

COMPLESSO PARROCCHIALE DI SAN GIULIANO DI PUGLIA: UN ESEMPIO NEL RECUPERO DI BENI CULTURALI COLPITI DA SISMA

P. Foraboschi

Università IUAV di Venezia; Terese; Dorsoduro, 2206; 30123 – Venezia. E-mail: paofor@iuav.it

SOMMARIO

Il recupero del complesso ecclesiastico di San Giuliano di Puglia a seguito del terremoto del 2002 può essere di un qualche interesse a chi è impegnato nel recupero dei beni culturali colpiti dal terremoto di Laquila del 2009. Questa nota appunta l'attenzione su due dei problemi risolti in quel caso: la riparazione delle colonne e l'adeguamento sismico della chiesa.

ABSTRACT

The rehabilitation of the San Giuliano di Puglia parish after the 2002 earthquake may be of interest to whom is rehabilitating the cultural buildings and estates stricken by the 2009 Laquila earthquake. This paper is devoted to two of the main problems that were solved in that case, namely the repair of the columns and the seismic upgrading of the church.

1. INTRODUZIONE

L'oggetto di questa nota è il complesso parrocchiale di San Giuliano Martire (figura 1) nel Comune di San Giuliano di Puglia (Campobasso). Il terremoto del 31 ottobre 2002 — tristemente notorio — danneggiò assai gravemente e diffusamente la costruzione. Nell'immediatezza dell'evento e nell'urgenza dei provvedimenti di protezione civile, i responsabili dell'emergenza sismica ne valutarono la demolizione; optarono invece per il puntellamento (figure 2-4). Passata l'emergenza, il destino del fabbricato è stato valutato considerando tutti gli aspetti. Sia il valore culturale sia l'importanza sociale dell'opera non ammettevano la demolizione tra le opzioni. Il fabbricato è stato allora destinato a un intervento di recupero statico e riqualificazione funzionale (O.P.C.M. 3375 del 10.09.2004). Per inciso, la demolizione e la riedificazione sarebbero costate di più.

La magnitudo Richter del succitato terremoto fu 5.5; l'epicentro si localizzò tra Campobasso, Larino e l'Appennino Daunese. In senso assoluto, dunque, l'intensità del sisma fu considerevole; in rapporto alla sismicità del comune, invece, fu moderata. Si segnala che la storia sismica del sito registra, nel 1456, la distruzione della chiesa originaria a causa di un terremoto. In rapporto all'intensità del terremoto occorso, per contro, i danneggiamenti sono stati eccessivi: quella è stata sì apprezzabile, ma questi hanno portato la costruzione sull'orlo del collasso. Il fabbricato era dunque sismicamente inadeguato (come del resto confermato dalle analisi). Il recupero statico doveva pertanto essere abbinato all'adeguamento sismico del fabbricato.

I lavori sono iniziati nell'agosto 2005 e terminati nel giugno 2007. La chiesa è stata inaugurata sabato 21 luglio 2007. L'importo totale dei lavori (quadro economico del Certificato di Regolare Esecuzione) è stato 3,15 milioni di euro.

2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

Il complesso è composto dai seguenti corpi fabbrica: la chiesa, gli attigui locali parrocchiali, il campanile e la torre civica.

L'origine della chiesa risale al 1200. A seguito della distruzione sismica del 1456, la chiesa fu ricostruita e, nel tempo, modificata. L'attuale configurazione è il risultato dell'intervento del 1730, il quale conservò lo stile romanico, mentre modificò l'impianto originario a una navata, nell'attuale impianto a tre navate più il presbitero absidale (senza il transetto), più due

cappelle sul lato sinistro (figure 1d, 1n). La navata centrale ha un coperto portato dal timpano di facciata, dall'arco trionfale dal muro absidale e da sei capriate lignee (figura 1i). Le sei capriate lignee poggiano sui due muri longitudinali della navata centrale, i quali sono portati da un sistema di archi (figura 1d, 3). Le navate laterali, più basse, hanno un coperto portato da volte a crociera (figura 2) e sono delimitate, una da un muro perimetrale, l'altra dal muro in contiguità con i locali parrocchiali.

La facciata presenta tre occhi. Il portale di facciata, cui si accede da una scalinata in pietra, presenta un protiro (sorretto da due paraste) che circonda una serie di archi concentrici, i quali creano una strombatura che dà rilievo al paramento.

Le strutture verticali della chiesa consistono nei muri perimetrali e nelle colonne degli archi succitati. Tali strutture sono costituite prevalentemente da muratura di pietra: marne e calcari. Malauguratamente, le colonne includono anche litotipi porosi e friabili, per di più apparecchiati male. Logica conseguenza del sisma, le colonne erano quasi pericolanti (figura 4).

I locali parrocchiali si sviluppano su quattro livelli (figura 1b). I due livelli superiori di tali locali sono contigui alla chiesa, con cui comunicano. Il progetto ha adattato i locali parrocchiali, che prima erano poco utilizzati, a molteplici attività sociali.

Il campanile si erge sino a 15 m sulla strada; di fatto è inaccessibile; è privo delle campane (figura 1e). La torre civica si erge 20 m sulla strada e contiene le campane, funzionanti; la sua parte inferiore fa parte dei locali parrocchiali (figura 1f).

