

# ANALISI PRESTAZIONALE DI EDIFICI IN MURATURA SOGGETTI A SISMA

A. M. Avossa<sup>a</sup>, G. Di Lauro<sup>a</sup>, P. Famigliuolo<sup>a</sup>, P. Malangone<sup>a</sup>

<sup>a</sup>Seconda Università di Napoli - Dipartimento di Ingegneria Civile, Aversa (CE)

## SOMMARIO

Il lavoro riguarda lo studio di interventi di miglioramento strutturale su vecchi manufatti rurali in muratura, anche per la definizione di tecniche tradizionali d'intervento a basso impatto ambientale. Lo studio si inserisce nell'ambito delle attività del Centro Regionale di Competenza "CRdC Benecon" che promuove il recupero e la valorizzazione di beni a valenza culturale ubicati in Campania, in particolare di casali in muratura della bassa Valle dell'Alento. Le analisi strutturali relative alle costruzioni nello stato di fatto sono state effettuate con modelli FEM in campo non lineare calibrati mediante analisi di sensibilità nei confronti di differenti parametri meccanici, sulla base di dati sperimentali relativi a test disponibili in letteratura. Dopo aver definito e descritto alcuni interventi migliorativi della risposta -individuati privilegiando aspetti di economicità, ripetitività e facile applicabilità- sono state ripetute le analisi di pushover per valutare la capacità delle strutture migliorate e per la determinazione dei moltiplicatori di collasso anche nella condizione di progetto. La valutazione delle prestazioni sismiche dei manufatti è stata infine condotta applicando il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici, che ha permesso di valutare l'entità dell'accelerazione al piede per cui la "domanda" del terremoto incontra la massima "capacità" della struttura.

## ABSTRACT

The paper treats the study of structural improvement of old masonry farmhouses, finalized also to the definition of traditional retrofit techniques for a low environmental impact. This study is a part of the activities of the "Centro Regionale di Competenza CRdC Benecon" that promotes the recovery and the enhancement of assets with cultural valence located in Campania Region. In particular the case of study is a masonry farmhouse of the Low Alento Valley. The structural analyses of the existing state have been carried out using nonlinear finite element models calibrated by means of sensibility analysis of different mechanical parameters, based on experimental data available in literature. After to have defined and described some structural rehabilitation techniques -characterized for economization, repetitiveness and easy applicability aspects- have been repeated the pushover analysis in order to estimate the structural capacity and the collapse multipliers of lateral loads. Finally the seismic performance of improved masonry structures have been evaluated using the capacity spectrum method based on inelastic demand spectra.

PAROLE CHIAVE: masonry, pushover analysis, inelastic behaviour, N2 method.

## 1. INTRODUZIONE

Come è noto, l'analisi del comportamento sotto sisma di costruzioni in muratura e la valutazione degli effetti migliorativi di possibili interventi di consolidamento richiede l'utilizzo di adeguate procedure di analisi in campo non lineare. Il comportamento inelastico che il materiale muratura evidenzia già a bassi livelli tensionali rende infatti i metodi

dell'analisi lineare fortemente inadatti a studiarne la risposta. La valutazione del comportamento non lineare e della duttilità globale del sistema è in genere considerata in maniera sintetica, attraverso la sola definizione del fattore di struttura da impiegare per la riduzione delle ordinate dello spettro elastico. D'altra parte, i modelli basati sull'analisi limite (Como & Grimaldi, 1985) consentono la sola valutazione del carico di collasso, riconducendosi di fatto allo studio di cinematismi di corpi rigidi. Nel contesto di procedure di tipo non lineare, è necessario inoltre osservare che l'analisi dinamica comporta la definizione di dati aggiuntivi (segnali accelerometrici, modelli isteretici, ecc.) con una forte dipendenza dei risultati dalla definizione dei dati in ingresso. In base a tali considerazioni, si ritiene che i metodi basati sull'analisi non lineare di tipo statico (pushover) possono rappresentare l'approccio più conveniente per la valutazione della risposta delle strutture murarie in esame. L'introduzione in ambito tecnico-scientifico di metodi basati su un modello statico non lineare risale alla fine degli anni settanta, quando a seguito del terremoto del Friuli fu introdotto nel nostro paese il ben noto metodo POR (Tomaževic, 1978). I limiti principali del metodo consistevano nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e rotture, nell'ipotizzare come unico meccanismo di collasso quello di taglio per fessurazione diagonale e nel valutare le condizioni di collasso ai vari piani prescindendo dal comportamento globale della struttura. Modellazioni e metodi successivi, quali il metodo PORFLEX (Braga & Dolce, 1982), il metodo VEM (Fusier & Vignoli, 1993), il metodo RAN (Raithel *et al.*, 1982) hanno in parte superato i limiti del metodo di Tomaževic mediante l'inserimento di elementi come cordoli, fasce di piano etc. ed hanno incluso la possibilità di portare in conto i meccanismi di rottura a pressoflessione degli elementi snelli. In alternativa a tali proposte ed alle più recenti ed accurate modellazioni a macroelementi che consentono un'analisi di tipo globale, quali il metodo SAM (Magenes & Della Fontana, 1996) ed il metodo TREMURI (Lagomarsino *et al.*, 2002) è possibile far ricorso ad una modellazione agli elementi finiti che, seppur a prezzo di un maggiore onere di calcolo, consente di cogliere a pieno l'effetto dei fenomeni e dei meccanismi anche locali che intervengono nelle condizioni di collasso.

L'impiego dei modelli descritti consente la determinazione della "capacità" dell'organismo strutturale mediante analisi di pushover e la valutazione del moltiplicatore delle azioni orizzontali che portano la struttura al collasso. Tuttavia, l'esigenza di valutare le prestazioni sismiche dell'edificio ha determinato il ricorso a procedure statiche semplificate basate sull'analisi di spinta *Nonlinear Static Procedure-NSP* già sviluppate per altre tipologie di edifici, come il "metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici" (Fajfar, 1999) in seguito recepito anche dal nuovo codice sismico italiano (OPCM 3431, 2005). Tali procedure consentono infatti di valutare il punto di *performance* della struttura mediante il confronto tra la "capacità" dell'organismo strutturale e la "domanda" sismica espressa mediante gli spettri inelastici del terremoto.

## 2. DESCRIZIONE DEL CASO DI STUDIO

Il CRdC Benecon intende promuovere l'Ecomuseo del Parco del Cilento e Vallo di Diano, all'interno del quale realizzare un network di competenze specialistiche multicriteria per fornire sostegno e trasferimento tecnologico alle imprese determinando uno sviluppo ecosostenibile del territorio. Con tali finalità sono stati individuati alcuni vecchi casali in muratura situati nella bassa Valle dell'Alento e due filiere di mulini situate nei territori di Ottati e Perdifumo. Costituisce oggetto di studio del presente lavoro in particolare il casale D4, la cui risposta strutturale dovrà essere migliorata con interventi da affidare ad imprese e maestranze locali adeguatamente formate.

