

# Esame comparativo tra due soluzioni per l'adeguamento del sistema strutturale sismo-resistente di un edificio in c.a.

## Comparative analysis between two solutions for the seismic retrofitting of an existing RC building

Rosario Montuori<sup>1</sup>, Elide Nastri<sup>2</sup>, Vincenzo Piluso<sup>3</sup> ■

### Sommario

Il lavoro è dedicato al tema della valutazione e miglioramento della sicurezza sismica degli edifici esistenti. In tale ambito, sono stati sviluppati due progetti di adeguamento sismico del medesimo edificio in c.a., l'uno realizzato mediante controventi concentrici in acciaio, l'altro mediante tradizionali pareti di controvento in cemento armato. Lo studio è stato condotto al fine di esaminare gli aspetti operativi e le conseguenti difficoltà applicative delle prescrizioni del D.M. 14/01/2008 in materia di interventi sull'esistente. In particolare è stato riscontrato che applicando metodologie diverse di analisi strutturale, parimenti consentite dalla normativa si ottengono risultati diversi, che hanno significative ripercussioni sulla valutazione delle prestazioni e di conseguenza sulla spesa necessaria per provvedere ad interventi di adeguamento sismico. Infine viene presentata una sintetica analisi comparativa costi-benefici dei due interventi di adeguamento sismico investigati.

**Parole chiave:** Adeguamento sismico, edifici esistenti, calcestruzzo armato, controventi concentrici in acciaio, pareti controventanti.

### Abstract

*The work is devoted to the simplified evaluation of the seismic performances and to the seismic retrofitting of an existing reinforced concrete (RC) building. Regarding the design issues, two strategies of seismic retrofitting are developed with reference to the same RC building, both of them acting at the structural system level: the first one is constituted by the integration of the structural system by adding steel concentrically braced frames improving the lateral stiffness and lateral strength of the building, while, the second strategy is based on the use of RC shear walls to be properly added to the original structural system. The aim of this work is to point out some operative issues and difficulties coming from the application of the new Italian seismic code (D.M. 14/01/2008), with reference mainly to the recommendations concerning existing buildings.*

*In particular, it is underlined that different analysis methodologies applied to the same existing building can provide different results having a significant influence on the decisional process concerning the strengthening interventions to be planned and, as a consequence, on the cost of the seismic retrofitting project.*

*Finally, a comparative synthetic benefit-cost analysis is carried out with reference to the two design solutions adopted the seismic retrofitting of the analysed building.*

**Keywords:** Seismic retrofitting, existing buildings, reinforced concrete, concentric steel braces, seismic resisting walls.

### 1. Introduzione

La maggior parte degli edifici in cemento armato che caratterizzano il patrimonio edilizio delle nostre città è stata progettata senza alcun requisito antisismico. Tale condizione, unita al naturale degrado del materiale e alla scarsa manutenzione strutturale, fa sì che tre milioni e mezzo di abitazioni sul territorio italiano siano a rischio crollo (CENSIS, 1999). Pertanto è inte-

ressante sapere, in quale misura e a quali costi sia possibile garantirsi dal rischio di restare vittime delle proprie abitazioni in caso di eventi sismici. Gli interventi strutturali migliorativi ritenuti necessari, devono scaturire da un'accurata conoscenza della vulnerabilità sismica degli edifici nello stato di fatto, dall'esame dei costi degli interventi e dalla valutazione della vulnerabilità sismica corrispondente agli stati di progetto,

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile/DICIV, Università di Salerno - ✉ [r.montuori@unisa.it](mailto:r.montuori@unisa.it)

<sup>2</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile/DICIV, Università di Salerno - ✉ [enastri@unisa.it](mailto:enastri@unisa.it)

<sup>3</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Laboratorio Prove Materiali e Strutture, Università di Salerno - ✉ [v.piluso@unisa.it](mailto:v.piluso@unisa.it)

conseguibili con gli interventi stessi (Moehle, 2000). Infatti, risulta necessario stabilire il livello di sicurezza a cui si vuole pervenire a seguito degli interventi migliorativi, essendo, in ogni caso, consapevoli del fatto che non si potrà mai raggiungere un livello di sicurezza assoluto.

Nel presente lavoro viene esaminato un edificio in cemento armato progettato secondo la legge 26 aprile 1976, senza requisiti antisismici secondo le norme tecniche del 1974 (D.M. 30/05/1974). È stato condotto uno studio finalizzato a valutare la sicurezza dell'edificio conseguibile attraverso due possibili interventi di adeguamento sismico, il primo mediante controventi concentrici in acciaio e il secondo mediante pareti di controvento in cemento armato. Le variabili in gioco che intervengono nello studio condotto spaziano dal tipo di intervento di adeguamento sismico, alla scelta della metodologia di analisi tra quelle proposte dalle nuove norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008), alle scelte progettuali in termini di intervento riguardo all'intero sistema strutturale tanto quanto quelle relative all'eliminazione di eventuali deficienze locali di resistenza. È noto, infatti, che nell'ambito degli interventi strutturali sull'esistente esistono vari approcci: gli interventi possono riguardare l'intero sistema strutturale (Chen et al., 2001; Liu, 2006; Rocha et al., 2004) oppure soltanto determinate membrature in maniera locale (Aboutaha et al., 1996; Alcocer, 1993; Bett et al., 1988; Bousias et al., 2007; El-Amoury et al., 2005; Engindeniz et al., 2005; Ersoy et al., 1993; Ghobarah et al., 1996; Ghobarah et al., 2001; Liew et al., 1991; Montuori et al., 2009; Rodriguez et al., 1994; Tastani et al.; Xiao et al., 2003). Nell'ambito dello studio in oggetto si è deciso, in primo luogo, di guardare alla totalità del comportamento strutturale dell'edificio prediligendo un intervento rivolto all'intero sistema strutturale. A posteriori, restando evidenti alcune deficienze in termini di resistenza anche a seguito dell'intervento globale, si è deciso di procedere con interventi locali integrativi al fine di ovviare alle suddette problematiche. Tutto il processo progettuale segue quanto riportato nel D.M. 14/01/2008 e nella Circolare del 2 febbraio 2009, con particolare riguardo alla parte sugli edifici esistenti (Capitolo 8) e scegliendo due

metodi di analisi tra i vari proposti: l'analisi statica lineare con fattore di struttura  $q$  e l'analisi statica non lineare. Il confronto fra le conseguenze progettuali dei risultati derivanti dai diversi metodi di analisi desta non poche perplessità a fronte di risultati inattesi che hanno ripercussioni sulla valutazione delle prestazioni e di conseguenza sulla spesa necessaria per gli interventi, stimata mediante specifico computo metrico estimativo.

## 2. L'edificio esaminato

L'edificio adottato come caso studio ha le caratteristiche di un tipico fabbricato progettato negli anni '70. Si è ipotizzato che l'edificio fosse sito nel Comune di Taurasi, una zona caratterizzata da un'intensa attività sismica, vicina all'epicentro del terremoto che ha devastato l'Irpinia nel 1980. Pertanto, tale sito risulta caratterizzato da notevoli accelerazioni di picco al suolo alle quali corrispondono forze sismiche di progetto elevate. In Tabella 1 vengono riportati i parametri di pericolosità sismica relativi al sito assunto a base dell'analisi.

Per quanto riguarda invece la categoria di sottosuolo si fa riferimento alla categoria C che secondo il D.M. 14/01/2008 riguarda i "depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità".

Il fabbricato presenta cinque impalcati compresa la copertura, non praticabile, ognuno di 3.30 m di altezza lorda interpiano; le campate sono tutte uguali, con luce pari a 5.0 m nella direzione trasversale e pari a 4.5 m in direzione longitudinale, ad eccezione della campata centrale corrispondente al vano scala. Le travi di appoggio del solaio sono tutte ordite in direzione longitudinale mentre in direzione trasversale sono presenti le sole travi portatompagno.

La Figura 1 illustra la pianta del piano tipo e la carpenteria dello stesso. Nello stabile non è presente il vano ascensore. Le fondazioni sono costituite da plinti isolati di forma tronco piramidale con travi di collegamento soltanto lungo il perimetro e parte del vano scala. Complessivamente l'edificio oltre che simmetrico risulta anche regolare in pianta e in elevazione secondo quanto

Tabella 1 - Parametri di pericolosità sismica

"Stato Limite"	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]	$\eta$ [-]	$S_s$ [-]	$S_r$ [-]	$S$ [-]	$C_c$ [-]	$T_c$ [s]
Operatività	30	0.061	2.375	0.280	1	1.348	1	1.348	1.598	0.447
Danno	50	0.082	2.339	0.293	1	1.348	1	1.348	1.574	0.461
Salvaguardia Vita	475	0.255	2.303	0.370	1	1.348	1	1.348	1.457	0.539
Prevenzione Collasso	975	0.347	2.316	0.396	1	1.348	1	1.348	1.425	0.564

stabilito dal D.M. 14/01/2008 al §7.2.2. Tale requisito è fondamentale per comprendere le semplificazioni operate in seguito sia in sede di analisi che di verifica. Ai fini dello studio è stato ipotizzato di possedere un rilievo strutturale e tutta la documentazione sia di progetto che di direzione lavori, cosicché risultano note le proprietà meccaniche medie dei materiali utilizzati. Pertanto, è stato condotto un progetto simulato mediante il quale, nel rispetto delle consuetudini progettuali e costruttive del tempo sono stati dettagliati tutti i telai e i particolari costruttivi delle varie membrature ipotizzando di raggiungere quello che in normativa è definito come Livello di Conoscenza (LC3) al quale è associato un fattore di confidenza  $FC=1$  (D.M. 14/01/2008).

### 3. Analisi della vulnerabilità sismica

Noto il sito in cui sorge il fabbricato, con riferimento allo stato limite SLV di salvaguardia della vita, sono state calcolate le forze sismiche di progetto, in accordo con le formulazioni previste dalla normativa nel caso di analisi statica lineare con fattore di struttura  $q=1$  (Tabella 2). Per quanto riguarda la modellazione della struttura, in virtù della regolarità in pianta, alla quale si è fatto riferimento in precedenza, si è ritenuto di poter adottare un modello di calcolo semplificato, cosiddetto a "treno di telai" che comprende tutti i telai aventi la medesima direzione in pianta (longitudinale o trasversale) collegati al livello degli impalcati da pendoli rigidi. Infatti, risulta ben noto che il modello a "treno di telai" fornisce la corretta ripartizione delle forze sismiche quando risulta trascurabile la risposta torsionale, risultando il baricentro delle masse ed il baricentro delle rigidezze praticamente coincidenti. Nel caso in esame, per sisma in direzione trasversale, il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze risultano certamente allineati cosicché la risposta sismica risulta puramente traslazionale ove si trascurino gli effetti di eventuali eccentricità accidentali. Tale semplificazione ha permesso di analizzare la struttura separatamente nelle due direzioni. È ben noto che gran parte degli edifici costruiti negli anni '60-'70 presenta le travi disposte soltanto nella direzione ortogonale all'orditura dei solai al fine di fornire appoggio agli stessi. Pertanto, in tali edifici vengono a mancare le travi parallele alla orditura del solaio che, al contrario, in zona sismica sono indispensabili per conferire

alla struttura un comportamento a telaio spaziale. Conseguentemente, in presenza di carpenterie del tipo illustrato in Figura 1 risulta inevitabile che, in occasione di eventi sismici per azioni orizzontali in direzione trasversale venga chiamata in causa la risposta flessionale dei travetti del solaio. Pertanto, risulta interessante comprendere in che misura i travetti del solaio possano contribuire al comportamento a telaio in direzione trasversale. A tale scopo possono essere individuati due schemi limite; uno nel quale si ipotizza l'infinita deformabilità torsionale delle travi longitudinali, cosicché il contributo dei travetti del solaio risulta praticamente trascurabile, ferme restando le condizioni imposte dalla usuale ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano, e l'altro in cui si ipotizza l'infinita rigidezza torsionale delle travi longitudinali cosicché, in tal caso, tutti i travetti del solaio presentano una rotazione flessionale alle estremità pari alla rotazione torsionale delle travi longitudinali di appoggio e, conseguentemente, pari alla rotazione nel piano trasversale dei nodi tra pilastro e travi longitudinali. In altri termini, in questo secondo caso tutti i travetti presenti nella relativa fascia di competenza contribuiscono al comportamento a telaio in direzione trasversale.