L'intervento strutturale è consistito nella riparazione del fabbricato, reso pericolante dall'evento sismico, e nell'adeguamento sismico alla zona 2 vigente al momento del progetto. Questa memoria appunta l'attenzione su due questioni: la riparazione statica delle colonne della navata centrale (figura 4) e l'adeguamento sismico trasversale della chiesa (figura 5).

La somma urgenza aveva ovviamente confinato le colonne, centinato gli archi e le volte, puntellato i muri. Il progetto ha dovuto prevedere interventi e lavorazioni eseguibili alla presenza dei confinamenti, delle centinature e delle puntellazioni, le quali potevano essere rimosse solo dopo che avere rinforzato l'elemento dal quale venivano rimosse (figure 11, 4).

3. RIPARAZIONE STATICA DELLE COLONNE MURARIE

Il danno nelle colonne era grave (figure 4, 6): profondi e ramificati plessi fessurativi nei fusti, nei basamenti e nei capitelli, intersecanti i giunti e le pietre, degenerati in schiacciamenti dei lembi di alcune pietre; superfici lapidee sfogliate e svergolate.

Le colonne sono state riparate inghisando barre in acciaio inox nei fusti, orizzontalmente, così da originare una staffatura atta a confinare il nucleo murario (figure 7-9). Ciascuna staffa, formata dal gruppo di quattro barre, fornisce un ritegno trasversale agli elementi murari verticali risultanti dalla fessurazione. La crisi a sforzo assiale rimane per ribaltamento di tali elementi verticali, ma lo sforzo assiale che determina la crisi della colonna muraria così armata è molto maggiore che nello stato di fatto. Infatti, la predetta azione di ritegno abbatte la snellezza degli elementi verticali in cui la fessurazione ha scomposto la colonna. Minore è il passo delle barre, maggiore è la portanza, poiché minore è la snellezza di tali elementi verticali.

Le barre inghisate producono l'azione di confinamento, e quindi forniscono il ritegno al ribaltamento, solo se la muratura ancora le barre inghisate (resistenza allo sfilamento) e solo se implosioni sono incompatibili (assenza di vuoti). La forza di sfilamento di una barra è dettata dalla resistenza a trazione del supporto in cui la barra si annega (non dalla resistenza alla tensione tangenziale: curva intrinseca). Le colonne erano costituite da pietre porose e friabili; quindi erano troppo deboli a trazione. La possibilità di implodere dipende dalla compattezza della colonna, la quale dipende a sua volta dalla fattura della muratura, dall'entità del degrado e dall'ampiezza delle fessure. Le colonne erano male apparecchiate, largamente fessurate, seriamente degradate; quindi non erano sufficientemente compatte. Lo stato di fatto del supporto non era dunque adeguato.

Per sanare tali due carenze, il progetto ha previsto l'iniezione delle colonne, preventivamente all'inghisaggio delle barre. Un'iniezione non incrementa la resistenza per massa, però incrementa la resistenza a sfilamento della barra e riduce la tendenza a implodere del supporto murario. Coerentemente, il materiale iniettato è stato progettato per garantire, oltre alla compatibilità chimica con la muratura, un'alta resistenza a trazione e una buona capacità penetrante e cucente delle fessure.

Infine, un restauratore ha stilato i giunti delle colonne. Ciò, non solo ha ripristinato l'estetica della faccia a vista, ma ha anche dotato la corona muraria esterna della capacità di trasmettere tensioni elevate lungo i lembi, da flessione (figura 10).

Questo intervento ha riparato staticamente le colonne. La capacità sismica delle colonne rimaneva invece inadeguata.

4. ADEGUAMENTO SISMICO NELLA DIREZIONE TRASVERSALE

La capacità sismica della chiesa era inadeguata essenzialmente a causa dell'assenza di ritegni trasversali atti a vincolare lateralmente le colonne e i paramenti murari. Solo la facciata e l'arco del presbiterio, infatti, vincolavano lateralmente le strutture verticali. A fronte di azioni orizzontali trasversali, perciò, le colonne e i paramenti tendevano a ribaltare fuori dal piano.

4.1. Capacità sismica dissipativa e capacità sismica resistiva

Il materiale muratura ha una capacità dissipativa modesta, stante l'assenza di una fase plastica. Però la capacità dissipativa di una struttura muraria si arricchisce nel passaggio dal materiale alla costruzione: i meccanismi non sono cinematicamente perfetti e quindi consumano una frazione dell'energia cinetica. Vale a dire, la dissipazione deriva da una concatenazione duale rispetto alle strutture in C.A. e in acciaio: mentre la dissipazione di queste ultime è cospicua a livello di materiale, grazie alla plasticità, ma poi si impoverisce un po' passando alla sezione, poi al concio e infine alla struttura, al contrario la dissipazione delle murature è marginale a livello di materiale ma diventa apprezzabile a livello di struttura, pur rimanendo minore che nel C.A. e nell'acciaio. L'impressione è che le normative riconoscano la capacità dissipativa delle murature solo in parte: riproducono la sovra-resistenza globale ma omettono la sovra-resistenza individuale di ciascuna parete muraria.

L'aliquota di azione sismica assorbita dallo stato di fatto mediante la capacità dissipativa era scarsa: quella di normativa ma anche quella attendibile. Di conseguenza, l'aliquota di azione sismica da assorbire mediante la capacità portante nei confronti delle forze orizzontali era elevata al punto da comportare un intervento non in linea con il restauro strutturale. Per evitare di compromettere la conservazione architettonica, il progetto ha allora previsto l'inserimento di armature di acciaio nelle masse murarie, cosicché le azioni sismiche più severe convertano la struttura in un meccanismo con 4×5 cerniere plastiche, localizzate in conci con sforzo normale moderato (par. 4.7). Ciò ha drasticamente incrementato la capacità dissipativa.