L'organismo strutturale esaminato si presenta con una pianta di forma rettangolare ed è realizzato in muratura di pietrame misto (calcarenite e arenaria) con corsi di malta di limitato spessore. La costruzione, realizzata su due livelli più copertura, è attualmente costituita da struttura verticale in muratura con due pareti longitudinali di lunghezza complessiva pari a 23 m circa, collegate in direzione ortogonale da quattro muri trasversali (due perimetrali ed

altrettanti di spina) di dimensione pari a circa 6,60 m (Figg. 1a,b,c). La tessitura muraria delle pareti, pur non ascrivibile alla classe delle murature periodiche, è certamente di tipo regolare con corsi di malta pressoché paralleli, elementi lapidei sommariamente squadrati ed elementi di minore dimensione utilizzati per la regolarizzazione dei corsi. La tipologia delle strutture orizzontali è costituita da solai ricostruiti in epoca successiva alla realizzazione degli edifici, come si evince dalle loro caratteristiche costruttive. L'attuale solaio di primo piano, in parte crollato, è realizzato con travetti metallici e tavelloni in laterizio con caldana in calcestruzzo non armato di spessore pari a 6 cm. Le travi metalliche che sostengono il solaio al primo impalcato sono state posizionate negli stressi vani in cui un tempo alloggiavano le precedenti travi in legno. L'impalcato di sottotetto, realizzato successivamente alla copertura per delimitare gli ambienti del primo piano, non ha nessuna funzione portante essendo costituito da elementi in laterizio forato accostati e sostenuti da tondini metallici. La copertura, in gran parte crollata, è costituita da elementi in legno spingenti che sostengono un'orditura secondaria costituita da travicelli su cui poggiano direttamente i coppi in laterizio. Il quadro fessurativo di maggiore importanza riguarda la presenza di marcate lesioni verticali, che interessano due dei quattro muri trasversali dell'edificio. Sul fenomeno ha inciso con ogni probabilità la variazione delle pressioni effettive nel terreno, a seguito dell'invaso artificiale della limitrofa diga dell'Alento. A seguito dell'analisi strutturale di primo livello, è stato possibile individuare i principali elementi di vulnerabilità sismica del casale nella configurazione esistente: a) presenza in copertura di elementi spingenti in legno direttamente innestati nelle murature sottostanti; b) assenza di diaframmi rigidi al livello dei piani, capaci di ripartire adeguatamente le azioni sismiche; c) assenza di cordoli di collegamento tra strutture orizzontali e gli elementi portanti verticali in muratura, sui quali i solai si innestano in modo puntuale; d) quadri fessurativi che evidenziano un degrado locale del collegamento (interruzione di continuità in cantonali e martelli) tra le strutture portanti verticali; e) piattabande in calcestruzzo, sostitutive di precedenti architravi in legno, che presentano un avanzato stato di degrado.

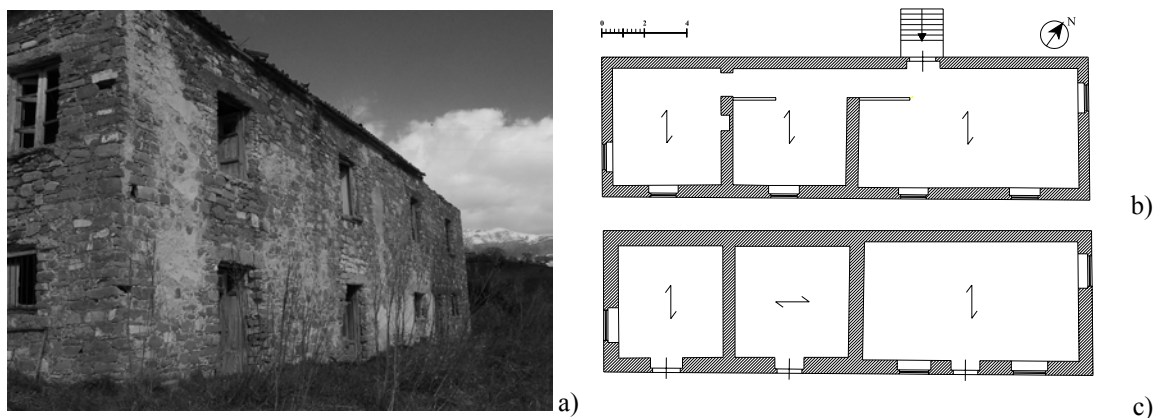


Figura 1. Casale D4 della Valle dell'Alento: a) Vista laterale; b) Pianta primo piano; c) Pianta piano terra.

### 3. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Le analisi numeriche sono state effettuate utilizzando modelli ad elementi finiti in campo non lineare implementati nel codice *Ansys*. La modellazione al continuo è stata condotta impiegando l'elemento finito isoparametrico a 8 nodi con 8 punti di integrazione di Gauss, denominato *solid 65*. Il comportamento anelastico del materiale muratura è stato definito attraverso una superficie di rottura del tipo Drucker-Prager, a cui è possibile associare come criterio di crisi la fessurazione per trazione e lo schiacciamento per compressione.

La superficie di rottura utilizzata per il materiale "concrete" associato all'elemento *solid 65* è quella proposta per i materiali ceramici da William & Warnke, 1975. Il modello di rottura a fessure fisse consente anche l'apertura delle stesse in 3 direzioni ortogonali per ciascun punto

d'integrazione (Kohnke, 2001). La fessurazione è simulata attraverso una banda diffusa di lesioni (*smearred crack*) e viene modellata attraverso una modifica delle proprietà del materiale. Il criterio di rottura per uno stato pluriassiale di tensione è rappresentato dalla seguente relazione:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (1)$$

essendo F funzione delle tensioni principali, S la superficie di rottura funzione delle tensioni principali e dei 5 parametri  $f_t$ ,  $f_c$ ,  $f_{cb}$ ,  $f_1$ ,  $f_2$ . In particolare  $f_c$  ed  $f_t$  sono i valori della resistenza monoassiale a compressione e a trazione,  $f_{cb}$  è il valore della resistenza biassiale a compressione mentre  $f_1$  ed  $f_2$  rappresentano i valori delle resistenze a compressione in presenza di uno stato di tensione idrostatico rispettivamente in regime biassiale e monoassiale. In particolare si è assunto:

$$f_{cb} = 1.2f_c \quad ; \quad f_1 = 1.45f_c \quad ; \quad f_2 = 1.725f_c \quad (2)$$

La fessurazione e lo schiacciamento avvengono se l'Eq. 1 è soddisfatta, in particolare il materiale si fessura quando la tensione di trazione supera il valore limite (criterio di Rankine), mentre si ha schiacciamento quando tutte le tensioni principali sono di compressione e superano il valore limite. La superficie di rottura relativa alla crisi per stati di compressione triassiali ed il dominio limite nel caso di stato piano di tensione sono riportati rispettivamente nelle Figg. 2a e 2b.