Tuttavia, il comportamento reale del sistema strutturale in direzione trasversale sarà certamente intermedio tra i due schemi limite precedentemente descritti, in funzione della effettiva rigidezza torsionale delle travi longitudinali.

Il numero di travetti coinvolti nel "comportamento a trave del solaio" per azioni sismiche in direzione trasversale, dipende dal rapporto tra la rigidezza torsionale delle travi longitudinali e la rigidezza flessionale dei travetti, ossia dalla geometria dell'impalcato e degli elementi strutturali dello stesso.

Con riferimento alla Figura 2, trascurando per semplicità la continuità torsionale delle travi longitudinali, la rigidezza torsionale delle travi longitudinali in corrispondenza della posizione  $x_i$  del generico travetto risulta:

$$k_{\varphi} = \frac{M_t}{\vartheta} = \frac{GJ_t L_n}{x_i(L_n - x_i)} \quad (1)$$

dove  $L_n$  è la luce longitudinale netta tra i pilastri  $J_t$  e è l'inerzia torsionale delle travi.

La rotazione di estremità del singolo travetto nell'ipotesi di diagramma del momento a farfalla con punto di nullo in mezzzeria, ossia sotto

Tabella 2 - Forze sismiche per lo stato limite SLV e  $q=1$

| $F_1$ [t] |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 3.98      | 7.84      | 11.61     | 15.33     | 15.79     |

Figura 1  
Pianta piano tipo  
dell'edificio oggetto di  
studio.

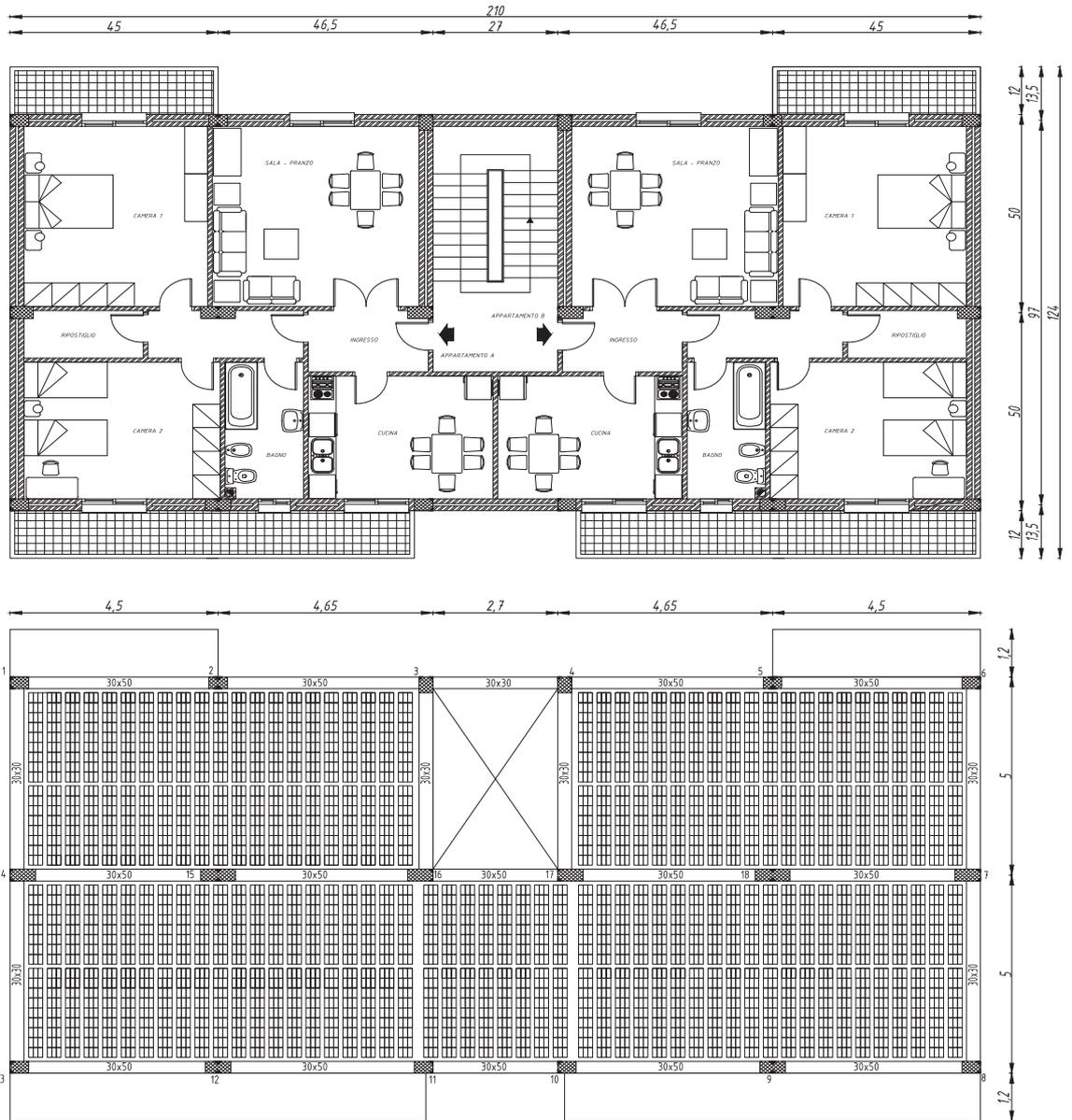
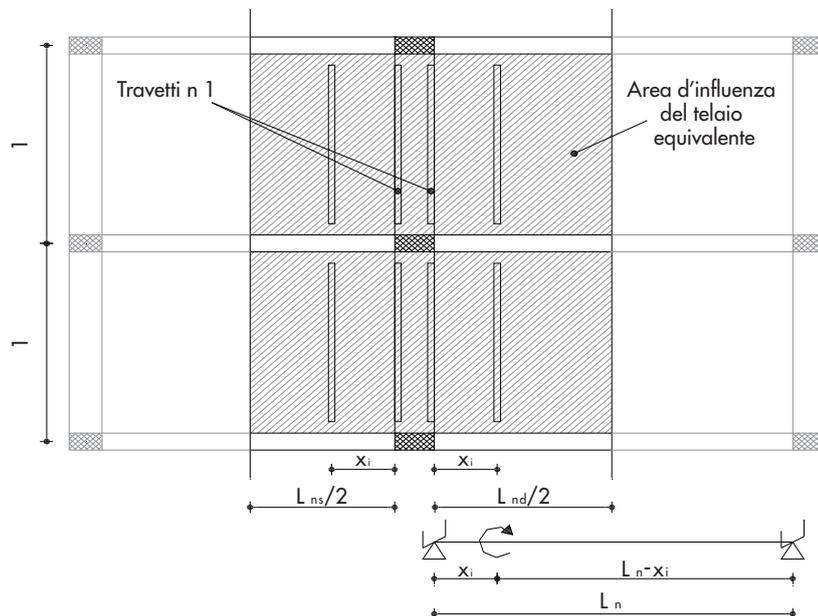


Figura 2  
Modellazione del  
"comportamento a trave del  
solaio".



azioni di tipo sismico, risulta dalla somma degli effetti dovuti alla deformabilità torsionale della trave di appoggio e alla deformabilità flessionale del travetto stesso, ossia:

$$\vartheta = \frac{Ml}{6EI} \left( 1 + 6 \frac{EI}{Ik_{\varphi}} \right) \quad (2)$$

dove  $M$  è il momento alle estremità ed  $I$  è l'inerzia del singolo travetto. Pertanto, per ogni travetto nella posizione  $x_i$  risulta possibile definire una inerzia equivalente  $I_{eq,i}$  tale che:

$$\vartheta = \frac{Ml}{6EI_{eq,i}} \quad (3)$$

da cui risulta:

$$I_{eq,i} = \frac{l}{1 + 6 \frac{EI/l}{GJ_t/L_n} \frac{x_i}{L_n} \left( 1 - \frac{x_i}{L_n} \right)} = \frac{l}{1 + 6\psi \frac{x_i}{L_n} \left( 1 - \frac{x_i}{L_n} \right)} \quad (4)$$

dove  $\psi = \frac{EI}{I} / \frac{GJ_t}{L_n}$

è il rapporto tra la rigidezza flessionale del singolo travetto e la rigidezza torsionale delle travi longitudinali.

Da tale relazione risulta evidente che per  $x_i = 0$  si ha  $I_{eq,i} = l$ , ossia che i travetti che si innestano direttamente in corrispondenza dei pilastri si comportano come delle normali "travi di collegamento" trasversali, ossia come travi parallele alla orditura del solaio. Al contrario, al crescere della distanza  $x_i$  del travetto generico dal pilastro si riduce il contributo dello stesso al "comportamento a trave" del solaio, risultando  $I_{eq,i}/l < 1.0$ . Pertanto, il "comportamento a trave" del solaio per azioni sismiche in direzione trasversale può essere modellato mediante una trave equivalente la cui inerzia risulta pari alla somma delle inerzie dei travetti che si innestano direttamente in corrispondenza del pilastro e delle inerzie ridotte  $I_{eq,i}$  dei singoli travetti posizionati all'interno della area di influenza del "telaio equivalente" (Figura 2):

$$I_{eq} = n_1 l + \sum_{i=1}^{n_d} I_{eq,i} + \sum_{i=1}^{n_s} I_{eq,i} \quad (5)$$

dove  $n_1$  è il numero di travetti posizionati in corrispondenza dei pilastri  $n_d$  e  $n_s$ , e sono il numero di travetti, all'interno dell'area di influenza, rispettivamente a destra e a sinistra dell'allineamento corrispondente alla posizione del "telaio equivalente".

Nel caso di travi longitudinali aventi campate di uguale luce netta risulta:

$$n_d = n_s = \frac{L_n}{2p_t} \quad (6)$$

dove  $p_t$  è il passo dei travetti.

Il numero dei travetti collaboranti risulta dato da:

$$n_{tc} = \frac{I_{eq}}{I} \quad (7)$$

Tenendo conto che la posizione  $x_i$  corrispondente all' $i$ -esimo travetto è data da  $x_i = ip_t$ ,  $x_i$ , la (5) può essere espressa nella forma:

$$I_{eq} = n_1 l + \sum_{i=1}^{n_d} \frac{l}{1 + 6\psi \frac{ip_t}{L_{nd}} \left( 1 - \frac{ip_t}{L_{nd}} \right)} + \sum_{i=1}^{n_s} \frac{l}{1 + 6\psi \frac{ip_t}{L_{ns}} \left( 1 - \frac{ip_t}{L_{ns}} \right)} \quad (8)$$

Pertanto, nel caso di travi longitudinali con campate di uguale luce netta la (8) può essere espressa nella forma:

$$n_{tc} = n_1 + 2 \sum_{i=1}^{n_d} \frac{1}{1 + 6\psi \frac{ip_t}{L_n} \left( 1 - \frac{ip_t}{L_{nx}} \right)} \quad (9)$$

Tale relazione evidenzia che il numero di travetti collaboranti risulta dipendente dal rapporto  $\psi$  tra la rigidezza flessionale dei travetti e la rigidezza torsionale delle travi longitudinali, dal rapporto  $L_n/p_t$  tra la luce netta delle campate delle travi longitudinali  $L_n$ , e il passo  $p_t$  dei travetti e dal numero  $n_1$  di travetti che si innestano direttamente in corrispondenza dei pilastri che vincolano a torsione le travi longitudinali.

