

## Il restauro strutturale: 2. Gli interventi strutturali

Maurizio Ghillani

### 2.1 Premessa

Le indagini conoscitive condotte sugli elementi strutturali costituenti la "fabbrica" della chiesa hanno permesso di delineare un quadro dettagliato delle situazioni sulle quali intervenire. Oltre a interventi su emergenze visibili come le riparazioni murarie o la sostituzione in analogia degli elementi lignei degradati, è stato possibile rispondere a interrogativi che fin dal primo approccio erano apparsi decisivi: questioni riguardanti situazioni preoccupanti e nello stesso tempo "misteriose", legate alla nascita dell'edificio e ai numerosi rimaneggiamenti dei secoli successivi, per i quali si riscontrava una carenza di documentazione storica esaustiva.

Tra le diverse anomalie, ricordiamo che

- a pochi anni dalla costruzione l'edificio aveva già evidenziato cedimenti e anomalie strutturali tali da richiedere pesanti interventi da parte di un nuovo architetto;
- la fabbrica ha sempre denotato una marcata fragilità in relazione agli eventi sismici: scosse telluriche che in altri edifici storici della città erano generalmente prive di effetti, per le strutture della chiesa di San Vitale rappresentavano invece motivo di lesioni e danni, tali da causare crescente preoccupazione, fino alla chiusura per inagibilità a seguito dell'evento sismico del 1996;
- l'ancona sud del transetto presentava importanti lesioni passanti e la catena era evidentemente stata sostituita nel tempo;
- il sistema mediano del blocco lanterna-cupola-tamburo presentava evidenti segni di parzializzazione, conseguenza di componenti flessionali

delle sollecitazioni per le quali i materiali costituenti le strutture (laterizio e malta di calce) non erano in grado di fornire un'adeguata risposta in termini di resistenza;

- i contrafforti estradossali posti sopra i pilastri del transetto per "contenere" il tamburo apparivano collassati a causa di sollecitazioni taglianti;

- gli arconi delle navate e dell'abside apparivano sistematicamente lesionati nella sezione di chiave.

Gli interventi progettuali hanno permesso di riportare i coefficienti di sicurezza degli elementi strutturali e dei relativi materiali da un'alea "fuori controllo" a valori accettabili e comunque ricompresi nel campo dell'ammissibilità secondo l'attuale letteratura tecnica.

### 2.2 Schematizzazione della struttura e individuazione degli interventi.

Il progetto dell'intervento è stato redatto sulla base del rilievo di dettaglio della consistenza strutturale delle coperture, delle volte della navata e dell'abside, della cupola e delle strutture portanti verticali.

Le analisi, condotte secondo le indicazioni e sotto l'alta sorveglianza della Soprintendenza, hanno consentito di ipotizzare interventi che, al di là della semplice urgenza conservativa, mantenesero le parti strutturali nella tipologie e nei materiali originali.

Considerato il contesto, l'intervento è stato

- non invasivo,
- reversibile,
- conservativo,
- migliorativo in termini di vulnerabilità sismica.

### 2.2.1 Sistema di archi e volte

Lo studio della combinazione della curvatura dell'asse di una struttura in relazione agli sforzi assiali cui viene sottoposta ha consentito nei secoli e ancora consente di realizzare elementi in grado di superare luci consistenti senza che le azioni flessionali giochino un ruolo determinante. Annullando le componenti di trazione relative alla sollecitazione flessionale si possono utilizzare e in combinazione materiali resistenti alla sola compressione, come malte debolmente leganti e laterizio. Gli spessori, la distribuzione delle masse, la scelta delle forme e della linea d'asse devono evidentemente essere valutati in rapporto a opportune geometrie, che sono state via via affinate nel corso dei secoli in funzione delle dimensioni e dei cimenti.