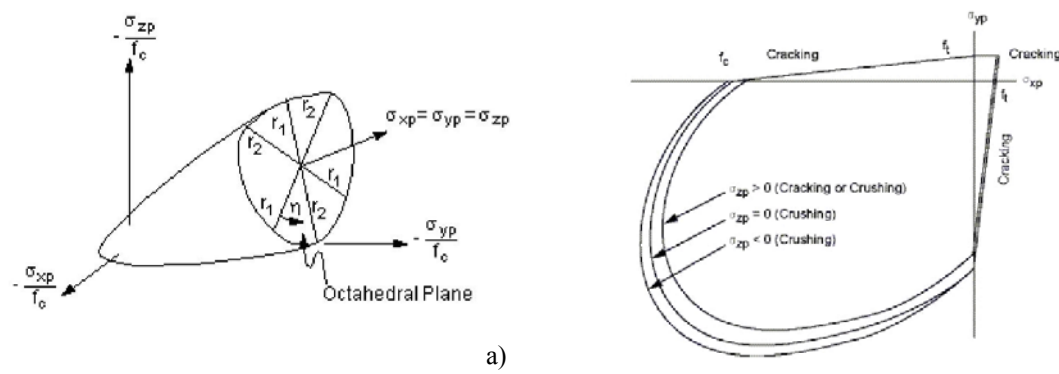


Figura 2. Il dominio di rottura di William & Warnke: a) per stati di compressione triassiali; b) per stati piani di tensione. (fonte: Kohnke, 2001).

È possibile poi definire per il comportamento a trazione un ramo di softening con *tension cut-off* (Fig.3a). Nel caso di fessurazione o schiacciamento il modello modifica la matrice tensioni-deformazioni del materiale. In particolare in presenza di fessurazione viene introdotto un piano di indebolimento in direzione normale alla superficie del "crack". È possibile inoltre definire coefficienti di trasferimento delle tensioni tangenziali che rappresentano una riduzione della resistenza a taglio, per carichi che inducono scorrimenti lungo la superficie di rottura, sia in regime di trazione, sia in regime di compressione dopo l'eventuale chiusura della fessura (Fig.3b).

Le caratteristiche meccaniche del pannello murario impiegato nei test sono riportate in Tab.1 dove con i pedici x ed y si intendono i valori delle caratteristiche nelle direzioni orizzontale e verticale. Nel corso del test sperimentale il pannello murario è stato caricato inizialmente con pressione verticale di  $0,61 \text{ N/mm}^2$  e poi con una forza orizzontale applicata nello spigolo in alto, incrementata fino al valore per cui si raggiunge la rottura per meccanismo di taglio-trazione.

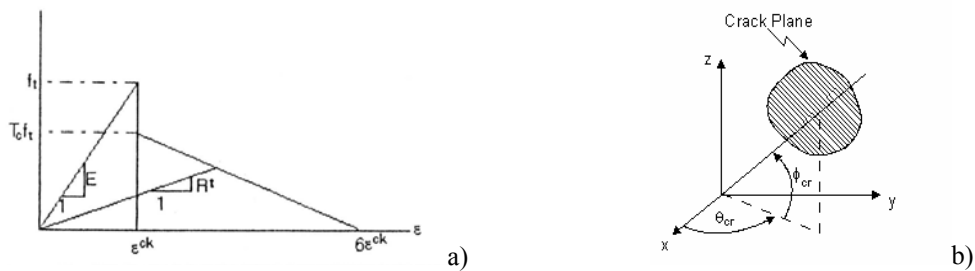


Figura 3. a) Il legame a trazione con *softening* e *tension cut-off* per la modellazione della fessurazione; b) la superficie di frattura nel modello *smearred crack*. (fonte: Kohnke, 2001).

La simulazione FEM dell'indagine sperimentale appena descritta è stata effettuata schematizzando la muratura come un materiale ideale omogeneo ed isotropo. In particolare per il modulo elastico sono stati assunti due valori rispettivamente pari alla metà e ad un terzo della somma dei moduli nelle due direzioni x ed y. Dall'osservazione del ramo iniziale delle curve forza-spostamento laterale è stato possibile individuare il valore del modulo elastico che meglio approssima i punti sperimentali (1/3 della somma tra  $E_x$  ed  $E_y$ ). In seguito la calibrazione del modello numerico ha riguardato altri due parametri caratteristici del comportamento strutturale ovvero la resistenza a trazione  $f_t$  (per cui sono stati assunti i valori di 0.16, 0.20 e 0.28 N/mm<sup>2</sup>) ed il fattore di riduzione  $T_C$  (*tension factor*) della stessa dopo il raggiungimento del suo valore massimo (valori di 0.5 e 1).

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche del pannello murario impiegato nei test.

MODULO DI YOUNG (N/mm <sup>2</sup> )		MODULO G (N/mm <sup>2</sup> )	MODULO DI POISSON	PESO SPECIFICO (N/mm <sup>3</sup> )	RESISTENZA A COMPRESIONE (N/mm <sup>2</sup> )		RESISTENZA A TRAZIONE (N/mm <sup>2</sup> )	
$E_x$	$E_y$	$G_{xy}$	$\nu_{xy}$	$\gamma$	$f_{cx}$	$f_{cy}$	$f_{tx}$	$f_{ty}$
2460	5460	1130	0.18	$2 \cdot 10^{-5}$	1.87	7.61	0.28	0.05

Si riportano in Fig.4a il diagramma forza-spostamento con il confronto tra i punti sperimentali e la curva ottenuta con il modello FEM a valle del processo di curve-fitting. Il meccanismo di rottura per taglio-trazione con fessurazioni diagonali è evidenziato anche nel modello numerico dalla mappa tensionale corrispondente all'ultimo step di carico (Fig.4b).

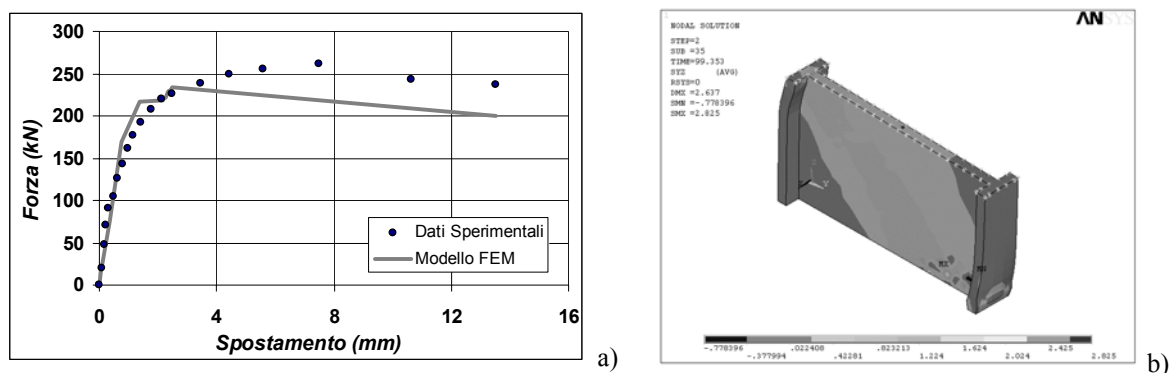


Figura 4. a) Diagramma forza-spostamento: confronto tra valori sperimentali e modello FEM; b) Mappa delle tensioni tangenziali.