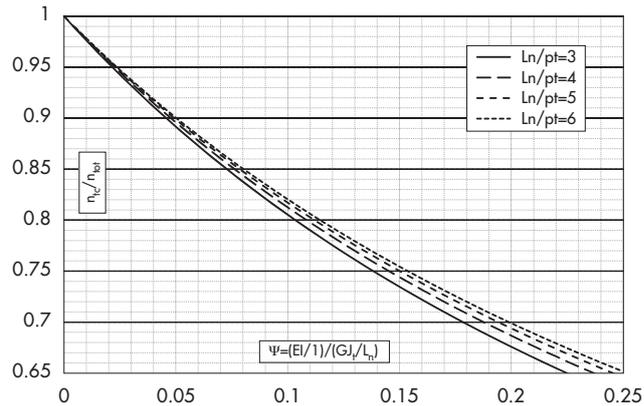
Ovviamente, nel caso di travi longitudinali infinitamente rigide a torsione, tutti i travetti collocati all'interno dell'area di influenza del "telaio equivalente" collaborano ai fini del "comportamento a trave" del solaio. In tal caso:

$$n_{tc} = n_{tot} = n_1 + n_s + n_d \quad (10)$$

La Figura 3 mostra, per  $n_1=2$ , la variazione del rapporto  $n_{tc}/n_{tot}$  al variare di  $\psi$  per fissati valori del parametro geometrico  $L_n/p_t$ .

Si osserva che  $\psi$  per che tende a 0, ossia quando la rigidezza torsionale della trave è infinita, tutti i travetti compresi nell'area di influenza del "telaio equivalente" collaborano al comportamento a trave del solaio; viceversa quando la rigidezza torsionale della trave è

Figura 3.  
Influenza della geometria di  
impalcato e dei rapporti di  
rigidezza flessio/torsionale  
sul numero di travetti  
collaboranti.



nulla ( $\psi \rightarrow \infty$ ), il numero di travetti collaboranti diventa pari al numero di travetti realizzati nella fascia corrispondente alla larghezza dei pilastri. Nel prosieguo le analisi per azioni sismiche in direzione trasversale si riferiscono ai risultati ottenuti utilizzando il modello di comportamento appena descritto che tiene conto del "comportamento a trave" del solaio.

Tra i metodi di analisi proposti dal D.M. 14/01/2008 per la valutazione della capacità sismica della struttura nella sua condizione di fatto, è stata utilizzata l'analisi statica non lineare che si basa sullo studio della curva di capacità del sistema strutturale, tale curva permette di cogliere gli aspetti più significativi del comportamento post elastico della struttura. In particolare, le analisi sono state condotte attraverso il software SAP2000 (CSI) mediante una modellazione a plasticità concentrata ottenuta a partire dai diagrammi momento-curvatura delle diverse sezioni del modello strutturale. I diagrammi momento-curvatura, trattandosi di calcestruzzo non efficacemente confinato, sono stati determinati assumendo un legame costitutivo del calcestruzzo del tipo parabola-rettangolo e, per quanto riguarda l'acciaio, del tipo elastico incrudente. Inoltre sono state impiegate le consuete ipotesi di conservazione delle sezioni piane, di calcestruzzo non reagente a trazione e di perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Una particolare distinzione è stata ritenuta necessaria per quanto riguarda la definizione delle proprietà delle potenziali cerniere plastiche al fine di tenere conto degli effetti della interazione con altre caratteristiche della sollecitazione interna. In particolare, è stata effettuata una distinzione tra il comportamento delle cerniere delle travi, le quali sono sottoposte prevalentemente a momento flettente e dei pilastri, i quali sono, invece, caratterizzati da un regime di pressoflessione. Lo sforzo normale nei pilastri è, pertanto, non trascurabile e deve essere tenuto in conto nella definizione del legame momento-curvatura da cui derivare il corrispondente legame momento-rotazione da imple-

mentare nel software, essendo anche esso dipendente dai valori dello sforzo normale.

A tale scopo risulta necessario fare riferimento ad un numero discreto di valori dello sforzo normale per i quali viene determinato il corrispondente diagramma momento-rotazione. A seguito di una preliminare analisi di sensibilità dei risultati al passo di discretizzazione della suddetta influenza dello sforzo normale, è stato ritenuto sufficientemente accurato nella modellazione delle cerniere fornire il diagramma momento-rotazione con riferimento a quattro valori dello sforzo normale, di cui due di compressione e due di trazione.

I risultati delle analisi pushover consistono principalmente nelle curve di capacità del sistema strutturale, ossia nella curva di capacità del "treno di telai per sisma in direzione longitudinale" e della curva di capacità del "treno di telai per sisma in direzione trasversale", e nelle rotazioni plastiche richieste step by step alle zone di plasticizzazione precedentemente definite. La determinazione delle rotazioni plastiche richieste si rende necessaria al fine di individuare il punto della curva di capacità relativamente al quale avviene il collasso della prima cerniera plastica. Tale individuazione consiste nel confrontare le rotazioni plastiche richieste con la massima capacità rotazionale prevedibile per le corrispondenti membrature. A tale riguardo la normativa suggerisce due formulazioni alternative che possiamo definire, empirica e semipempirica. La formulazione empirica della rotazione ultima risulta (Circolare 02/02/2009):

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3)^y \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100pd}) \quad (11)$$

dove  $\gamma_{el}$  è un fattore compreso tra 1.5 e 1 a seconda che gli elementi siano, rispettivamente,

primari o secondari,  $L_v$  è la luce di taglio, è l'altezza della sezione,  $\nu$  è il ben noto sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione  $A_c$ ,  $\omega$  e  $\omega'$  sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale rispettivamente in trazione e compressione,  $f_{ct}$ ,  $f_y$  ed  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza (LC3 nel caso in esame),  $\rho_{sx}$  è la percentuale di armature trasversale e è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,  $\rho_d$  è un fattore di efficienza del confinamento dato dalla seguente relazione:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right) \quad (12)$$

dove  $h_0$  e  $b_0$  sono le dimensioni del nucleo di calcestruzzo confinato,  $b_i$  le distanze delle barre longitudinali trattenute da tirantini o staffe presenti sul perimetro ed  $s_h$  è il passo delle staffe. Tale quantità è uguale a 0 nel caso di inefficace confinamento dovuto a staffe prive di ganci idonei ad evitare l'apertura delle stesse.

Inoltre, la normativa prevede che nel caso di elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, ossia di percentuali di armatura diverse da quelle indicate per gli edifici di nuova costruzione il valore dato dalla (11) deve essere moltiplicato per un fattore riduttivo pari a 0.85. La formulazione di tipo semiempirico è data da [9]:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right) \right] \quad (13)$$

dove  $\vartheta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento,  $\phi_u$  è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%),  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento  $L_v$ , è la luce di taglio e  $L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come (Circolare 02/02/2009):

$$L_{pl} = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (14)$$

dove  $h$  è l'altezza della sezione,  $d_{bl}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali,  $f_c$  e  $f_y$  ed  $f_{yw}$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza (LC3 nel caso in esame).

Come evidenziato da altri ricercatori (Pinto, 2007), entrambe le formulazioni suggerite dalla normativa conducono a scarti significativi quando le stesse vengono applicate con riferimento alle prove sperimentali disponibili. Tuttavia, a parere degli scriventi, il problema principale risulta costituito dal fatto che spesso le due formulazioni forniscono risultati tra loro significativamente diversi, generando significative perplessità nell'utente finale ed evidenziando come il tema della valutazione della capacità di rotazione plastica delle membrature in cemento armato sia ancora oggi lontano da una soluzione soddisfacente e definitiva.

Un documento tecnico con valenza di decreto ministeriale non dovrebbe mai generare situazioni di evidente contraddizione interna. In ragione dell'incertezza circa i valori più appropriati da utilizzare ai fini della definizione delle rotazioni ultime delle membrature, pertanto, si è deciso di utilizzare entrambe le formulazioni e di esaminarne le conseguenze ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica.

Ciò premesso, si è reso necessario procedere con entrambe le formulazioni alla definizione del cosiddetto punto di funzionamento della struttura. Quest'ultimo è costituito dalla coppia di valori spostamento - tagliante che la curva di pushover attinge in corrispondenza del collasso di una cerniera plastica, a seguito dell'attingimento della corrispondente rotazione ultima  $\vartheta_u$  o del superamento della resistenza a taglio di una membratura. La conoscenza della capacità strutturale consente di effettuare la stima deterministica della vulnerabilità sismica della struttura secondo due possibili approcci di cui, il primo opera in termini di spostamento e, il secondo in termini di accelerazione di picco al suolo, ossia attraverso la definizione del corrispondente spettro di capacità. In particolare, l'approccio in termini di spostamento corrisponde al metodo proposto nel D.M. 14/01/2008 mentre l'approccio in termini di accelerazione corrisponde al metodo cosiddetto "N2" (Fajfar et al., 1996).

I due approcci hanno in comune il ricondurre la curva di pushover, rappresentativa del comportamento reale della struttura a più gradi di libertà (sistema MDOF) ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà (sistema SDOF). A tale scopo nel metodo proposto dalla normativa

basta dividere sia il tagliante che lo spostamento del punto di controllo, valutato con riferimento al sistema MDOF per il fattore di partecipazione modale del primo modo di vibrazione, ( $\Gamma = 1.25$ ) nel caso in esame per ottenere la corrispondente curva forza-spostamento del sistema SDOF equivalente. Analogamente nel caso del metodo "N2" occorre dividere il tagliante oltre che per il fattore di partecipazione anche per la massa modale al fine di ottenere la capacità in termini di accelerazione spettrale. Entrambi i metodi si avvalgono, ai fini della verifica, del confronto tra domanda e capacità della struttura. In particolare, per quanto riguarda l'approccio agli spostamenti, suggerito nel D.M. 14/01/2008 ed esplicitato nella Circolare Ministeriale la domanda in termini di spostamento viene calcolata, per  $T^* \geq T_c$ , attraverso la relazione:

$$d_{c,max} = \Gamma S_{de}(T^*) \quad (15)$$

essendo  $T^*$  il periodo di vibrazione del sistema SDOF equivalente,  $S_{de}$  il corrispondente valore dello spostamento spettrale e  $T_c$  il valore del periodo di vibrazione corrispondente all'inizio del ramo a velocità spettrale costante dello spettro di risposta.

In caso contrario, cioè per  $T^* < T_c$ , la domanda di spostamento risulta data da:

$$d_{c,max} = \frac{\Gamma S_{de}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad (16)$$

dove:

$$q^* = \frac{m^* S_e(T^*)}{F_y^*} \quad (17)$$

ed  $S_{de}$ ,  $F_y^*$  e  $m^*$  sono rispettivamente l'ascissa dello spettro d'accelerazione elastico valutata in corrispondenza del periodo  $T^*$ , il tagliante plastico della struttura e la massa equivalente del sistema.