4.2. Comportamento dinamico dell'edificio: irregolarità ed effetti torsionali

Il comportamento dinamico dello stato di fatto è stato simulato con un modello agli elementi finiti, verificato e calibrato confrontandone gli autovalori e gli autovettori con le vibrazioni misurate in-situ (random: prodotte da eccitazioni ambientali).

Il suddetto modello ha mostrato che lo stato di fatto risentiva delle irregolarità in pianta, le quali comportano onerose torsioni parassite. Il comportamento sismico dello stato di fatto è stato simulato anche con un'analisi statica non-lineare, la quale ha mostrato che il paramento murario absidale raggiunge la crisi molto in anticipo rispetto agli altri paramenti, come del resto confermato dal quadro fessurativo osservato; e che la crisi prematura del paramento absidale produce effetti perniciosi.

Pertanto, il progetto ha previsto il placcaggio del paramento absidale, mediante una paretina di C.A. cucita alla parete muraria stessa e fondata su pali; ha inoltre previsto qualche altro intervento teso a ridurre le irregolarità. I modelli dello stato di progetto (quello lineare nuovamente verificato per via dinamica) hanno confermato la riduzione delle torsioni parassite.

4.3. Da struttura che lavora per massa a struttura che lavora per resistenza

Le strutture della navata centrale possono essere schematizzate come cinque portali composti da due ritti e un traverso (figure 11 e 12): ciascuna coppia frontale di colonne, unitamente alla sovrastante aliquota di paramento, costituisce i due ritti; ciascuna capriata sommitale costituisce il traverso. Il portale ideale è esternamente appoggiato alla base e internamente incernierato al nodo ritto - traverso. Il portale consiste quindi in un quadrilatero articolato; come tale, possiede un grado di labilità. Cui si possono aggiungere le traslazioni assolute della base dei ritti e le traslazioni relative dei traversi rispetto ai ritti.

Stante la labilità, il portale non può lavorare a telaio. Non essendo in grado di lavorare per resistenza della muratura, dunque, il portale lavora per massa (figura 13). Sennonché, la sua portanza per massa delle forze laterali (orizzontali, trasversali) è moderata, poiché il ritto tende a essere snello e le forze verticali che trasmette sono moderate ed eccentriche.

Pertanto, la vulnerabilità sismica del manufatto può essere diminuita solo passando da una struttura che lavora per massa a una struttura che lavora per resistenza. Due sono i passaggi per raggiungere tale obiettivo: (1) rimuovere le labilità statiche; (2) dotare i ritti della capacità di portare sforzi normali con eccentricità maggiore di metà spessore (figure 14 e 15).

4.4. Trasformazione dell'appoggio di base, da carrello in cerniera: soletta fondale

Come osservato al punto 4.3, il vincolamento alla base delle colonne era essenzialmente ad attrito, più una certa coesione; come tale, non impediva la traslazione orizzontale ai valori maggiori delle azioni sismiche (figura 12). Questa condizione di vincolo dava luogo a una rimarchevole vulnerabilità. Tale potenziale labilità doveva pertanto essere sanata.

La soluzione adottata per eliminare tale labilità è consistita in una soletta di C.A. contro terra, su tutta l'area basale della chiesa (figure 16-18). La soletta è stata cucita ai muri perimetrali, con barre annegate nel getto e inghisate nella muratura.

La soletta è stata disposta anche per un'altra funzione: contrastare la spinta esercitata dal terreno sottostante la chiesa, contro il muro perimetrale dei locali parrocchiali. La soletta rende quindi soddisfatta la verifica a ribaltamento di tale muro.

4.5. Funzionamento a telaio: eliminazione della labilità. Incastro sommitale anziché alla base

Rimane la labilità rotazionale del portale, di cui al punto 4.3; questa può essere eliminata in due modi, assai diversi tra loro.

I- Trasformazione della cerniera alla base, in incastro: il ritto murario viene incastrato al suolo con tiranti d'acciaio inseriti nel terreno fondale, ancorati al terreno mediante bulbo ottenuto per iniezione della guaina (figura 14); o, in alternativa, con pali.

II- Trasformazione delle due cerniere interne sommitali, in incastri interni: la testa della capriata viene impedita di ruotare rispetto alla sommità della muratura verticale, dando luogo a un incastro interno ritto - trasverso (figura 15).

La soluzione adottata è stata la seconda, poiché è risultata sia più economica sia anche più dissipativa della prima.

4.6. Trasformazione della cerniera sommitale in incastro interno: cucitura rotazionale del nodo

L'incastro interno di cui al punto 4.5 è stato realizzato cucendo la testa della capriata al sottostante paramento murario di appoggio, annullando così la rotazione relativa fra la testa lignea e il muro. La cucitura potenzia anche la cerniera, la quale, a fronte delle azioni orizzontali più severe, tende a comportarsi da carrello. Infatti, la capriata è semplicemente appoggiata al muro sottostante. La cucitura ha quindi interdetto anche la traslazione relativa del trasverso rispetto al ritto (figura 19a).