In Tab.2 si riportano i valori dei parametri meccanici del modello numerico che meglio approssimano il comportamento sperimentale. In particolare, per il caso esaminato non si riscontra alcuna variazione della risposta del pannello al variare dei valori di  $T_C$ .

Tabella 2. Caratteristiche meccaniche ottenute dalla calibrazione del modello FEM.

MODULO DI YOUNG (N/mm <sup>2</sup> ) E	MODULO G (N/mm <sup>2</sup> ) G	MODULO DI POISSON ν	PESO SPECIFICO (N/mm <sup>3</sup> ) γ	RESISTENZA A COMPRESIONE (N/mm <sup>2</sup> ) f <sub>c</sub>	RESISTENZA A TRAZIONE (N/mm <sup>2</sup> ) f <sub>t</sub>
2640	1118	0.18	2·10 <sup>-5</sup>	7.61	0.28

#### 4. ANALISI DELLO STATO DI FATTO

Tale analisi ha come principale finalità quella di valutare la risposta dell'organismo strutturale sottoposto alle azioni dei carichi verticali e delle forze orizzontali. In particolare sono state effettuate nello "stato di fatto" analisi di pushover su un modello FEM della struttura, applicando una legge realistica di carichi verticali ed una distribuzione di azioni laterali proporzionali alle masse fino al raggiungimento di uno degli stati limite. I carichi introdotti dai campi di solaio e dalla copertura nelle zone non crollate sono stati presi in conto incrementando in maniera fittizia la densità degli elementi corrispondenti di muratura. Le analisi sono state condotte lungo le due direzioni principali disposte parallelamente agli assi x ed y e rispettivamente in entrambi i versi. I parametri meccanici del materiale muratura utilizzati per le analisi sono riportati in Tab.3. In particolare il valore del modulo elastico E e della resistenza a compressione f<sub>c</sub> sono stati determinati con prove sperimentali in sito con la tecnica del doppio martinetto piatto. Gli altri parametri sono stati invece definiti considerando valori di letteratura ricavati sulla base di esperienze su murature analoghe. Si riportano in Fig.5 la geometria del modello FEM e le curve di capacità per le differenti condizioni di carico, mentre le deformate statiche relative all'ultimo passo dell'analisi di pushover con i corrispondenti quadri fessurativi sono restituiti in Fig.6. L'analisi di questi ultimi evidenzia il comportamento particolarmente fragile del complesso strutturale sotto azioni orizzontali, con attingimento delle condizioni di collasso per meccanismi di tipo locale che si manifestano in corrispondenza delle aperture disposte in prossimità di martelli e cantonali. Le analisi di pushover hanno consentito sia di determinare la curva di capacità dell'organismo strutturale per ciascuna condizione di carico che di valutare il moltiplicatore λ di collasso delle azioni laterali in rapporto al peso sismico della struttura.

Tabella 3. Caratteristiche della muratura impiegate per il modello FEM del casale D4.

MODULO DI YOUNG (N/mm <sup>2</sup> ) E	MODULO G (N/mm <sup>2</sup> ) G	MODULO DI POISSON ν	PESO SPECIFICO (N/mm <sup>3</sup> ) γ	RESISTENZA A COMPRESIONE (N/mm <sup>2</sup> ) f <sub>c</sub>	RESISTENZA A TRAZIONE (N/mm <sup>2</sup> ) f <sub>t</sub>
3000	1363	0.1	2·10 <sup>-5</sup>	2.87	0.10

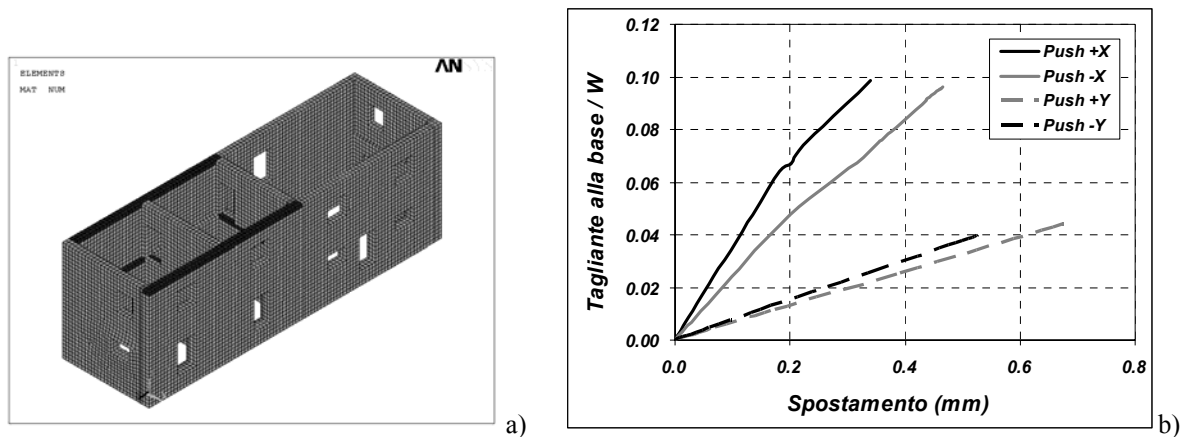


Figura 5. Analisi stato di fatto: a) Modello FEM; b) Curve di capacità per le diverse condizioni di carico.