In Figura 4 e Figura 5 sono rappresentate le curve di pushover relative al treno di telai in direzione x e in direzione y, rispettivamente, ove sono indicati i valori della capacità strutturale in termini di spostamento con riferimento alle due formulazioni della rotazione plastica ultima della struttura, empirica e semiempirica, espresse dalle relazioni (11) e (13). Inoltre, è rappresentato il valore della capacità in termini di spostamento che si ottiene quando la prima membratura attinge il massimo valore della sua resistenza a taglio. Non di rado, infatti, accade che la rottura per taglio avviene prima del raggiungimento del punto di funzionamento a flessione e che dunque la struttura perviene a collasso per la formazione di un meccanismo fragile.

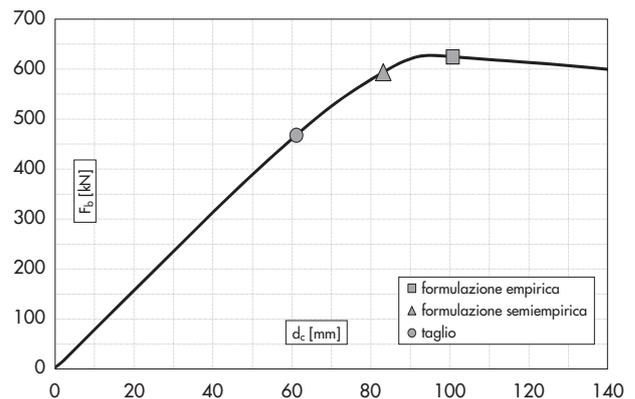
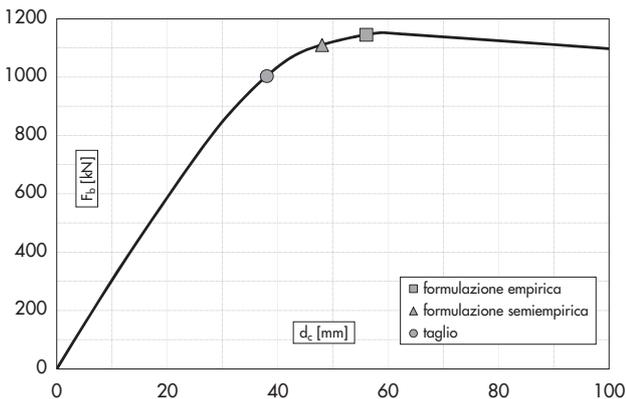
Per quanto riguarda l'approccio in termini di accelerazione, con riferimento al caso  $T^* \geq T_c$ , nota la capacità in termini di spostamento  $d^*$  del sistema SDOF equivalente si può determinare il corrispondente punto di funzionamento. La massima accelerazione di picco al suolo che il sistema strutturale è in grado di sopportare risulta pari a quella che definisce lo spettro di risposta passante per il punto di funzionamento (Figura 6). Il confronto tra lo spettro di capacità così ottenuto e lo spettro di domanda corrispondente all'evento sismico atteso fornisce una misura, in termini di accelerazione della vulnerabilità sismica della struttura. Una procedura simile può essere adottata nel caso  $T^* < T_c$ .

In Tabella 3 sono riportati i valori numerici relativi alla domanda e alla capacità in termini di spostamento e accelerazione per ambo i treni di telai in direzione x ed y.

Come si può riscontrare dalla Tabella 3 la domanda di spostamento è sempre maggiore della capacità. Risultati analoghi si ottengono in termini di accelerazione. In definitiva, come previsto, la struttura risulta altamente vulnerabile, cosicché sono necessari degli interventi strutturali al fine di renderla capace di sopportare le azioni sismiche di progetto.

Figura 4  
Curva di pushover del treno di telai in direzione x (a sinistra).

Figura 5  
Curva di pushover del treno di telai in direzione y (a destra).



#### 4. I progetti di adeguamento esaminati

Operando nell'ambito della strategia di intervento a livello di sistema strutturale, il progetto di adeguamento mediante controventi in acciaio è stato condotto utilizzando un sistema di controventi ad "X", esterni al corpo di fabbrica originario, ma adeguatamente collegati all'impalcato ai fini della trasmissione delle forze orizzontali,

progettati per essere in grado di resistere alla totalità delle azioni sismiche di progetto. La struttura integrativa risulta costituita da pilastri, travi e diagonali di controvento disposti a croce di Sant'Andrea e collocate planimetricamente in maniera tale da lasciare libere le aperture preesistenti e da evitare ogni possibile modifica alla disposizione architettonica interna (Figura 7).

Tabella 3 - Risultati dell'analisi di vulnerabilità

	Approccio	Domanda	Capacità		Crisi a taglio
			Formulazione empirica	Formulazione semiempirica	
Direzione x	Spostamento (mm)	112	55	49	38
	Accelerazione (ag/g)	0.255	0.110	0.114	-
	Spostamento	Domanda/Capacità	2.0	2.3	2.9
	Accelerazione	Domanda/Capacità	2.3	2.2	-
Direzione y	Spostamento (mm)	228	101	83	62
	Accelerazione (ag/g)	0.255	0.115	0.093	-
	Spostamento	Domanda/Capacità	2.3	2.7	3.6
	Accelerazione	Domanda/Capacità	2.2	2.7	-

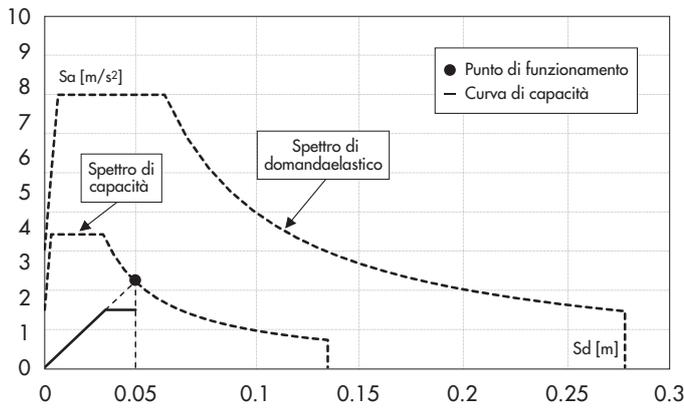


Figura 6  
Approccio in termini di accelerazione.

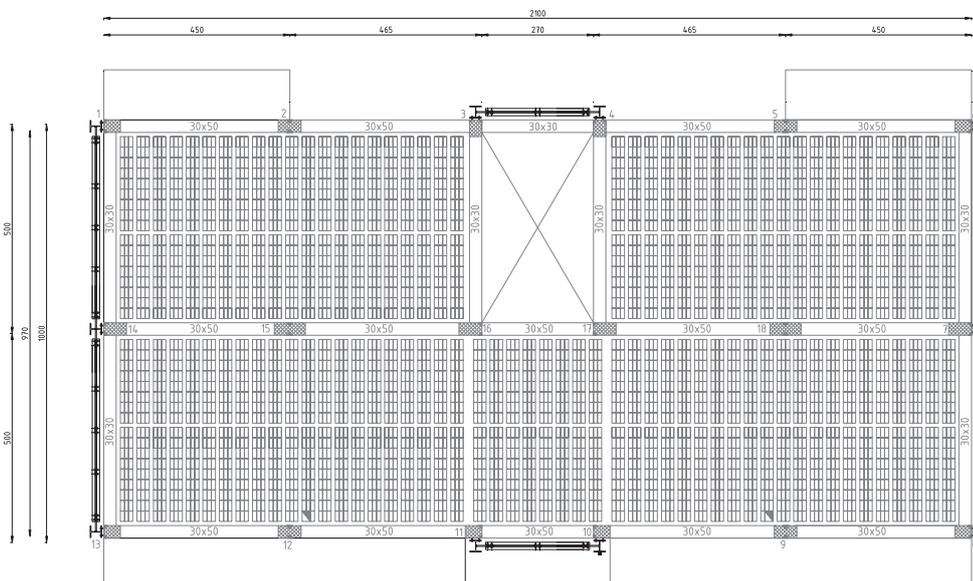
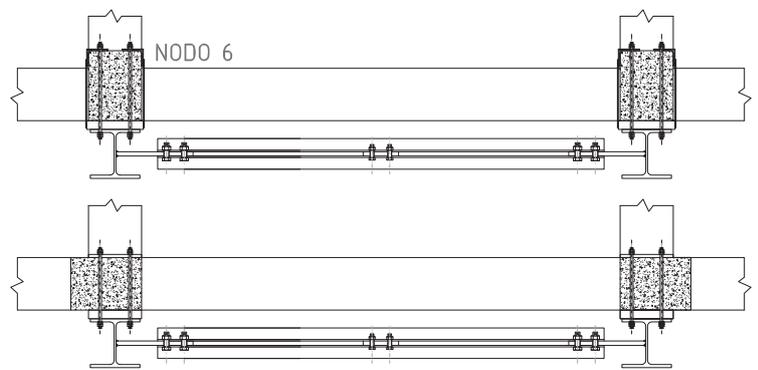
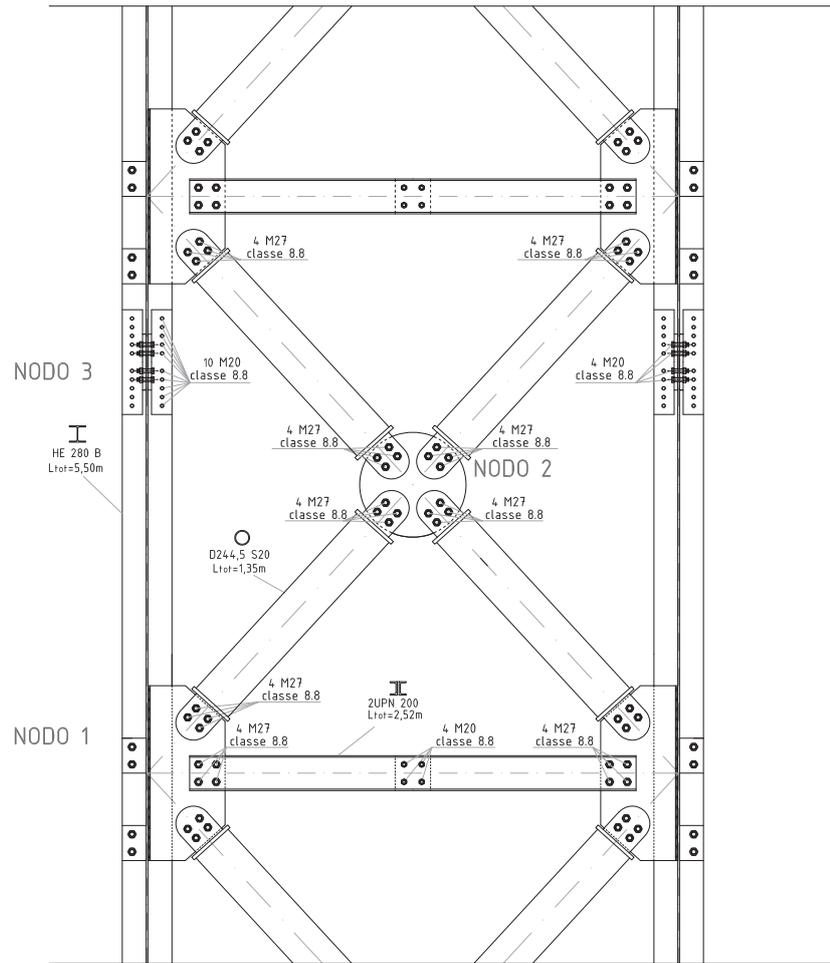
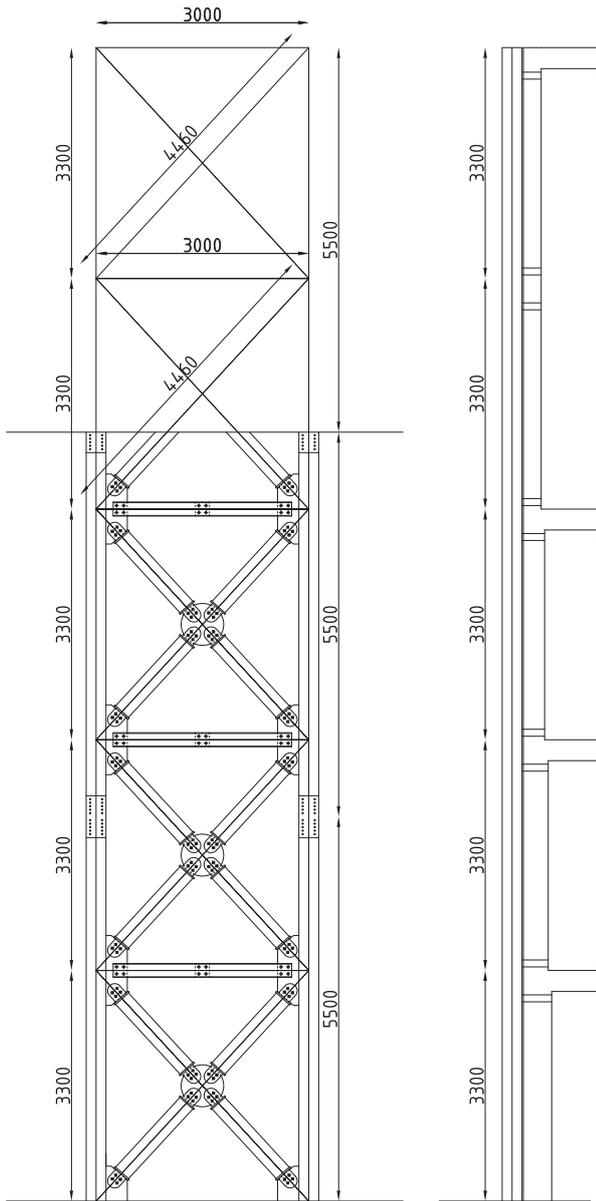