La cucitura è stata ottenuta infiggendo verticalmente due coppie di barre d'acciaio, le quali attraversano il legno e la sottostante muratura (figure 19 e 20). L'ancoraggio delle barre alla testa della capriata lignea è stato ottenuto montando due piastre metalliche sull'estradosso della testa lignea; l'ancoraggio nella muratura è stato ottenuto per inghisaggio epossidico.

Il copriferro adottato per le barre è minimale, per massimizzare il braccio della coppia interna. Siccome il ridotto copriferro espone maggiormente le barre alle aggressioni ambientali e riduce le prerogative di ancoraggio, il progetto ha sia adottato l'acciaio inox, sia maggiorato drasticamente la lunghezza di ancoraggio delle barre nella muratura.

Per massimizzare il momento trasmissibile dal nodo, un cuneo di rovere è stato disposto nell'angolo catena-puntone della capriata lignea (figura 1n, 19a, 19c). Il cuneo è stato fissato al nodo sia per incollaggio sia per inchiodatura.

4.7. Eccentricità fuori dallo spessore murario delle strutture verticali: armatura interna alla muratura

Le forze sismiche comportano sforzi normali aventi eccentricità molto maggiore del semi-spessore delle colonne. Tali sforzi normali non possono essere tollerati dalla muratura; come tali, determinano il ribaltamento. Il secondo passaggio progettuale è consistito quindi nel dotare le colonne della capacità portante per resistenza dei materiali, anziché solo per massa. L'intervento doveva ottenere questo risultato preservando la faccia a vista delle colonne, che dovevano rimanere non intonacate.

A tal proposito, il progetto ha previsto l'inserimento di armature d'acciaio nelle strutture verticali. Ciascuna armatura parte dalla quota fondale della colonna, si sviluppa lungo l'asse, passa per i muri della navata e arriva alla quota della copertura.

Il dimensionamento dell'armatura ha seguito un procedimento inverso rispetto a quello normale; è partito fissando il massimo foro ragionevolmente praticabile e ha ricavato l'armatura come conseguenza. Così facendo, ovviamente, non si assicura il soddisfacimento delle verifiche. Questo intervento può quindi non essere esauriente, come in effetti si è rivelato. Tuttavia, la carotatura rappresentava il passaggio cruciale; il foro doveva quindi essere assunto quale variabile indipendente.

Queste le circostanze (figure 21 e 22). Lunghezza del foro: 11.5 m. Modalità esecutive: carotatura in verticale, a rotazione (la percussione non era accettabile). Strutture carotate: muratura di pietra. Condizioni al contorno: cantiere privo di ragguardevoli organi di sollevamento (gli spazi di manovra attorno al manufatto non consentivano il piazzamento della gru).

Stanti le circostanze, il massimo diametro per una carotatura a regola d'arte (non invasiva e non disassata) era: 100 mm.

Il foro di carotatura praticato è stato quello massimo, cioè 100 mm. La carotatura è avanzata alla velocità di quattordici ore per foro di carotatura (82 cm/ora). Il massimo fuori asse misurato è stato inferiore a 14 mm (alla base), che è marginale.

Occorreva massimizzare la risultante di trazione. Il progetto ha allora adottato l'acciaio armonico e ha massimizzato il quantitativo d'acciaio disposto. In un cerchio ϕ 100 mm, la massima armatura includibile è: 5 trefoli $\phi = 0.6'' \equiv 15.2$ mm, a 7 fili per ciascuna foro (figura 22). La sezione nominale del trefolo è 140 mm². Pertanto, ciascun ritto del portale è stato armato con un cavo avente 700 mm² d'acciaio armonico, assiale. Il ritto può così disporre della massima forza di trazione possibile.

Le forze orizzontali sismiche sollecitano il portale anche con sforzi di taglio rilevanti. Siccome il converso del taglio è lo scorrimento, l'armatura è stata solidarizzata alla muratura sigillando il foro con un getto di cls ad elevata azione ancorante.

L'armatura ha ridotto decisamente la sperequazione tra gli enti resistenti e i corrispondenti enti sollecitanti sismici; tuttavia questi ultimi rimanevano ancora nettamente maggiori di quelli: la capacità risultava sì aumentata, ma ancora insufficiente.

4.8. Diminuzione degli enti sollecitanti nelle colonne: controventamento laterale

L'armatura di cui al punto 4.7 generava il massimo incremento possibile di capacità. L'unica possibilità per adeguare l'edificio era quindi di ridurre la domanda. Questo obiettivo poteva essere raggiunto solo modificando lo schema statico (figure 23-26).

La modifica dello schema statico è stata conseguita bloccando i ritto del telaio ideale: vincolamento della traslazione orizzontale trasversale dei ritto, a metà altezza, utilizzando l'impalcato costituito dalle crociere delle due navate laterali (figura 23). Così facendo, la luce dei ritto è stata dimezzata e il numero delle cerniere plastiche raddoppiato. Di conseguenza, la portanza alle forze laterali è stata più che quadruplicata e la dissipazione del sistema è stata all'incirca raddoppiata (figura 27).

L'obiettivo di cui sopra non era direttamente raggiungibile. Le volte a crociera erano state realizzate disponendo casualmente le pietre sulle centine e legandole con un getto di malta prima del disarmo dalle centine. Trattasi di una tipologia esistente già nelle costruzioni romane, descritta da Vitruvio. Dunque, le volte erano non erano apparecchiate ma debolmente cementate; in più, lo spessore delle calotte era inferiore a 12 cm (5 ÷ 6 cm in molti punti). Le crociere erano quindi incapaci di costituire il vincolo traslazionale ai ritto; addirittura, non erano nemmeno in grado di portare i carichi in sicurezza (figura 24).