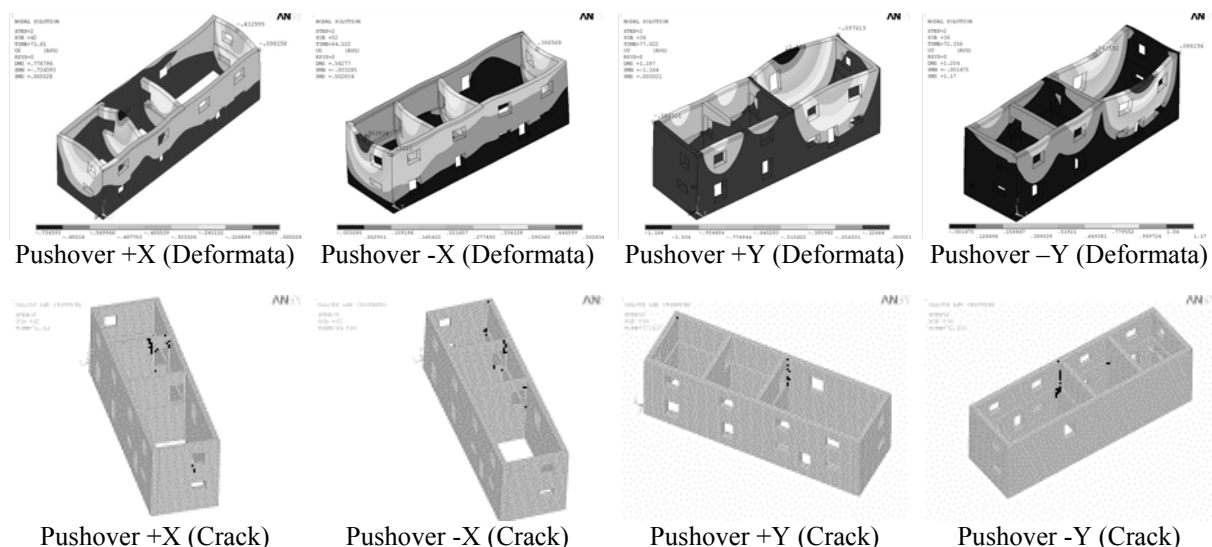


Figura 6. Analisi di pushover dello stato di fatto per le diverse condizioni di carico: deformate e quadri fessurativi relativi all'ultimo passo dell'analisi.

## 5. DESCRIZIONE DI UN POSSIBILE INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Come già evidenziato dall'analisi strutturale di primo livello e successivamente da quella dello stato di fatto, l'edificio presenta una situazione di elevato degrado strutturale per la cui eliminazione sono necessari interventi specifici di integrazione e consolidamento.

### 5.1 Interventi sulle strutture orizzontali del primo impalcato

Il primo elemento di vulnerabilità del manufatto è rappresentato dalla assenza di diaframmi rigidi ai due impalcati, che non consente alla struttura di avere sotto sisma una risposta globale di tipo scatolare. Inoltre, la contemporanea assenza di cordoli di piano contribuisce a rendere la struttura ancora più vulnerabile nei confronti sia dei carichi statici che di quelli dinamici. Partendo da queste considerazioni e dall'esame delle condizioni di estremo degrado delle strutture orizzontali, appare chiara l'impossibilità di poter recuperare gli elementi strutturali costituenti i solai. L'ipotesi progettuale prevede, quindi, di ripristinare in parte l'originaria tipologia realizzando un solaio con travi in legno adeguatamente innestate nella struttura in muratura verticale e con doppio tavolato incrociato -ciascuno di spessore 3 cm- ben collegato per mezzo di chiodi (Fig.7a). Una siffatta struttura è in grado di garantire un adeguata rigidezza nel proprio piano al fine di trasferire le azioni sismiche alle strutture verticali. Il collegamento a queste ultime è poi garantito dalla presenza di due profilati metallici ad "L" perimetrali, opportunamente connessi alle travi in legno con perni verticali e fissati alle pareti portanti. Il tutto è completato dalla presenza di una caldana-massetto spessa circa 5 cm (Fig.7b). La soluzione progettuale appena descritta è sufficiente a garantire il comportamento scatolare nel caso dell'ambiente a sud-ovest e dell'ambiente centrale, che presentano un'estensione in pianta con luci non superiori a 6m. Non è garantito invece lo stesso comportamento per l'ambiente orientato a sud-est, che in una delle due direzioni presenta un'estensione in pianta di circa 10 m. Per tale situazione viene quindi proposto l'inserimento di tiranti alloggiati nello spessore della caldana-massetto al fine di impedire lo sbandamento delle pareti fuori dal piano ed il trasferimento degli sforzi direttamente ai martelli e ai cantonali che delimitano il campo di solaio in oggetto. In particolare, i tiranti sono saldati su piastre metalliche opportunamente collegate negli angoli alle strutture verticali mediante appositi fissaggi.

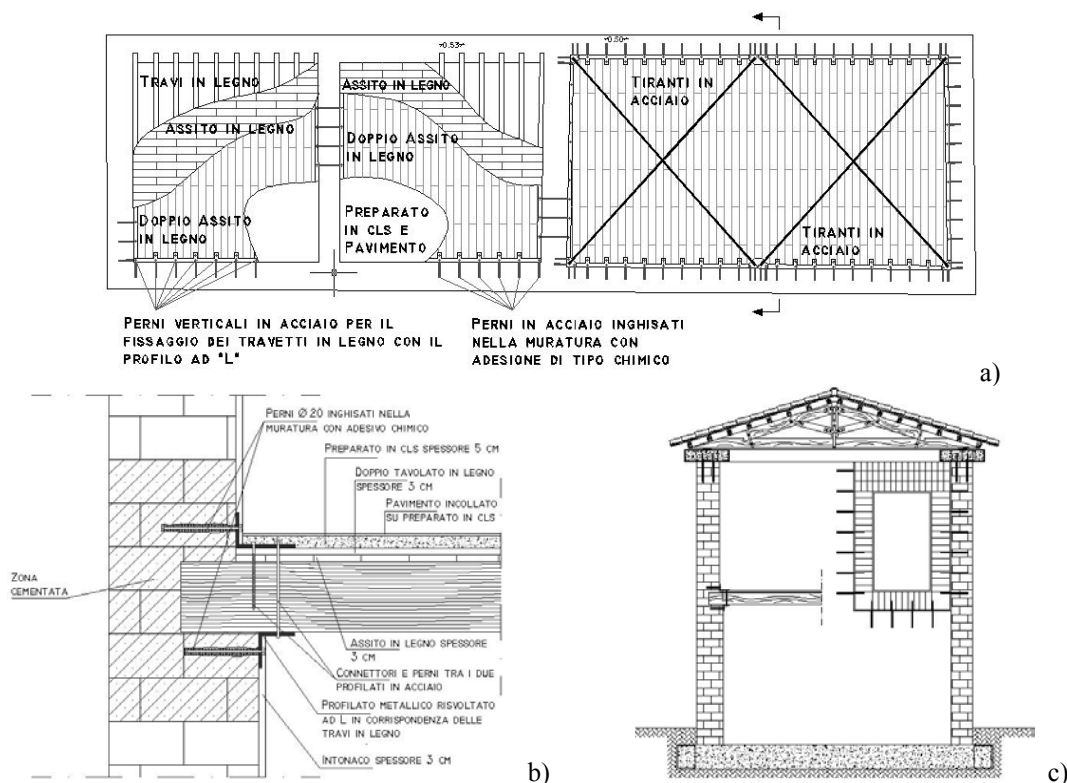


Figura 7. a) Pianta solaio di primo impalcato; b) Particolare collegamento solaio con le strutture verticali; c) Sezione trasversale.