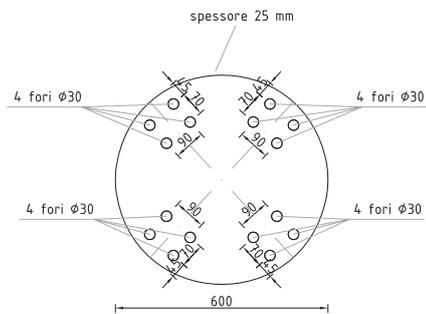
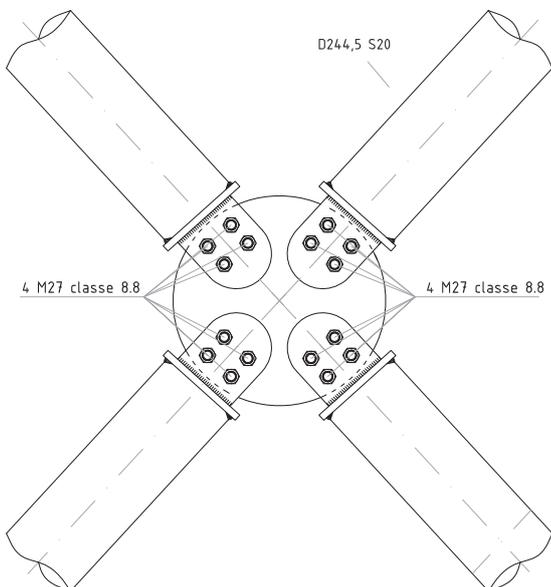
Figura 7  
Carpenteria del piano tipo dell'edificio adeguato mediante controventi concentrici in acciaio

Schema strutturale dei controventi A e B

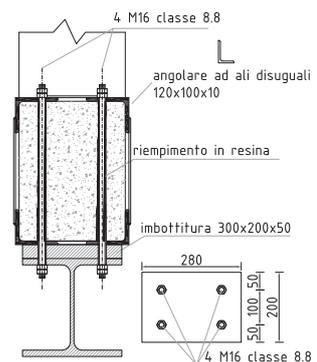
Dettaglio della maglia strutturale



NODO 2: collegamento diagonali



NODO 6



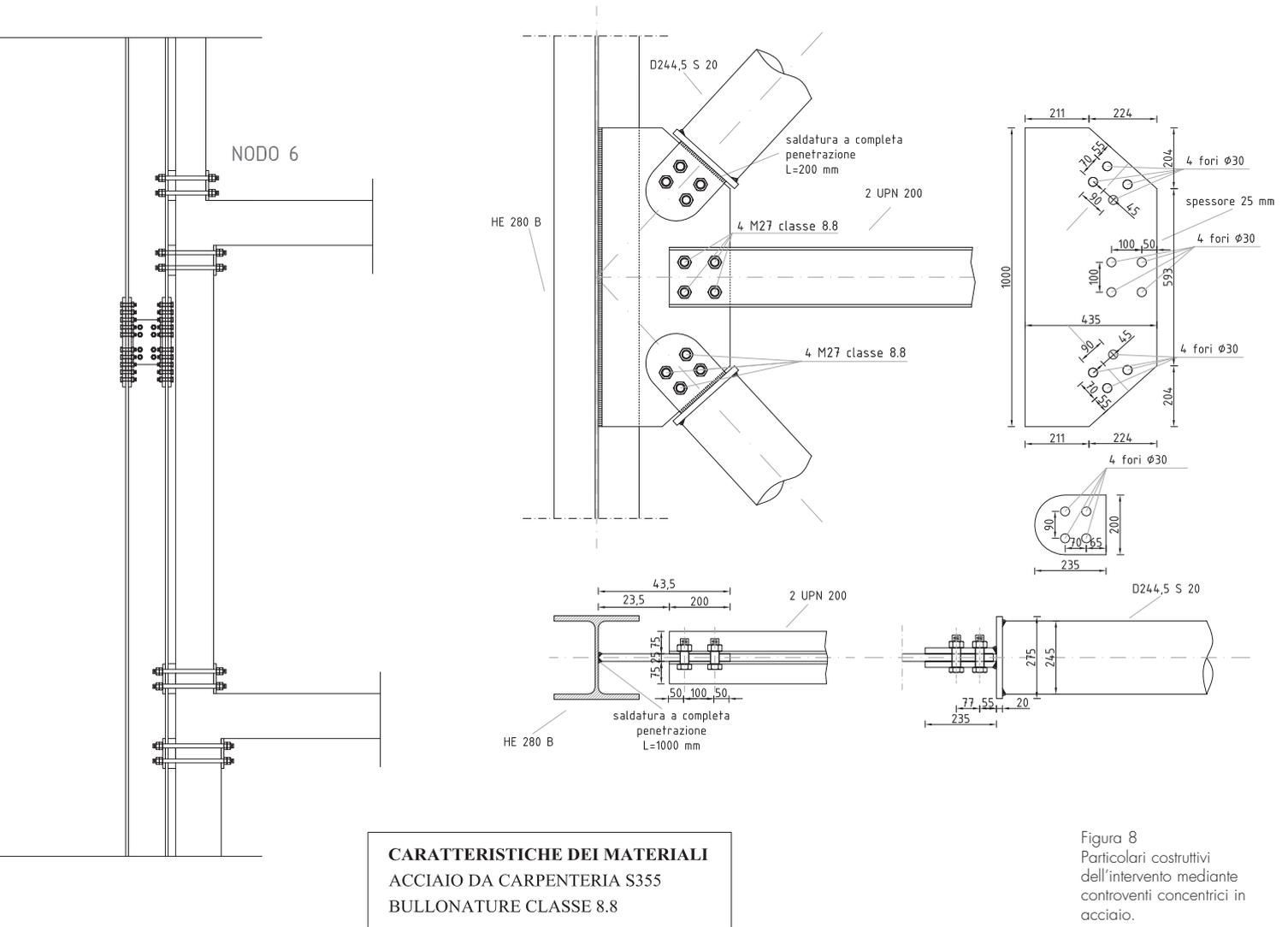


Figura 8 Particolari costruttivi dell'intervento mediante controventi concentrici in acciaio.

NODO 3: collegamento colonna-colonna

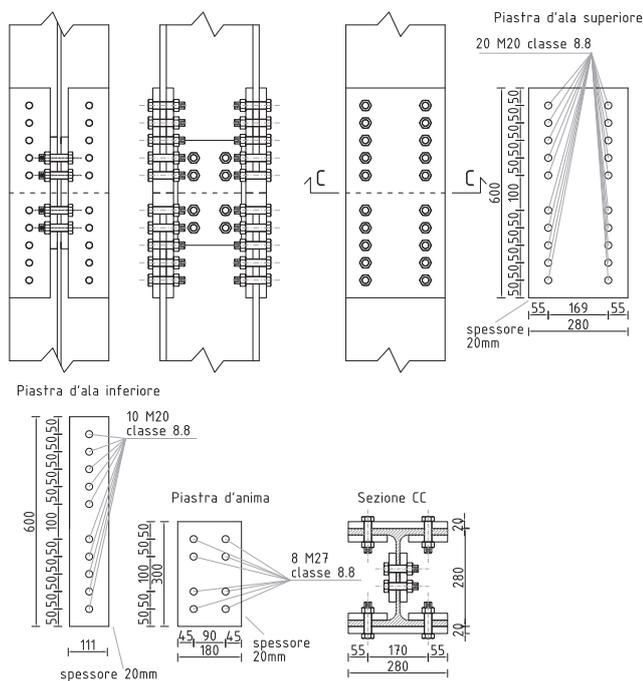


Figura 9  
Render fotorealistico  
dell'edificio prima e dopo  
l'adeguamento con  
controventi concentrici.



Figura 10. Carpenteria del  
piano tipo dell'edificio  
adeguato mediante pareti  
di controvento in c.a.

Figura 11  
Pianta fondazioni  
dell'edificio adeguato  
mediante pareti di  
controvento in c.a.