La stabilità di archi e volte in muratura, oltre alla necessità di non superare i valori ammissibili delle tensioni principali e delle tensioni tangenziali per i singoli materiali componenti, è legata alle seguenti condizioni:

- la curva delle pressioni deve essere contenuta nella fascia delimitata dalle curve di nocciolo d'inerzia della sezione resistente;
- nei giunti di malta l'angolo fra la forza assiale e il piano del giunto deve essere inferiore all'angolo di attrito fra i materiali resistenti allo scorrimento;
- all'imposta devono sussistere condizioni tali da contrastare la spinta orizzontale.

Il calcolo degli archi secondo la teoria dell'elasticità permette di risolvere a seconda dei casi un sistema statico: isostatico (arco a tre cerniere), una volta iperstatico (arco a due cerniere) o tre volte iperstatico (arco incastrato).

Negli elementi di muratura, tuttavia, questo tipo di calcolo spesso è poco significativo, sia perché la geometria dell'arco resistente non sempre è chiaramente definita, sia perché la struttura stessa si può adattare plasticamente alla distribuzione delle tensioni, alterando lo schema apparente di arco perfettamente incastrato.

Storicamente la risoluzione del problema è stata fornita con metodi approssimativi basati sull'individuazione del meccanismo di collasso della struttura, schematizzabile nelle seguenti fasi:

- schiacciamento del lembo compresso in tre sezioni;
- innesco di formazione di lesioni sul lembo opposto;
- parzializzazione della sezione stessa.

Questa operazione viene svolta con la costruzione grafica proposta nell'Ottocento dal Mery e consente di individuare, in assenza di lesioni e con pochi tentativi successivi, la posizione della cerniera di imposta, che è quella per cui il valore della spinta orizzontale in chiave è massimo.

Per ciò che concerne il contrasto alla spinta, questo è solitamente affidato alle catene, elementi semplici ed economici, necessariamente visibili, che se ben posizionati consentono che la spinta venga ricondotta all'interno delle figure di nocciolo delle varie sezioni.

La risoluzione dell'equilibrio statico di strutture complesse, come nel nostro caso gli archi delle navate, è oggi ottenibile grazie all'utilizzo di sistemi di calcolo a elementi finiti per elaboratore elettronico, per mezzo dei quali, discretizzata la struttura nei singoli elementi costituenti, si può avere un quadro analitico degli sforzi e delle deformazioni in ogni punto.

La complessità dell'utilizzo di questa metodologia è essenzialmente legata all'impostazione della geometria e soprattutto all'inserimento del sistema dei vincoli esterni (condizioni al contorno per ogni elemento).

I dati del problema, ossia gli input iniziali del programma, sono di fondamentale importanza per la correttezza del risultato. In particolare la precisa restituzione del rilievo geometrico, la scelta del tipo di elemento (asta a 2 nodi, membrana a 4 nodi, membrana a 8 nodi, solido a 8 nodi), la precisa analisi dei carichi sugli elementi costituisce condizione imprescindibile per la correttezza delle valutazioni di sforzi e deformazioni.

### 2.2.2 Elaborazione del modello di calcolo per la navata centrale e per l'abside

L'analisi viene ricondotta alla risoluzione di un sistema bidimensionale, individuando gli archi della navata centrale sui relativi pilastri e muri trasversali come struttura primaria. Le volte di collegamento sono riconducibili, in relazione alla loro orditura e alla presenza delle unghie laterali in corrispondenza delle finestre, a un semplice carico statico sugli archi principali.

Le assunzioni sottese alla scelta del modello sono le seguenti:

- ipotesi di elasticità: gli elementi costituenti la struttura hanno sollecitazioni e deformazioni tali da rimanere in campo elastico-lineare in condizioni di esercizio. La valutazione del coeffi-

ciente di sicurezza a rottura potrebbe essere condotta solo con tecniche molto sofisticate, seguendo passo-passo il degrado e la deformazione della struttura fino al collasso;