La portanza ai carichi verticali è stata conferita incollando nastri di FRP all'intradosso murario (poi coperti dall'intonaco), così da realizzare un'armatura esterna (figura 25). La capacità vincolante è stata conferita disponendo una rete elettrosaldata sull'estradosso delle crociere (solidarizzata alla volta e ai muri mediante connettori d'acciaio) e gettando una cappa di calce strutturale sull'estradosso della volta. Così facendo, l'impalcato è stato irrigidito nel suo piano (figura 26). Questo intervento ha adeguato le crociere sia ai carichi di progetto sia all'azione di vincolo che il progetto le chiama ad espletare (figura 28).

Il nuovo schema statico ha ridotto le azioni interne sollecitanti al di sotto delle corrispondenti azioni interne resistenti.

4.9. Disassamento colonne capriate: espansione spaziale dell'incastro interno con cordolo torsionale

Le capriate costituenti i traversi si susseguono a una spaziatrice più fitta delle colonne costituenti i ritto, del portale ideale; ma soprattutto quasi tutte le capriate sono lontane dall'asse delle colonne. Si poneva quindi il problema di realizzare portali con trasverso e ritto giacenti su piani verticali diversi, lontani tra loro più di un metro e mezzo (figura 19d).

La soluzione è stata trovata realizzando un cordolo di C.A. gettato sui muri sommitali della navata centrale, cucito ai muri d'appoggio, capace di lavorare pure a torsione (largo, ben staffato). Il cordolo riduce drasticamente la rotazione relativa della sommità del muro rispetto alla testa della capriata lignea; quindi trasferisce il momento d'incastro interno dal ritto al trasverso.

Il cordolo sommitale sortisce anche due altri effetti: dota il paramento murario della capacità di resistere (1) i momenti sollecitanti ad asse orizzontale lontani dalle colonne, (2) e ad una frazione dei momenti sollecitanti ad asse verticale.

4.10. Incremento della capacità allo S.L. Danno sismico: aumento della rigidità tesando le barre

L'intervento sopra descritto ha adeguato la portanza, ma non la rigidità. La verifica allo SLD non era ancora soddisfatta: molte pareti esibivano spostamenti relativi di calcolo superiori ai limiti di normativa.

La rigidità d'esercizio è stata aumentata tesando i trefoli così da generare uno stato di precompressione nelle strutture

verticali (figura 22, 29a). La pre-trazione dei trefoli è stata fissata in modo che la coazione a tempo infinito annulli le trazioni prodotte dalle azioni sismiche di esercizio. Dunque, le strutture verticali non si fessurano — e quindi non si parzializzano — a fronte del sisma con probabilità di superamento del 50 % in 50 anni. Non parzializzandosi, le sezioni trasversali garantiscono la massima inerzia e conseguentemente la massima rigidità. In questa condizione, la chiesa soddisfa anche lo SLD (OPCM).
 Il dettaglio di ancoraggio dei cavi alle colonne ha richiesto una soluzione ad hoc, specie quello alla base (figura 29).

4.11. Irrigidimento complessivo mediante precompressione longitudinale. Momenti ad asse verticale

L'aliquota dei momenti ad asse verticale che il cordolo non è in grado di portare è stata assorbita inserendo un'armatura orizzontale in asse a ciascuno dei due paramenti murari della navata centrale, longitudinalmente, dalla facciata al muro del presbiterio. Lo stesso intervento è stato realizzato anche sui due muri della navate laterali, perimetrali alla chiesa.

L'armatura inserita è in acciaio armonico: 3 trefoli $\phi = 0.6'' \equiv 15.2 \text{ mm}$, a 7 fili, con foro di carotatura avente diametro di 80 mm, per una lunghezza di circa 30 m. Nei muri della navata centrale, l'armatura passa 85 cm sopra la chiave degli arconi; nei muri perimetrali, l'armatura corre circa a livello dei peducci delle crociere. Anche questi trefoli sono stati pre-tesati.



Figura 1a. Facciata della chiesa all'apertura del cantiere.



Figura 1b. Locali parrocchiali: marzo 2004, stato di fatto.



Figura 1c. Facciata: aprile 2007, fine lavori strutturali.



Figura 1d. Interno: giugno 2007, fine lavori.



Figura 1e. Campanile: era in uno stato pericolante. In più era malamente abbordabile.



Figura 1f. Torre civica. La sua interazione con la chiesa è stata nociva (torsioni parassite.)



Figura 1g. Copertura. Due diverse immagini scattate durante i lavori.



Figura 1h. Inaugurazione del complesso parrocchiale: sabato 21 luglio 2007.

5. ANNOTAZIONI CONCLUSIVE

Il 27 maggio 2007, proprio alla fine dei lavori strutturali, un terremoto ha colpito l'edificio. La magnitudo Richter di tale terremoto è stata di 2.7; l'epicentro, vicino San Giuliano di Puglia. Per cui, la PGA è stata considerevole. Come da progetto, il sisma non ha provocato alcun danno strutturale. In particolare, nessuna fessura si è formata nelle murature del fabbricato.