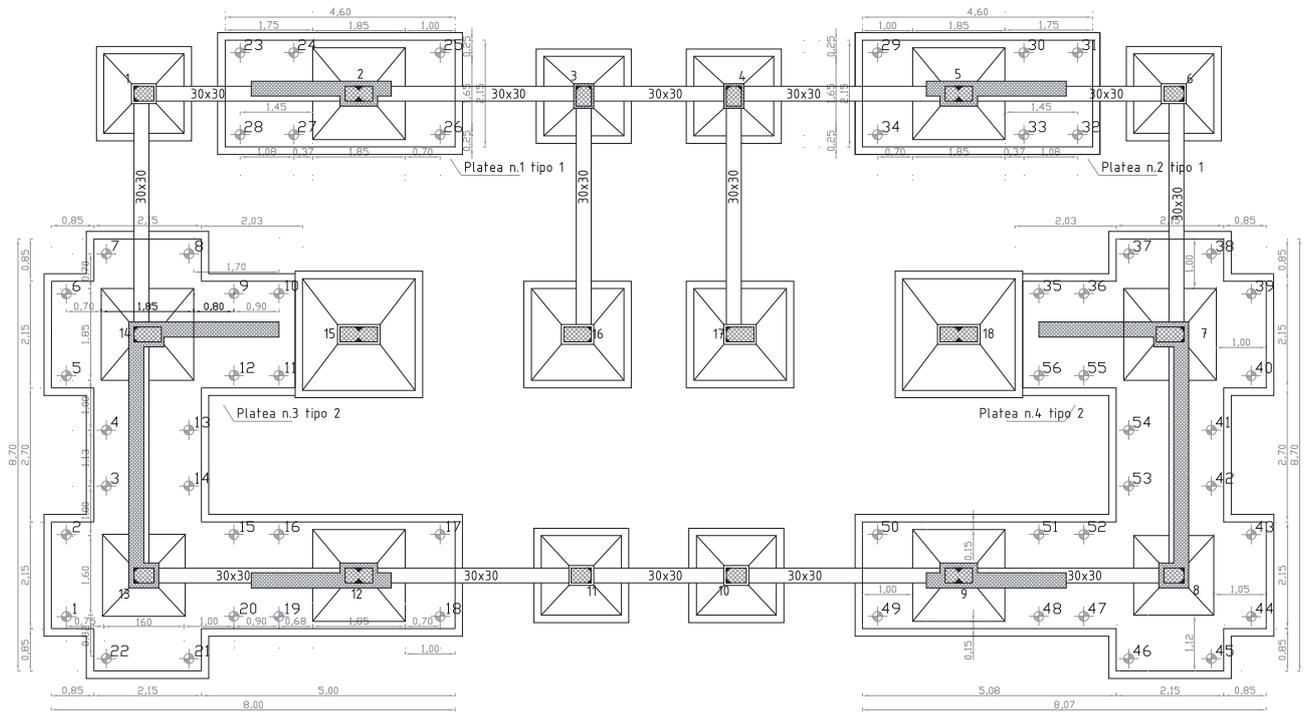
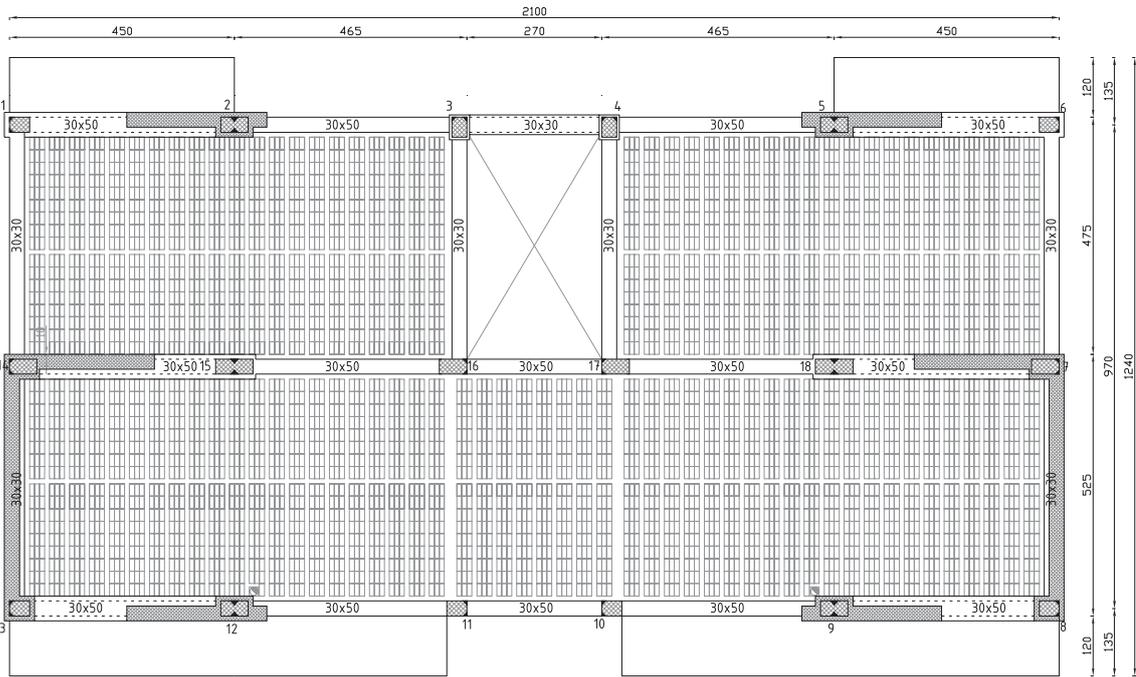




Figura 12  
Render fotorealistico  
dell'edificio prima e dopo  
l'adeguamento con pareti di  
controvento.

Il progetto dei controventi è stato effettuato ricorrendo all'analisi statica lineare assumendo un fattore di struttura  $q$  pari a 3. Particolare attenzione è stata dedicata alle verifiche di instabilità fuori piano dei controventi e al progetto dei collegamenti. Per quanto riguarda questi ultimi è stato ritenuto razionale non applicare le formulazioni presenti in normativa che si avvalgono dei principi del "capacity design". Infatti, mentre nel caso di edifici di nuova costruzione, i controventi costituiscono le cosiddette zone dissipative, nel progetto in questione essi hanno il compito di ridurre gli spostamenti laterali, ossia di aumentare la rigidità del sistema strutturale. Pertanto, il dimensionamento dei collegamenti è stato condotto con riferimento alle sollecitazioni derivanti dall'analisi statica lineare elastica con fattore di struttura  $q$  pari a 1. I dettagli costruttivi dei collegamenti sono mostrati in Figura 8. Per quanto riguarda gli interventi in fondazione, essi sono risultati piuttosto esigui e sono consistiti essenzialmente nel ringrosso dei plinti di fondazione posti in corrispondenza delle colonne delle strutture di controvento integrative.

Il progetto di adeguamento mediante pareti di controvento in cemento armato ha previsto la realizzazione di sei macroelementi resistenti verticali posizionati planimetricamente nelle due direzioni ortogonali in maniera tale da conservare la regolarità in pianta e apportare solo minime variazioni alla parte architettonica, ossia alla distribuzione dei tramezzi e dei vani finestra e/o balcone (Figura 10). Essendo necessario garantire la continuità delle armature longitudinali lungo tutta l'altezza dei nuovi elementi strutturali il filo esterno delle pareti di controvento è stato spostato di 10 cm verso l'esterno rispetto al filo esterno dei pilastri inglobati nelle pareti stesse. In tale modo, le armature longitudinali poste al filo esterno, non presentano vincoli nel loro sviluppo in altezza, mentre quelle poste internamente hanno bisogno di fori di attraversamento praticati nelle travi esistenti. Al fine di ridurre il numero di fori da realizzare nelle travi le armature al filo interno, di cucitura

con l'impalcato presentano un diametro maggiorato rispetto alle barre correnti. L'impiego delle pareti di controvento, ha, inoltre, richiesto un significativo adeguamento delle strutture di fondazione che è risultato particolarmente invasivo dal punto di vista strutturale prevedendo in corrispondenza delle pareti delle platee di fondazione su micropali che inglobano i plinti preesistenti (Figura 11). In particolare, a causa dell'inserimento dei micropali in fondazione, tale intervento risulta significativo anche dal punto di vista economico.

Oltre agli interventi prettamente migliorativi del sistema strutturale dell'edificio si è proceduto allo sviluppo di un progetto architettonico delle facciate confacentesi con le modifiche strutturali apportate. Tali interventi si sono tradotti, per l'edificio adeguato mediante controventi concentrici in acciaio, nell'inserimento di un sistema ventilato sulle facciate longitudinali e, per l'edificio con pareti di controvento, nel rivestimento delle pareti con un sistema di isolamento a cappotto. Oltre che ad un notevole miglioramento termo igrometrico dell'involucro edilizio, aspetto da non sottovalutare in edifici costruiti senza alcun requisito bioclimatico, l'edificio ristrutturato ha assunto, in un certo senso, anche un proprio carattere dal punto di vista architettonico rispetto a quello anonimo dell'edificio originario, come si può evincere dalle Figure 9 e 12.

### 5. Analisi comparativa delle prestazioni dell'edificio nello stato di progetto

La scelta tra diverse soluzioni tecniche per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti risulta una materia significativamente complessa a causa delle diverse strategie che è possibile adottare e delle diverse tecnologie attraverso le quali tali strategie possono essere poste in atto. A tale riguardo, è consuetudine distinguere le strategie di intervento in strategie a livello di sistema strutturale e strategie a livello di componenti strutturali (Liu, 2006).

Nel primo caso si tratta di apportare significative variazioni ed integrazioni allo schema strutturale sismo-resistente originario attraverso l'introduzione di nuovi macro-elementi resistenti verticali, ossia nuovi controventi, che, dal punto di vista tecnologico possono essere in cemento armato o in acciaio e, in questo ultimo caso, possono avere svariate configurazioni.

Nel secondo caso si tratta di mantenere l'organizzazione strutturale pre-esistente prevedendo più o meno estesi interventi a livello di singoli componenti strutturali, travi e/o pilastri, finalizzati all'incremento della loro resistenza e/o della loro duttilità. Anche in questo caso, dal punto di vista tecnologico, numerose sono le possibilità; basti pensare alle sole incamiciature che possono essere di tipo tradizionale, in cemento armato o in acciaio, o di tipo innovativo prevedendo l'impiego di materiali fibrorinforzati (Chen et al., 2001; Liu, 2006; Rocha et al., 2004) oppure soltanto determinate membrature in maniera locale (Aboutaha et al., 1996; Alcocer, 1993; Bett et al., 1988; Bousias et al., 2007; El-Amoury et al., 2005; Engindeniz et al., 2005; Ersoy et al., 1993; Ghobarah et al., 1996; Ghobarah et al., 2001; Liew et al., 1991; Montuori et al., 2009; Rodriguez et al., 1994; Tastani et al.; Xiao et al., 2003).

Risulta evidente che la scelta finale non può che risultare condizionata, da un lato, dalle prestazioni sismiche dell'edificio nel suo stato di progetto e, dall'altro, dalle risorse economiche necessarie per conseguire le prestazioni attese.

Pertanto, restando nell'ambito della strategia di intervento a livello di sistema strutturale e delle due soluzioni tecniche brevemente descritte in precedenza, uno degli scopi dello studio qui presentato consiste nella stima delle prestazioni dell'edificio adeguato con riferimento a tali soluzioni tecniche. La normativa, come già detto, fornisce una serie di metodologie di analisi e di conseguenza di verifica per le strutture esistenti. Inizialmente, la verifica, è stata condotta mediante l'analisi statica lineare con fattore di struttura  $q$ . Per tale tipologia di analisi la normativa prevede un campo di variazione del fattore  $q$  compreso tra 1.5 e 3, richiedendo contemporaneamente al progettista di effettuare la verifica dei meccanismi a taglio con riferimento alle sollecitazioni che si attingono da un'analisi con fattore  $q=1.5$ . Nonostante i controventi aggiunti, sia in acciaio che in cemento armato, siano stati progettati per assorbire la totalità delle forze sismiche di progetto, al termine di tale verifica, basantesi, in sostanza, sul confronto tra sollecitazioni di progetto e resistenze di progetto è stato riscontrato che un numero di membrature non molto ele-

vato risultava ancora non verificato a taglio. Pertanto, si è deciso di adottare un metodo di verifica più dettagliato quale l'analisi statica non lineare sperando che tale analisi, sfruttando le piccole riserve di duttilità locale che le membrature della struttura pre-esistente comunque posseggono, permettesse di giustificare l'omissione di interventi di miglioramento della resistenza locale. Tuttavia, a seguito della valutazione dello stato di sollecitazione che interessa i meccanismi fragili e della duttilità locale richiesta al variare del livello di spostamento laterale atteso è stato riscontrato che l'edificio, pur risultando sostanzialmente adeguato presentava ancora delle deficienze locali in termini di resistenza a taglio addirittura maggiori di quelle precedentemente rilevate attraverso l'analisi lineare. Tale evenienza è stata riscontrata tanto nel caso di edificio adeguato con controventi in acciaio, quanto nel caso di edificio con pareti di controvento in cemento armato come si può evincere da Tabella 4 e Tabella 5, rispettivamente. I risultati riportati in tali tabelle si basano sulle curve di push-over fornite in Figura 14 e Figura 15 per l'edificio adeguato mediante controventi in acciaio e in Figura 16 e Figura 17 per l'edificio adeguato con pareti di controvento in c.a. Pertanto, è stato deciso di attuare una strategia di intervento di tipo misto integrando gli interventi a livello di sistema strutturale con dei rinforzi locali a taglio per eliminare le lacune in termini di resistenza riscontrate in alcuni componenti strutturali.