### 5.2 Interventi sulle strutture orizzontali del secondo impalcato e strutture di copertura

La scelta progettuale prevede, per il secondo impalcato, di rimuovere il solaio latero-cementizio esistente al fine di recuperare il volume del sottotetto e di diminuire i pesi sismici. La copertura a realizzarsi sarà di tipo non spingente con capriate in legno a sostegno di un'orditura secondaria, tavolato e tegole in laterizio. Si prevede poi la realizzazione di un cordolo di coronamento aggettante verso l'esterno di altezza pari a 30 cm e con dimensione di base maggiore rispetto allo spessore della muratura. Tale cordolo ha la doppia funzione di garantire la distribuzione delle azioni verticali provenienti dalla sovrastante copertura e di offrire un opportuno vincolo alle pareti nei confronti dello sbandamento fuori dal piano. La soluzione viene anche in questo caso modificata per l'ambiente avente maggiori dimensioni in pianta, prevedendo un aggetto del cordolo di 30 cm anche verso l'interno per conseguire una maggiore rigidità laterale nei confronti dell'inflessione laterale della parete.

### 5.3 Interventi sulle strutture verticali

Le condizioni esistenti restituiscono per le strutture verticali un ampio e diffuso quadro fessurativo, in parte dovuto a condizioni di avanzato degrado, in parte causato da cedimenti fondali ed in parte correlato ai meccanismi di collasso che hanno condotto al crollo di alcune parti dell'edificio. Si comprende come sia di fondamentale importanza per il successivo buon funzionamento del complesso strutturale restituire monoliticità alle strutture murarie.

Nel caso di fessure di una certa importanza, come quella verticale che interessa la parete sul lato sud-est, si propone un intervento di ricondizionamento con tecniche di "sostruzione muraria" e cementazione locale. Nel caso di lesioni concentrate negli angoli o negli incroci (cantonali e martelli) è possibile intervenire con tecniche di cementazione di media pressione con impiego di boiaccia ad elevata penetrazione o in alternativa con tecniche di cucitura di tipo armato. Per aumentare il grado di ammassamento tra i muri di spina e i maschi murari disposti in direzione longitudinale, le aperture al secondo piano saranno delimitate da telai chiusi in c.a. adeguatamente collegati con il cordolo di coronamento e fissati alla muratura lungo i



restanti tre lati per mezzo di connettori ad adesione chimica (Fig.7c). Per quanto riguarda infine gli architravi esistenti in c.a. che versano in uno stato di degrado avanzato, così come evidenziato anche dalle indagini termografiche, se ne prevede la sostituzione con putrelle metalliche successivamente immerse in un getto di completamento.

#### 5.4 Interventi in fondazione

Come già evidenziato in precedenza, una delle principali cause del quadro fessurativo esistente è individuabile nella presenza di cedimenti fondali. Si prevede quindi un intervento di adeguamento consistente nell'allargamento della base di appoggio mediante la realizzazione di cordoli in c.a. affiancati alle strutture fondali esistenti, mutuamente collegati con elementi trasversali anch'essi in c.a. posti ad interasse di 1m.

### 6. ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

Dopo aver definito e descritto alcuni interventi migliorativi della risposta -individuati privilegiando aspetti di economicità, ripetitività e facile applicabilità- sono state ripetute le analisi di pushover per valutare la capacità della struttura così migliorata e per la determinazione dei moltiplicatori di collasso delle azioni laterali nella "condizione di progetto". Il modello FEM della struttura è stato aggiornato per tener conto delle variazioni allo schema strutturale apportate dagli interventi previsti. In particolare la presenza del nuovo solaio al primo impalcato è stata considerata applicando un vincolo rigido di piano (diaframma) tra gli spostamenti orizzontali dei punti a quella quota, mentre la presenza del cordolo di coronamento è stata esplicitamente considerata definendo il materiale calcestruzzo le cui proprietà sono riportate in Tab.4. Per quanto riguarda invece la muratura i parametri impiegati sono gli stessi utilizzati per lo stato di fatto riportati in Tab.3 ed anche in questo caso i carichi introdotti dai campi di solaio e dalla nuova copertura in legno sono stati presi in conto incrementando in maniera fittizia la densità degli elementi corrispondenti di muratura. Si riportano in Fig.8 la nuova geometria del modello FEM e le curve di capacità per le differenti condizioni di carico, mentre le deformate statiche relative all'ultimo passo dell'analisi di pushover con i corrispondenti quadri fessurativi sono restituiti in Fig.9. L'analisi di quest'ultimi mostra un comportamento a collasso della struttura di tipo globale con formazione di lesioni diagonali tipiche di rotture per meccanismo di taglio-trazione.

Tabella 4. Caratteristiche meccaniche del cls impiegato nel modello FEM per il cordolo di coronamento.

MODULO DI YOUNG (N/mm <sup>2</sup> ) E	MODULO G (N/mm <sup>2</sup> ) G	MODULO DI POISSON ν	PESO SPECIFICO (N/mm <sup>3</sup> ) γ
28500	11875	0.2	2.5·10 <sup>-5</sup>

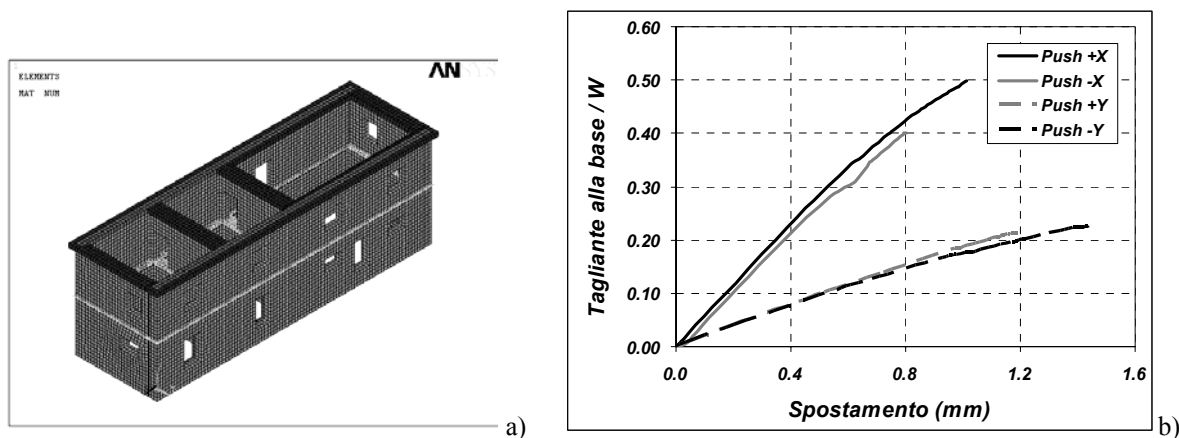


Figura 8. Analisi stato di progetto: a) Modello FEM; b) Curve di capacità per le diverse condizioni di carico.

