo il potenziale elastico: essa quindi, insieme con l'energia cinetica K, deve tendere a zero alla fine del moto.

Arrestando il segnale di input in anticipo (in questo caso a 3 secondi), si può osservare la rapidità con cui si arresta il moto della struttura per effetto della dissipazione.

5. Conclusioni

La struttura, per come è progettata, può funzionare sia a link rigidi che con dissipatori. La soluzione a Link rigidi, ovviamente, è la meno onerosa, anche come onere di studio richiesto al progettista, potendo utilizzare il classico metodo a spettro di risposta con fattore di struttura. Nel caso in esame si è verificato che un valore $q = 3,2$ è cautelativo.

L'adozione di un Link isteretico unisce ottime prestazioni a un onere di progettazione-modellazione accettabile, in quanto si dispone di modellazioni semplificate attendibili, tipo pushover.

La soluzione con damper risulta certamente più complessa e delicata: sia in fase di modellazione, che di analisi, ma soprattutto per la verifica dei risultati. A fronte di questo vi è la possibilità di un ulteriore incremento delle prestazioni.

6. Fase Esecutiva

I lavori sono tutt'ora in corso. Nel seguito si riportano alcune immagini del cantiere con commenti. Per ulteriori informazioni sul progetto andare sul sito www.cpr-ingegneria.it



Figura 20
Gabbie pali fondazione e tirafondi (a sinistra).

Figura 21
Esecuzione pali fondazione (a destra).

Figura 22
Prova di carico su “palo di prova”, fino al 200% del carico di esercizio (120 ton).

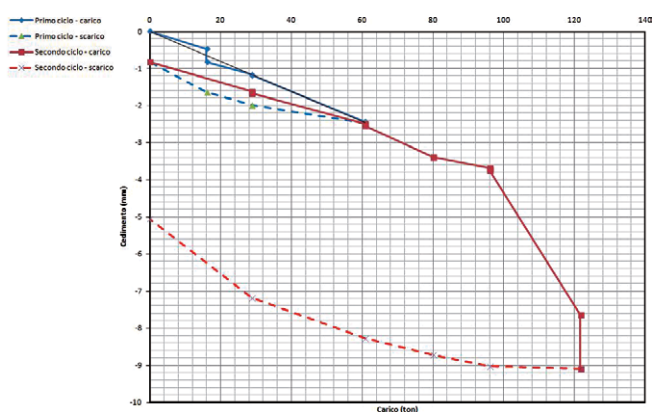


Figura 23
Travi di fondazione e tirafondi strutturali.





Figura 24
Realizzazione in officina
dei telai metallici e relativi
controlli.



Figura 25
Montaggio strutture
metalliche.

Figura 26
Montaggio strutture
metalliche.



Bibliografia

Pozzati P., Ceccoli C. (1987) - Teoria e tecnica delle strutture, UTET.
AA.VV. (1983) - Fondamenti di ingegneria sismica (Atti del Corso).
Massonnet C., Save M. (1987) - Calcolo plastico a rottura delle costruzioni, Clup.
Ballio G., Mazzolani F.M. (1987) - Strutture in acciaio – Hoepli.

L'Autore

Alessandro Pignagnoli nasce a Modena il 23 luglio del 1964; consegue la laurea in Ingegneria Civile, presso l'Università di Bologna, indirizzo strutturale, con una tesi in "Complementi di Tecnica delle Costruzioni", relatore chiar.mo Prof. Ing. Claudio Ceccoli, correlatore chiar.mo Prof. Ing. Andrea Benedetti.

Nel campo dell'ingegneria sismica è stato allievo del chiar.mo Prof. Ing. Pier Paolo Diotallevi. Le prime esperienze professionali risalgono al terremoto dell'Emilia del 1996, che vedono l'Ing. Pignagnoli impegnato nel consolidamento e miglioramento sismico di numerosi edifici, in particolare scuole e chiese, tra cui la Chiesa Parrocchiale SS. Gervasio e Protasio di Campagnola Emilia, la Scuola Elementare "Gandolfi" di Campagnola Emilia, la Chiesa di San Francesco a Fabbrico, la Chiesa di San Giacomo a Cognento (Campagnola Emilia), l'Abbazia della SS. Trinità a Campagnola Emilia.

Negli anni successivi fino ad oggi, l'Ing. Pignagnoli ha continuato ad occuparsi di ingegneria sismica in numerose opere pubbliche e private, tra le quali ricordiamo la progettazione e DL della Caserma dei Carabinieri a Campagnola Emilia, le Verifiche sismiche di edifici scolastici, la progettazione definitiva per miglioramento sismico dell'Istituto Chierici di Reggio Emilia. Dopo il sisma del 2012, si è occupato del miglioramento sismico di numerosi edifici e strutture prefabbricate in CA.

Si è occupato anche di progettazione di volte sottili in compositi per depuratori, di modellazione di particolari meccanici, di numerose strutture metalliche, di fondazioni speciali e opere di sostegno dei terreni.

Da diversi anni si occupa di analisi non lineari, dissipatori isteretici e viscosi, in particolare applicati ad edifici prefabbricati, analisi time history, modelli specifici non lineari per le murature e analisi di risposta sismica locale.