Il complesso ecclesiastico di San Giuliano di Puglia era pericolante e aveva una elevata vulnerabilità sismica congenita. Solo modificando taluni aspetti del comportamento strutturale di esercizio, oltre che ultimo, il fabbricato poteva essere riabili-

tato. Benché non sia pienamente qualificabile come restauro strutturale, ciò nondimeno questo intervento ha preservato al massimo il valore e il significato architettonico, storico e culturale della costruzione.

Il recupero di beni culturali gravemente colpiti da sisma, come quelli che hanno subito il terremoto di Laquila del 2009, implica un "conflitto di interessi": su un fronte, la conservazione architettonica e l'esecuzione di interventi rispettosi del restauro, poiché il bene è di valore culturale; sull'altro fronte, un bene che richiede un esteso intervento di riparazione, poiché è stato gravemente danneggiato dal sisma, e che pure richiede un gravoso intervento di adeguamento sismico, poiché il danneggiamento subito dimostra l'elevata vulnerabilità del bene. Se poi l'adeguamento include anche la capacità allo SLD oppure l'eliminazione di irregolarità, la conciliazione degli interessi è improbabile, poiché occorre modificare anche l'esercizio.

L'unico modo per comporre il conflitto sembrerebbe fare un passo indietro. Però, la sicurezza strutturale non può fare alcun passo indietro, per ovvie ragioni di protezione civile; delle due, deve fare qualche passo avanti, nel senso di affinare i metodi di analisi, così da ridurre gli interventi a quanto stringentemente necessario. Dal canto loro, la conservazione e il restauro potrebbero fare un passo indietro. La domanda è se sia davvero necessario che facciano un passo indietro, ovvero se non possano invece tentare di fare qualche passo avanti. Il passo avanti può essere che conservazione e restauro comprendano le ragioni della sicurezza strutturale anziché ignorarle, favoriscano la leggibilità dell'intervento anziché tendere a occultarlo, abbandonino termini giornalistici (che sono fuorvianti) come reversibilità e termini usati impropriamente come elasticità, e accettino l'intervento quale un'opportunità architettonica anziché considerarlo una disgrazia. Un primo passo in tale direzione è stato dato dalle *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*.



Figura 1i. Capriate lignee.



Figura 1l. Puntellazioni.



Figura 1m. Colonne



Figura 1n. Interno



Figura 2. Navata laterale destra: lo stato di danneggiamento indotto dal sisma. La foto è stata scattata durante la somma urgenza (2002), prima di disporre i puntelli e le centine.



Figura 3. Opere provvisorie della somma urgenza post-sismica. Lo sciame sismico aveva messo in carico anche i puntelli che erano stati messi in opera laschi.



Figura 4a. Somma urgenza post-sismica: confinamento delle colonne. La riparazione statica è stata eseguita alla presenza delle opere provvisorie di cui nella foto.



Figura 4b. Ampiezza di una delle fessure nelle colonne murarie. Le spie hanno messo in luce che il quadro fessurativo delle colonne non era stabile, ma in propagazione.



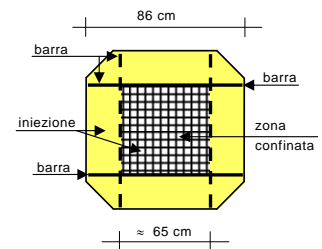
Figura 4c. Stato di fessurazione di una colonna, causato dal terremoto. La colonna non garantisce la portanza statica.



Figura 5. Forza statica equivalente all'azione sismica trasversale. Le colonne sono isolate: nessuna collaborazione.



Figura 6. Le colonne erano seriamente danneggiate anche in superficie (lacune, rotture, sfogliamenti, dislocazioni).



Campitura a griglia: nucleo confinato della colonna muraria.

Figura 7a. Inserimento di barre in acciaio inox, a formare una staffatura interna alla colonna muraria.

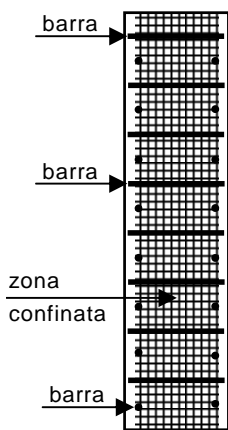


Figura 7b. Barre di chiodatura nella sezione verticale della colonna. La testa della campitura a griglia mostra il nucleo confinato della colonna. Riparazione statica.



Figura 8. Barra inserita nella colonna: staffatura. La testa della barra è stata ricoperta con polvere di pietra. La barra è stata quindi resa invisibile.

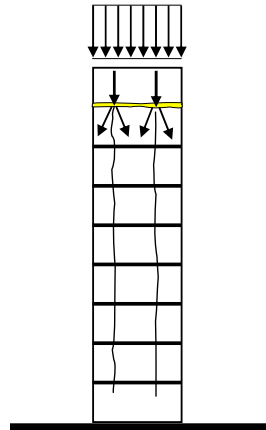


Figura 9a. La scabrezza dei giunti e altre discontinuità localizzano i contatti: diffusione → strazioni → fessure verticali → scomposizione.

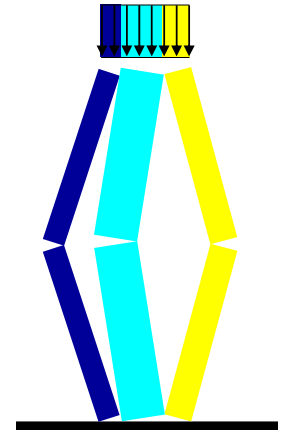


Figura 9b. Gli elementi verticali risultanti a seguito della fessurazione verticale ribaltano: sono snelli e i pesi propri comportano una presso-inflessione.