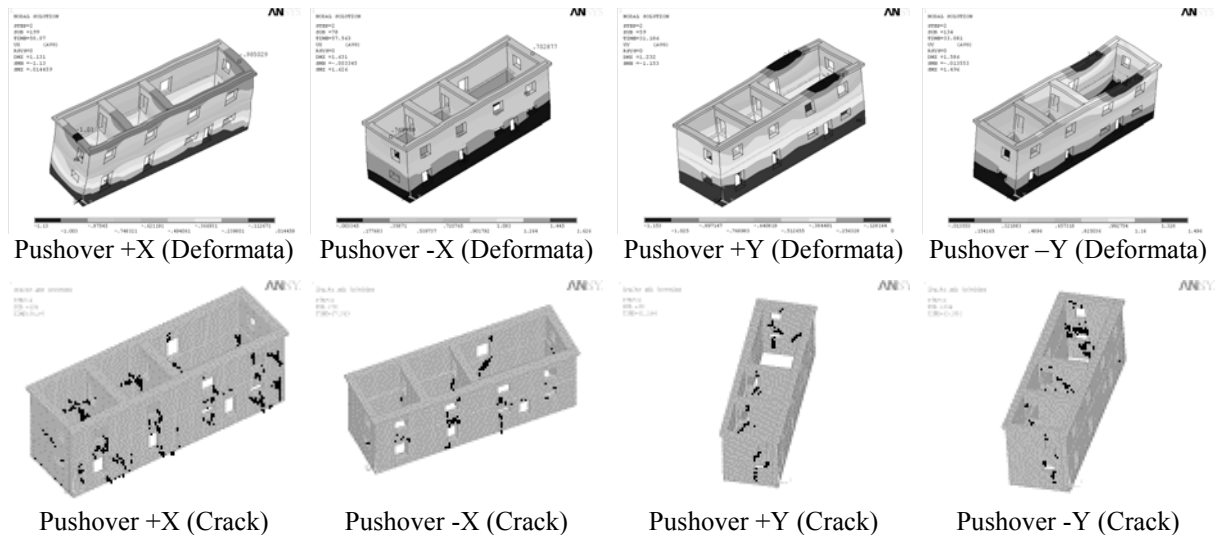


Figura 9. Analisi di pushover dello stato di progetto per le diverse condizioni di carico: deformate e quadri fessurativi relativi all'ultimo passo dell'analisi.

Il valore assai ridotto delle tensioni di trazione negli elementi in calcestruzzo conforta l'ipotesi di comportamento elastico assunta per il materiale nella fase di modellazione. Il beneficio degli interventi di miglioramento previsti è stato valutato sia dal confronto tra le curve di pushover (Fig.10), sia in termini di incremento del moltiplicatore di collasso  $\lambda$  delle azioni laterali in rapporto al peso sismico. In particolare il rapporto tra i moltiplicatori post e pre-intervento vale nel caso più sfavorevole 4.17 per la seconda condizione di carico (Tab.5).

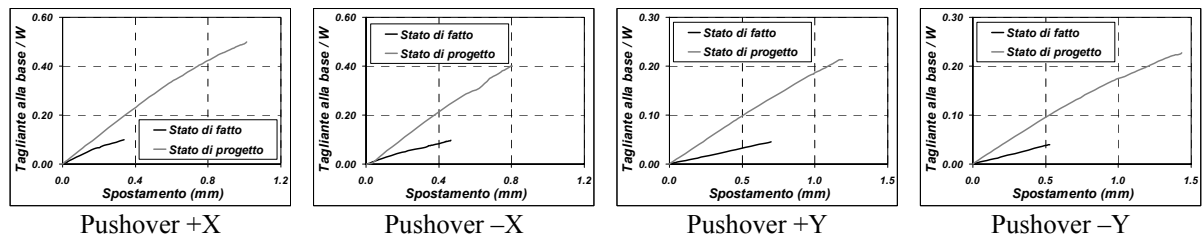


Figura 10. Analisi di spinta per le diverse condizioni di carico: confronto tra stato di fatto e di progetto.

Tabella 5. Incremento dei moltiplicatori di collasso per le diverse condizioni di carico.

Condizione di Carico	Moltiplicatore di collasso		
	Stato di Fatto - $\lambda_F$	Stato di Progetto - $\lambda_P$	$\lambda_P / \lambda_F$
Verticali + Azioni Orizzontali direz. X pos.	0.098	0.498	5.08
Verticali + Azioni Orizzontali direz. X neg.	0.096	0.400	4.17
Verticali + Azioni Orizzontali direz. Y pos.	0.045	0.214	4.76
Verticali + Azioni Orizzontali direz. Y neg.	0.040	0.227	5.68

## 7. ANALISI DELLE PRESTAZIONI STRUTTURALI SOTTO SISMA

La valutazione delle prestazioni sismiche dei manufatti a seguito degli interventi previsti è stata infine condotta applicando il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici. Il metodo si basa sul confronto tra la capacità della struttura e la domanda sismica espresse nel formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*). La capacità della struttura è rappresentata dal *Capacity Spectrum - CS* ottenuto a partire dalla curva di capacità, dopo aver definito un sistema SDOF equivalente, mediante le seguenti relazioni:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \cdot W} \quad ; \quad S_d = \frac{\delta_i}{\Gamma_1 \cdot \phi_{i1}} \quad (3)$$

in cui le coordinate spettrali ( $S_d; S_a$ ) sono espresse in funzione del tagliante alla base  $V$ , del peso della struttura  $W$ , e di  $\alpha_1$  e  $\Gamma_1$  che rappresentano rispettivamente il rapporto di massa modale ed il coefficiente di partecipazione relativo al primo modo significativo nella direzione considerata  $\phi_1$ . Il CS viene modellato attraverso un legame elasto-plastico equivalente, nell'ipotesi che la rigidità elastica sia pari alla rigidità secante relativa al 70% del tagliante massimo alla base  $V_{max}$  e valutando la soglia plastica attraverso una condizione di equivalenza energetica tra il CS e la sua rappresentazione bilineare (*Bilinear Capacity Spectrum-BCS*). La domanda sismica è rappresentata dagli spettri inelastici (*Inelastic Demand Response Spectra – IDRS*) valutati indirettamente a partire dagli spettri di risposta elastici (*Elastic Demand Response Spectra-EDRS*). In particolare le coordinate ( $S_a; S_d$ ) dello spettro IDRS e ( $S_{ae}; S_{de}$ ) dell'EDRS sono legate dalle seguenti relazioni:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad ; \quad S_d = \frac{\mu \cdot S_{de}}{R_\mu} \quad ; \quad S_{de} = \frac{S_{ae} \cdot T^2}{4\pi^2} \quad ; \quad S_d = \frac{\mu \cdot S_a \cdot T^2}{4\pi^2} \quad (4)$$

essendo  $\mu$  la duttilità,  $T$  il periodo del sistema SDOF equivalente e  $R_\mu$  il fattore di riduzione per effetto della capacità di dissipazione isteretica. Esistono in letteratura diverse espressioni del fattore di riduzione  $R_\mu$ . Nel presente lavoro è stata utilizzata la formulazione proposta da Vidic *et al.*, 1994 che è di facile utilizzo nell'ambito del presente metodo ed applica la regola dell'uguaglianza degli spostamenti nel campo dei periodi medio-alti. In particolare valgono le seguenti relazioni tarate su base statistica in presenza di un rapporto di incrudimento fino al 10% e di uno smorzamento proporzionale alla massa del 5%:

$$R_\mu = (\mu - 1)T/T_0 + 1 \quad \text{per } T \leq T_0 \quad ; \quad R_\mu = \mu \quad \text{per } T > T_0 \quad (5)$$