Tali rinforzi sono stati realizzati nel caso dell'edificio adeguato mediante pareti di controvento, attraverso l'utilizzo di un'incamiciatura tradizionale in cemento armato e, nel caso dell'edificio adeguato mediante controventi concentrici, attraverso incamiciature in acciaio con angolari e calastrelli per i pilastri e mediante staffe metalliche collegate ad una piastra inferiore per le travi. È utile sottolineare che il risultato che ha destato maggiore perplessità durante la procedura di verifica ha riguardato proprio il fatto che lo sviluppo di un'analisi maggiormente dettagliata quale quella pushover, è risultata più penalizzante dal punto di vista progettuale evidenziando un maggiore numero di membrature richiedenti un intervento di adeguamento locale conducendo ad un progetto di adeguamento più oneroso in termini economici rispetto a quanto risultante dall'analisi statica lineare con fattore  $q$ .

Tale osservazione evidenzia come la problematica della definizione di un fattore di struttura per gli interventi sugli edifici esistenti sia ancora oggi quanto mai aperta.

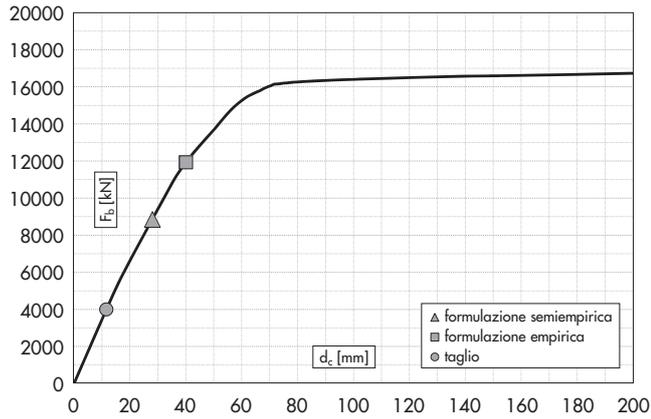


Figura 13  
Curva di pushover del treno di telai lungo x per l'edificio adeguato mediante controventi in acciaio.

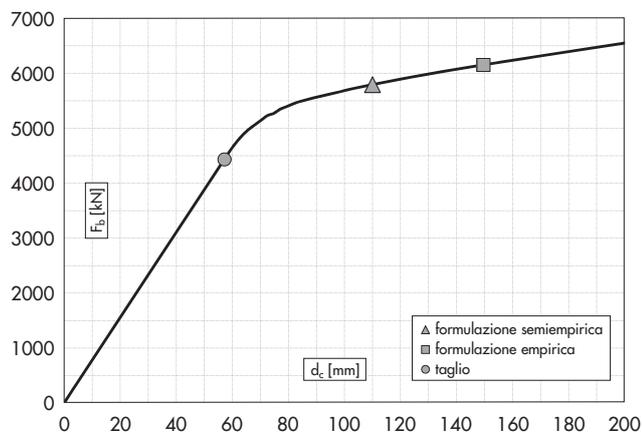


Figura 14  
Curva di pushover del treno di telai lungo y per l'edificio adeguato mediante controventi in acciaio.

Tabella 4 - Risultati ottenuti dalle curve di capacità con riferimento all'edificio adeguato con controventi in acciaio

		Capacità			
		Crisi per flessione		Crisi a taglio	
	Approccio	Domanda	Formulazione empirica	Formulazione semiempirica	
Direzione x	Spostamento $d_c$ [mm]	12.6	40	28	12
	Accelerazione [ag/g]	0.255	0.556	0.415	-
	Spostamento	Domanda/Capacità	0.32	0.61	1.05
	Accelerazione	Domanda/Capacità	0.45	0.42	-
Direzione y	Spostamento $d_c$ [mm]	54	115	110	58
	Accelerazione [ag/g]	0.255	0.579	0.421	-
	Spostamento	Domanda/Capacità	0.46	0.49	0.93
	Accelerazione	Domanda/Capacità	0.44	0.60	

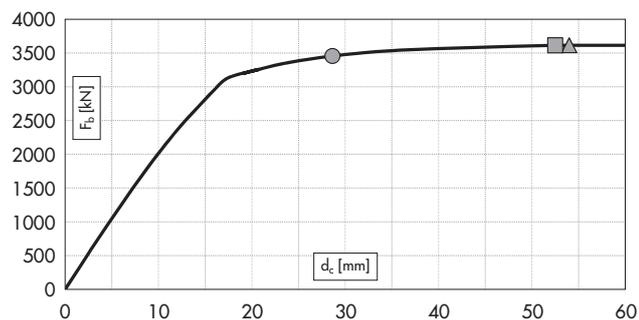


Figura 15  
Curva di pushover del treno di telai lungo x adeguato mediante pareti di controvento in c.a.

Figura 16  
Curva di pushover del treno di telai lungo y adeguato mediante pareti di controvento in c.a.

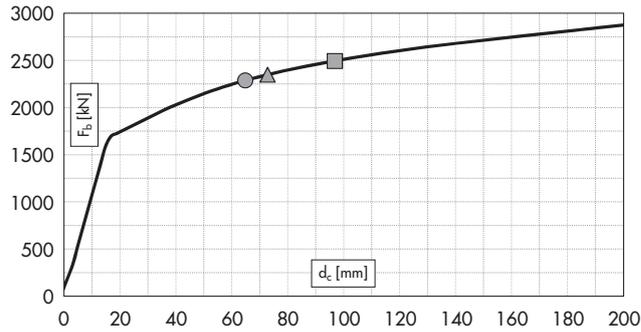


Tabella 5 - Risultati ottenuti dalle curve di capacità con riferimento all'edificio adeguato con pareti di controvento in c.a.

		Capacità			
		Crisi per flessione		Crisi a taglio	
Approccio		Domanda	Formulazione empirica	Formulazione semiempirica	
Direzione x	Spostamento $d_c$ [mm]	30	52	54	29
	Accelerazione [ag/g]	0.255	0.461	0.391	-
	Spostamento	Domanda/Capacità	0.57	0.60	1.03
	Accelerazione	Domanda/Capacità	0.55	0.65	-
Direzione y	Spostamento $d_c$ [mm]	53	97	74	65
	Accelerazione [ag/g]	0.255	0.441	0.333	-
	Spostamento	Domanda/Capacità	0.55	0.72	0.75
	Accelerazione	Domanda/Capacità	0.58	0.76	-

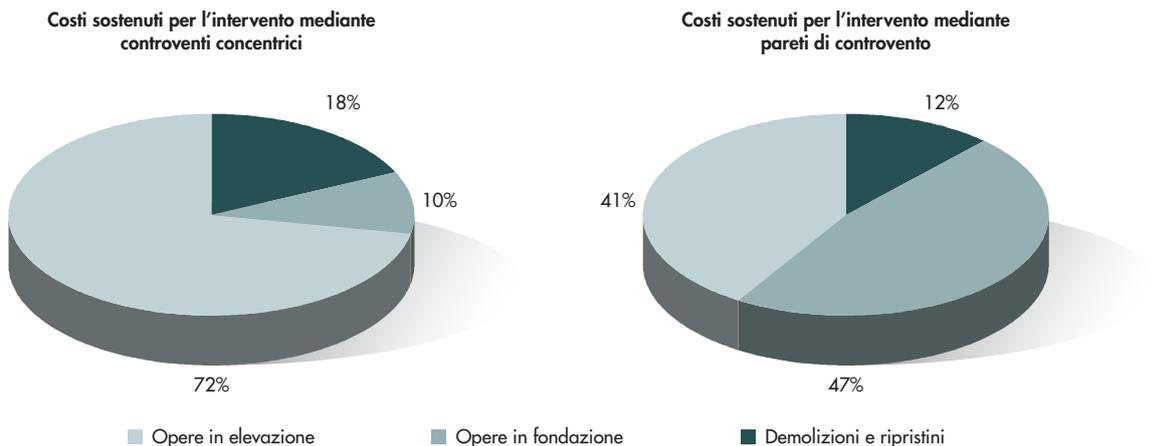
### 6. Analisi costi benefici

Al termine del complesso degli interventi che hanno riguardato l'edificio è stata valutata, mediante la redazione di un computo metrico estimativo e facendo riferimento ai prezzi unitari riportati nel prezzario dei lavori pubblici della Regione Campania del 2010 (Regione Campania, 2010), la spesa necessaria per l'intervento, suddiviso in categorie di lavorazione quali: opere di fondazione (comprehensive di scavi, rinterrati, trasporti a rifiuto e oneri di discarica), opere in elevazione, demolizioni e ripristini. L'importo dei soli lavori di adeguamento struttu-

rale e delle demolizioni e ripristini ad essi connessi è risultato pari a € 343.924,07 per l'intervento mediante controventi concentrici e € 274.629,40 per l'intervento mediante pareti di controvento in cemento armato.

Effettuando un confronto tra le varie lavorazioni (Figura 17 e Figura 18), si può notare come, per quanto riguarda le opere in fondazione l'edificio adeguato mediante pareti di controvento necessita di un intervento particolarmente costoso, a causa dell'estensione dell'intervento fondale, al contrario, per quanto riguarda gli interventi in elevazione, l'edificio adeguato

Figura 17  
Costi sostenuti per la realizzazione degli interventi.



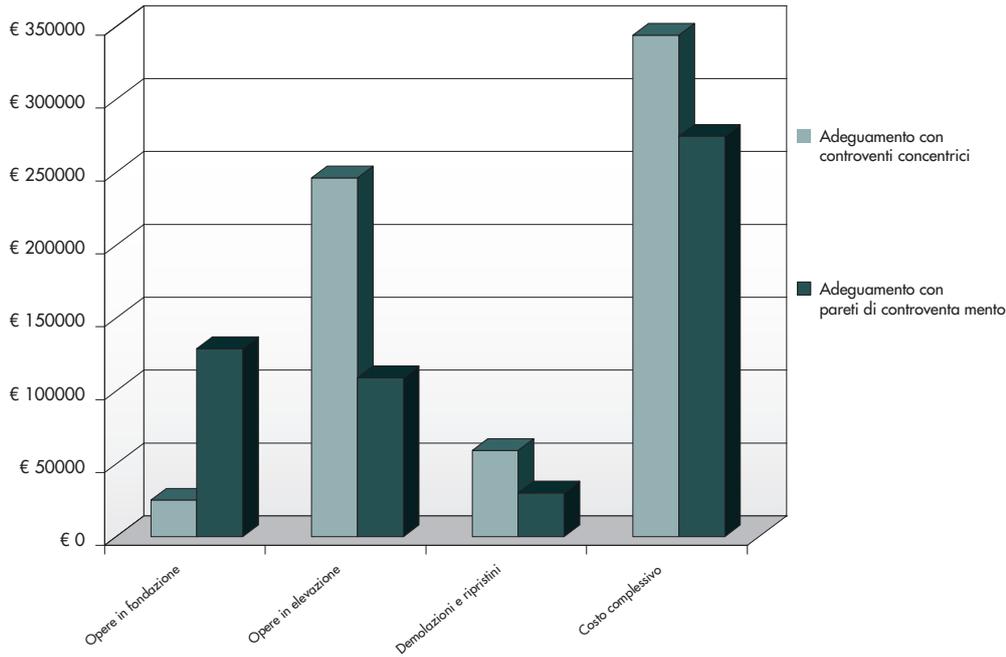


Figura 18  
Confronto per categorie di lavorazione.

mediante controventi concentrici presenta il costo maggiore. Le demolizioni e i ripristini sono alquanto comparabili e in ogni caso inferiori ai centomila euro. La differenza di spesa complessiva è di circa € 70.000, pari al 25,2% a sfavore dell'edificio adeguato con controventi concentrici. Tale divario è, pertanto, principalmente attribuibile al costo della carpenteria metallica. Per quanto riguarda la valutazione delle prestazioni dell'edificio adeguato rispetto allo stato di fatto, è stato riscontrato che entrambe le tecniche di adeguamento portano ad un miglioramento notevole soprattutto in termini di resistenza, restando la capacità di spostamento laterale sostanzialmente immutata. In particolare, l'intervento mediante controventi concentrici conduce all'incremento di resistenza maggiore sia nel caso di utilizzo della formulazione empirica che semiempirica per la valutazione della duttilità locale disponibile. Tuttavia, il confronto tra i due tipi di intervento non si può fermare ad una valutazione prettamente economica, ma deve tenere conto dei diversi vantaggi in ter-

mini di prestazioni che la struttura manifesta a seguito dell'adeguamento. A tale proposito, si è ritenuto opportuno stimare in che misura una spesa più elevata può incidere in termini di miglioramento delle prestazioni attese. Pertanto, ai valori dell'accelerazione di picco al suolo corrispondente alle condizioni ultime sono stati associati i valori del periodo di ritorno ad essi corrispondenti per mezzo della curva di pericolosità sismica del sito di costruzione.