Figura 10. Vista complessiva di una colonna restaurata. L'intervento superficiale ha migliorato, oltre all'estetica, anche la capacità a momento, ripristinando l'integrità dei contorni murari.



Figura 11. Schema strutturale per le azioni sismiche trasversali. La colonna e il sovrastante paramento murario sono idealizzabili come un ritto. Il coperto, ossia la capriata lignea, è idealizzabile come un traverso.

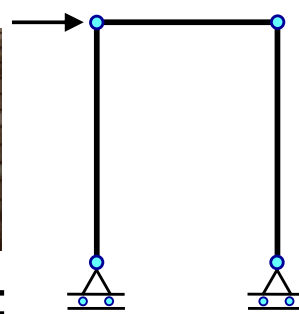


Figura 12. L'appoggio della capriata ai muri sottostanti e delle colonne al terreno comporta uno schema statico labile. In più, le due cerniere sommitali possono trasformarsi in carrelli.

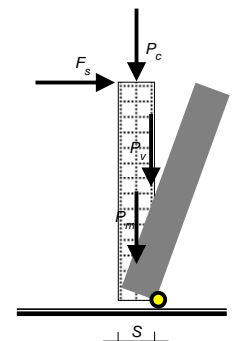


Figura 13. Il portale ideale, siccome è labile, non può lavorare per resistenza dei materiali. Deve allora lavorare per massa. A lavorare per massa è però solo la colonna, poiché il coperto trasla soltanto.

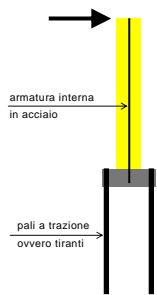


Figura 14. La labilità del telaio poteva essere eliminata realizzando un incastro alla base e inserendo un'armatura interna.

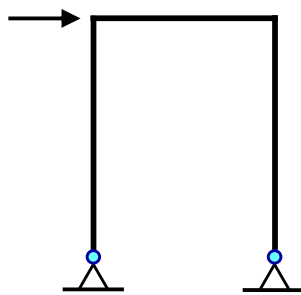


Figura 15. La soluzione più efficiente ed economica è però risultata la realizzazione dello schema statico in figura.

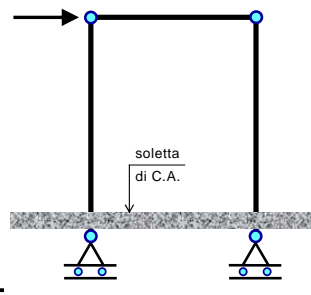


Figura 16a. Una soletta di C.A. è stata gettata contro terra. La soletta imprigiona la base di ciascuna colonna.

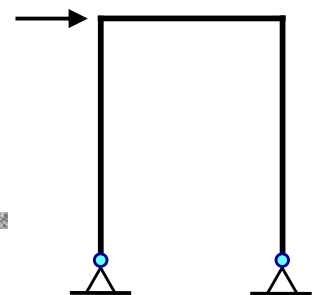


Figura 16b. La traslazione trasversale assoluta della colonna è impedita al piede. Trasformazione del carrello in cerniera.



Figura 17. Soletta di C.A. contro terra. La soletta è cucita ai muri perimetrali mediante barre d'acciaio, annegate nel getto e inghisate nella muratura.

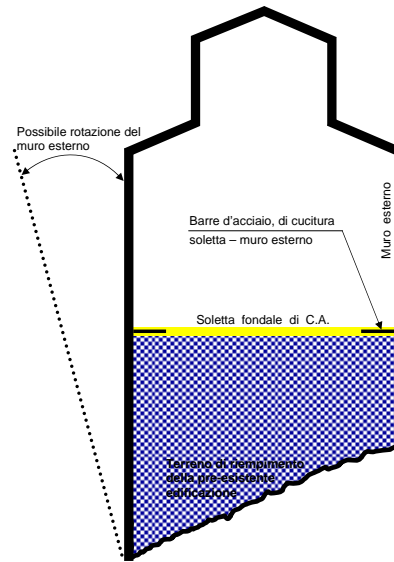


Figura 18. Il terreno sottostante la chiesa spinge molto sui muri, che tendendo a ribaltare. La cucitura della soletta ai muri impedisce la rotazione dei muri stessi.

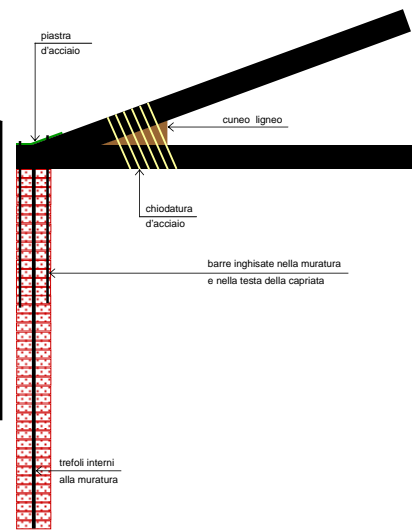


Figura 19a. Incastro interno: cucitura della testa della capriata alla muratura (barre inox); irrobustimento del nodo della capriata con un cuneo ligneo inchiodato.



Figura 19b. Capriate lignee e coperto.