Il periodo di transizione  $T_0$  dipende dalla duttilità richiesta  $\mu$  e dal periodo caratteristico del terremoto  $T_c$  attraverso la seguente relazione:

$$T_0 = 0.65\mu^{0.3} \cdot T_c \leq T_c \quad (6)$$

Si ricorda che  $T_c$  rappresenta il valore del periodo dello spettro elastico corrispondente al passaggio dal ramo ad accelerazione costante a quello a velocità costante. Il fattore  $R_\mu$  dipende dal periodo caratteristico del terremoto che è funzione del valore incognito della duttilità richiesta alla struttura, occorre pertanto applicare un'opportuna procedura iterativa. Nel caso in esame il metodo dello spettro di capacità è stato impiegato per la valutazione del moltiplicatore dell'accelerazione al suolo (*Peak Ground Acceleration-PGA*) che conduce la struttura a collasso. Come forma spettrale di riferimento è stata assunta quella proposta dall'OPCM 3431 per terreni di tipo B. Per ogni analisi di pushover, dopo aver definito il CS e la sua rappresentazione bilineare equivalente è stato determinato il valore dell'accelerazione di picco al suolo per cui l'intersezione tra lo spettro inelastico ed il BCS si ottiene in corrispondenza del massimo valore della duttilità. In particolare si è ottenuto un valore massimo di 0.365g per la condizione di sisma entrante in direzione x positiva ed un valore minimo di 0.135g nel caso di sisma entrante in direzione y positiva (Fig. 11).

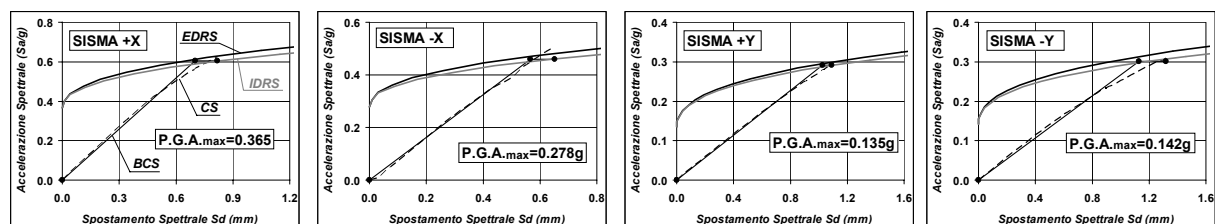


Figura 11. Valutazione della massima accelerazione al suolo in condizioni di collasso.

## 8. CONCLUSIONI

Il presente lavoro riguarda lo studio del miglioramento strutturale applicabile a vecchi manufatti rurali in muratura, anche per la definizione di tecniche d'intervento con metodi tradizionali a basso impatto ambientale. Lo studio si inserisce nell'ambito delle attività del Centro Regionale di Competenza "Benecon" che promuove il recupero e la valorizzazione di beni e manufatti a valenza culturale ubicati in Campania, tra cui il "casale D4" in muratura della bassa Valle dell'Alento qui esaminato. Dopo una breve descrizione del manufatto oggetto di studio, sono state condotte per lo stato esistente un'analisi strutturale di primo livello ed un'analisi agli elementi finiti in campo non lineare che ne hanno evidenziato i principali elementi di vulnerabilità sismica. Definiti e descritti alcuni interventi di miglioramento strutturale -individuati privilegiando aspetti di economicità, ripetitività e facile applicabilità- sono state poi ripetute anche per lo stato di progetto le analisi di pushover per la valutazione della capacità della struttura così migliorata e per la determinazione dei moltiplicatori di collasso delle azioni laterali in rapporto al peso sismico. Sono state valutate infine le prestazioni sotto sisma dell'organismo strutturale consolidato applicando il metodo dello spettro di capacità e degli spettri inelastici, che ha permesso di valutare l'entità dell'accelerazione al piede per cui la "domanda" del terremoto incontra la massima "capacità" della struttura.

## BIBLIOGRAFIA

- Abruzzese D., Como M., Lanni G., (1992). "On the lateral strength of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections", *10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Ed. Balkema, pp. 4525-4530.
- Augenti N., (2000). "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", Utet, Torino.
- Braga F., Dolce M., (1982). "Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici", *6<sup>th</sup> International Brick Masonry Conference I.B.Ma.C.*, Roma, 16-19 Maggio, pp. 1088-1099.
- Como M., Grimaldi A., (1985). "An unilateral model for the limit analysis of masonry walls", *International Congress on "Unilateral Problems in Structural Analysis"*, Ravello, Springer Ed.
- Fajfar P., (1999). "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-993.
- Ferraioli M., Avossa A.M., Malangone P., (2004) "Approximate method for evaluation of seismic damage of rc buildings", *13<sup>o</sup> World Conf. on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- Fusier F., Vignoli A., (1993). "Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali", *Ingegneria Sismica*, Anno X, n. 1, pp. 10-24.
- Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., (2002). "TREMURI Program: Seismic Analyser of 3D masonry buildings", Università di Genova.
- Kohnke P., (2001). Ansys, Inc. Theory manual – Twelfth Edition. SAS IP, Inc.
- Lourenço P. B., Rots J. G., Blaauwendraad J., (1998). "Continuum Model for Masonry : Parameter Estimation and Validation", *Journal of Structural Engineering* n. 842.
- Magenes G., Della Fontana A. (1998). "Simplified Nonlinear Seismic Analysis of Masonry Buildings", *Proc. of the British Masonry Society*, Vol. 8, October, pp. 190-195.
- Malangone P., Mazzolani S., Teodosio G., (1992). "Valutazione della sicurezza di edifici tradizionali in muratura mediante analisi non lineare agli elementi finiti", *IV Congresso Nazionale ASSIRCCO*.
- Ordinanza 3431 (2005). "Ult. mod. ed int. all'OPCM n.3274 del 29 novembre 2003, recante primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". G.U. n. 107 del 10 maggio 2005.
- Tomazevic M., (1978). "The computer program POR", *Report ZRMK*, Institute for Testing and Research in Materials and Structures, Ljubljana.
- Vidic T., Fajfar P., Fischinger M., (1994). "Consistent inelastic design spectra: strength and displacement", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 502-521.
- Willam K. J., Warnke E. D., (1975). "Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete", *Proc. Of Int. Association for Bridge and Struct. Eng.*, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy: 174.