Di seguito viene riportato il diagramma di pericolosità sismica relativo al sito di Taurasi (AV), luogo in cui si è supposto sito il fabbricato, che riporta sull'asse delle ascisse l'accelerazione di picco al suolo e sull'asse delle ordinate il periodo di ritorno (Figura 19).

Nota la capacità in termini di si determina il corrispondente valore del periodo di ritorno (Figura 19). I valori ottenuti con riferimento ai due progetti di adeguamento sismico e alle due formulazioni per la valutazione della duttilità locale disponibile sono riportati in Tabella 6.

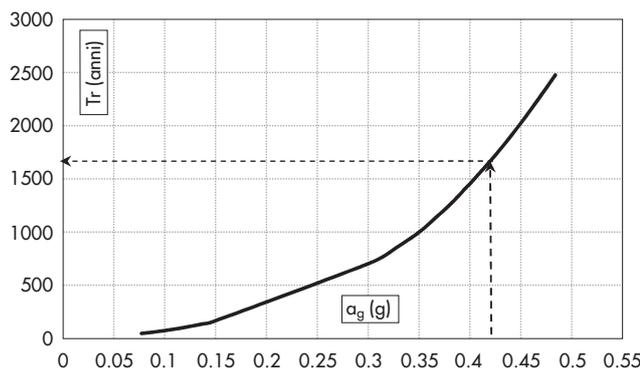


Figura 19  
Curva di pericolosità sismica del sito.

Tabella 6 - Valori del periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente alla capacità strutturale dell'edificio adeguato

DIREZIONE x	Formulazione Empirica		Formulazione Semiempirica	
	Adeguamento mediante pareti di controvento	Adeguamento mediante controventi concentrici	Adeguamento mediante pareti di controvento	Adeguamento mediante controventi concentrici
Accelerazione [g]	0.461	0.556	0.391	0.415
Periodo di ritorno Tr	2200 anni	>2475 anni	1300 anni	1600 anni
DIREZIONE y	Formulazione Empirica		Formulazione Semiempirica	
	Adeguamento mediante pareti di controvento	Adeguamento mediante controventi concentrici	Adeguamento mediante pareti di controvento	Adeguamento mediante controventi concentrici
Accelerazione [g]	0.441	0.579	0.333	0.421
Periodo di ritorno Tr	1900 anni	>2475 anni	980 anni	1680 anni

L'esame dei valori riportati in Tabella 6 mostra come, con entrambe le formulazioni (empirica e semiempirica) per la valutazione della capacità rotazionale e in entrambe le direzioni, la struttura che è stata adeguata mediante controventi concentrici conduce al maggiore valore di  $e$  e di conseguenza al maggiore valore del periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente alla capacità strutturale.

Infine, (Tabella 7) è utile osservare che, assumendo come riferimento prestazionale la condizione più gravosa tra il caso di sisma in direzione longitudinale ed il caso di sisma in direzione trasversale, l'intervento di adeguamento realizzato mediante controventi in acciaio, a fronte di un incremento di spesa pari al 25.2%, rispetto a quello realizzato con pareti in cemento armato conduce ad un incremento prestazionale pari al 26.1% in termini di massima accelerazione di picco al suolo (0.556/0.461) e a pari al 30.3% (2475/1900) in termini di periodo di ritorno. I suddetti valori sono riferiti all'impiego della formulazione empirica per il calcolo della capacità rotazionale delle membrature in cemento armato. Nel caso, invece, in cui si impieghi la formulazione semi-empirica i suddetti incrementi percentuali, risultano rispettivamente, pari al 24.6% (0.415/0.333) e al 63.3% (1600/980).

Possiamo notare come, per quanto riguarda la formulazione empirica, l'incremento di prestazione in termini percentuali sia confrontabile con l'incremento in termini di spesa richiesta (Tabella 7). Ciò non accade con la formulazione semiempirica dove a fronte di un incremento di

spesa del 25% si ottiene un incremento prestazionale del 63%. Questa differenza avvalorata ulteriormente l'esigenza normativa di pervenire ad una formulazione unica per la previsione della duttilità locale disponibile avente la massima accuratezza possibile.

## 7. Conclusioni

La progettazione di un intervento di adeguamento sismico di una struttura esistente è un'operazione complessa che deve tenere in considerazione sia delle problematiche strettamente tecnologiche e progettuali sia degli aspetti economici e prestazionali. Nel caso studio analizzato nel presente lavoro, l'intervento di adeguamento mediante pareti in c.a. è risultato più economico rispetto all'intervento realizzato mediante controventi in acciaio. Tuttavia, la struttura adeguata mediante pareti in c.a. risulta avere delle prestazioni sismiche inferiori. Tra i vantaggi derivanti dall'utilizzo dell'acciaio come materiale strutturale ai fini dell'adeguamento, è stata riscontrata la possibilità di inserire gli elementi irrigidenti coinvolgendo solo porzioni limitate. Al contrario, applicando le tradizionali pareti di controvento in c.a. è stato necessario attuare un insieme sistematico di piccole demolizioni locali che coinvolgono, a causa dei vincoli imposti dalla compatibilità con la suddivisione architettonica degli ambienti, tutti i livelli dell'edificio.

Dal punto di vista operativo è utile rilevare che le diverse metodologie di analisi degli interventi sugli edifici esistenti, previste dalle nuove norme

Tabella 7 - Incremento percentuale di prestazioni e di spesa dell'edificio adeguato mediante controventi concentrici rispetto a quello adeguato mediante pareti di controvento in c.a

	Empirica	Semiempirica
Periodo di ritorno	30%	63%
Spesa sostenuta	25%	25%

tecniche per le costruzioni, conducono a risultati diversi nella valutazione dell'effettivo conseguimento dei livelli prestazionali richiesti all'edificio adeguato. In particolare, si ritiene ancora necessaria una più accurata valutazione dei fattori di struttura da impiegare nell'analisi lineare. Inoltre, sarebbe auspicabile l'indicazione di

un'unica formulazione per la valutazione della duttilità locale disponibile delle membrature in c.a., anche in considerazione dell'evidenza che ogni valutazione semplificata e deterministica della vulnerabilità sismica dell'edificio, tanto nello stato di fatto quanto nello stato di progetto, non può che assumere un valore convenzionale.

## Bibliografia

- Aboutaha R.S., Engelhardt M.D., Jirsa J.O., Kreger M.E. (1996) - Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets. *Earthquake Spectra*. Volume 12, No. 4, November, pp. 693-714.
- Alcocer S.M., Jirsa J.O. (1993) - Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing, *ACI Structural Journal*, May-June, pp. 249-261.
- Bett B.J., Klingner R.E., Jirsa J.O. (1988) - Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, September-October, pp. 499-508.
- Bousias S.N., Biskinis D., Fardis M.N., Spathis A.L. (2007) - Strength, Stiffness and Cyclic Deformation Capacity of Concrete Jacketed Members, *ACI Structural Journal*, September-October, pp. 521-531.
- CENSIS (1999) - Rapporto sulla situazione sociale del Paese.
- Chen S.T., Jeng V., Chen S.J., Chen C.C. (2001) - Seismic Assessment and Strengthening Method of Existing RC Buildings in Response to Code Provisions, *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 3, No. 1, pp. 67-77.
- Circolare 2 febbraio 209 (2008) - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CSI (2008) - SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis and Design, Computer & Structures Inc.
- D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le costruzioni.
- D.M. 30 Maggio 1974 (1974) - Nome Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- El-Amoury T., Ghobarah A. (2005) - Retrofit of RC Frames Using FRP Jacketing or Steel Bracing", *JSEE*: Summer, Vol. /, No. 2, pp. 83-94.
- Engindeniz M., Kahan L.F., Zureich A.H. (2005) - Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam-Column Joints: State of the Art, *ACI Structural Journal*, March-April, pp. 1-14.
- Ersoy U., Tankut A.T., Suleiman R. (1993) - Behavior of Jacketed Columns, *ACI Structural Journal*, May-June, pp. 288-293.
- Fajfar P., Gsasperisic P. (1996) - The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 31-46.
- Ghobarah, A., Aziz, Tarek.S. and Biddah, Ashraf. (1996) - Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Beam-COLUMN connections. *Earthquake Spectra*. Volume 12, No. 4, November.
- Ghobarah, Ahmed A. and Said, A. (2001) - Seismic Rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. 5, No. 1, pp. 113-129.
- Liew S.C., Cheong H.K. (1991) - Flexural Behavior of Jacketed RC Beams, *Concrete International*, December, pp. 43-47.
- Liu J. (2006) - Rehabilitation of Seismically Deficient Reinforced concrete structures: State of the Art, *Crossing Boundaries: An Interdisciplinary Journal*, NS 1.1, pp. 20-40.
- Moehle, J.P. (2000) - State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the U.S., *US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures*.
- Montuori R., Piluso V. (2009) - Reinforced Concrete Columns Strengthened with Angles and Battens, *Engineering Structures*, Vol. 31, Issue 2, pp. 539-550.
- Pinto P.E. (2007) - Probabilistic Methods for Seismic Assessment of Existing Structures, *LESSLOSS Report No. 2007/06*.
- Regione Campania (2010) - Prezzario dei lavori pubblici - Edizione 2010, *Bollettino Ufficiale della Regione Campania*, Anno XL, numero 2.
- Rocha P., Delgado P., Costa A., Delgado R. (2004) - Seismic Retrofit of RC Frames, *Computer & Structures*, Vol. 82, pp. 1523-1534.
- Rodriguez M., Park R. (1994) - Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing, *ACI Structural Journal*, March-April, pp. 150-159.
- Tastani S.P., Pantazopoulou S.J. (XXXXXX) Experimental Evaluation of FRP Jackets in Upgrading RC Corroded Columns with Substandard detailing. *Engineering Structures*. V. 26, pp. 817-829.
- Xiao Y., Wu H. (2003) - Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets, *ASCE Journal of Structural Engineering*. V. 129, No. 6, pp. 725-732.