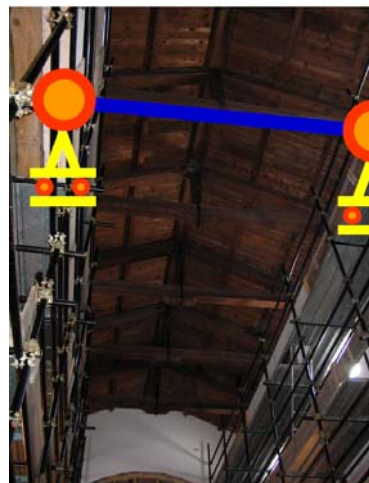
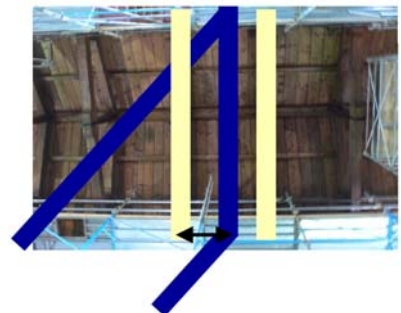


Figura 19c. Capriate: traversi del portale



Scuro: ritti ideali (costituiti dalle colonne reali e dal sovrastante paramento) e traverso ideale (formato dal coperto ligneo).

Chiaro: posizione delle capriate reali.

Figura 19d. Ritti e traverso sono sfalsati.

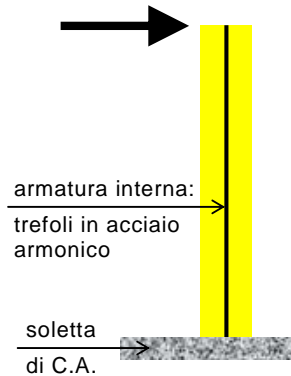


Figura 20a. Piastre di ancoraggio delle quattro barre alla testata della capriata lignea.

Figura 20b. Piastre di ancoraggio e vista dei cavi di precompressione.

Figura 21. Armatura interna delle strutture verticali: 5 trefoli di acciaio armonico, $\phi = 0.6''$.

Figura 22. Vista dei 5 trefoli verticali, con le boccole di ancoraggio.

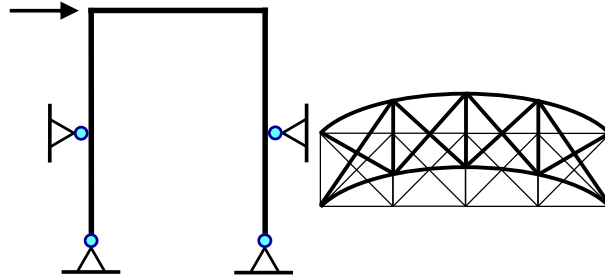
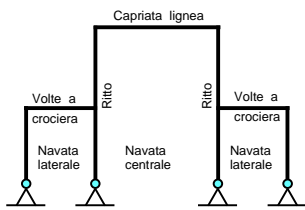


Figura 23a. Vincolamento a metà altezza dei ritto, fornito dalle navate laterali.

Figura 23b. Le navate laterali fungono da cerniera laterale a metà altezza delle colonne.

Figura 24. Stato di fatto: la rigidità delle crociere nel piano era insufficiente.

Figura 25. Rinforzi in CFRP incollati all'intradosso delle volte a crociera, larghi 20 cm.

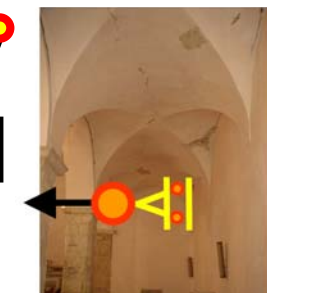
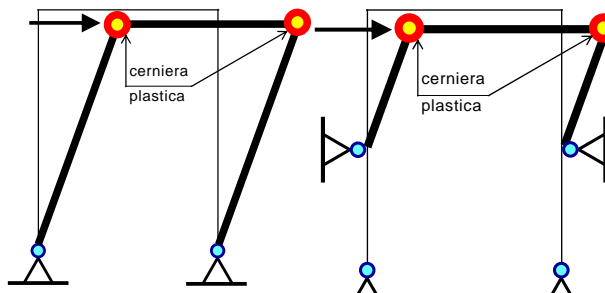
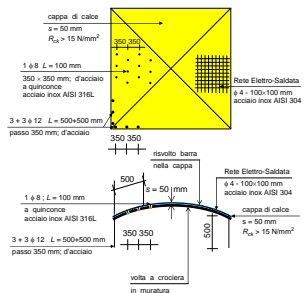


Figura 26. Irrigidimento delle crociere, per creare l'impalcato rigido e quindi la cerniera.

Figura 27a. Meccanismo senza il vincolamento dato dalle volte a crociera, alle colonne.

Figura 27b. Meccanismo col vincolamento dato dalle volte a crociera, alle colonne.

Figura 28a. Vincolo prodotto dall'impalcato delle crociere, debitamente irrigidito.



Figura 28b. Vincolo fornito dalle crociere: impedisce la traslazione della testa delle colonne. SLD è stato rispettato.

Figura 29a. Pre-tesatura dei trefoli: 1150 kN a cavo. Così lo SLD è stato rispettato.

Figura 29b. Fase di montaggio dei trefoli: applicazione dell'ancoraggio alla base.

Figura 29c. Ancoraggio dei trefoli sotto la base delle colonne murarie della chiesa.