- gli elementi reagiscono a sollecitazioni di trazione;
- il calcolo viene ricondotto a un modello bidimensionale con elementi a 4 nodi e di spessore unitario con 6 gradi di libertà per nodo. Si trascurano in questo modo, a favore di sicurezza, la collaborazione laterale degli elementi ed eventuali effetti tridimensionali;
- l'inserimento delle coordinate dei vertici degli elementi viene eseguito in modo che la direzione degli sforzi principali sia parallela all'asse della volta e del muro d'imposta;
- vengono introdotti vincoli "perfetti", che non tengono quindi conto delle ridotte plasticizzazioni locali che contribuiscono alla ridistribuzione degli sforzi; in prossimità dei nodi di vincolo si possono quindi riscontrare concentrazioni dei carichi poco significative dal punto di vista pratico;
- la presenza dell'irrigidimento estradossale viene introdotta nel calcolo con elementi monodirezionali resistenti a trazione;
- le integrazioni degli sforzi di trazione rappresentate negli elaborati grafici sono sempre riferite a sollecitazioni di tipo flessionale.

#### *Elaborazioni grafiche*

L'impostazione della geometria degli archi viene eseguita in base al rilievo manuale. I dati vengono poi implementati in un sistema CAD per l'inserimento delle coordinate geometriche in un programma di calcolo a elementi finiti di tipo SAP.

I risultati ottenuti vengono riportati in figure riassuntive, riferite alla condizione esistente e al progetto di consolidamento (caso 1 e caso 2) così organizzate:

- geometria con evidenziazione dei nodi e degli elementi (mesh);
- deformata elastica qualitativa con amplificazione degli spostamenti e delle rotazioni;
- integrazione delle tensioni principali di compressione/trazione. Le trazioni vengono evidenziate con i colori rosso e giallo;
- integrazione delle tensioni tangenziali.

#### *Materiali*

Le caratteristiche dei materiali, ben note per la cappa di calce e per i materiali compositi in GFRP, sono invece meno univoche per il late-

rizio. Dalla campagna di indagini sui materiali costitutivi della struttura si era ricavato per i laterizi un valore di resistenza media a rottura  $F_k = 7,5 \text{ MPa}$

e un modulo elastico

$$E = 75000 \text{ daN/cm}^2.$$

Combinando tale valore con una malta di calce avente caratteristiche meccaniche riconducibili alla M4 (D.M. 20/11/87), si ottiene dalle tabelle una tensione ammissibile sulle murature pari a

$$F_a = 3,5 \text{ MPa}$$

#### *2.2.3 Analisi della cupola, del tamburo e degli arconi del transetto*

Data la complessità geometrica del sistema cupola-tamburo-arconi, l'analisi è stata condotta per mezzo di modelli tridimensionali.

Storicamente, per discretizzare le strutture in muratura, sono stati messi a punto vari modelli; i risultati più interessanti ci vengono forniti dai quelli elasto-plastici, modificati per tener conto del comportamento specifico della muratura con le relative fessurazioni. È tuttavia da rilevare che quando i fenomeni fisici vengono modellati con leggi non lineari, la risoluzione è complessa e spesso soggetta a interpretazione.

Nel nostro caso, per semplificare il procedimento, per la muratura viene assunta l'ipotesi di comportamento di tipo elastico-lineare e, dal punto di vista delle verifiche, si esegue la ricerca dei nodi e degli elementi nei quali i valori degli sforzi superano quelli per i quali il modello lineare risulta accettabile. In tali posizioni sono evidentemente necessari gli interventi di consolidamento. La fase successiva comprende l'inserimento nel modello degli elementi di rinforzo col successivo ricalcolo della struttura, reiterando il procedimento.

In prima istanza si è inserito il sistema lanterna-cupola-tamburo con i pesi propri e i modesti sovraccarichi dovuti a coperture e neve, optando per l'utilizzo di elementi guscio a otto nodi, il cui uso si è dimostrato estremamente efficace per velocità di convergenza, versatilità e quantità di informazioni (fig. 5).

In due figure riportate in allegato vengono evidenziati i casi più significativi analizzati:

- struttura esistente con peso proprio e sovraccarichi: tavola di sintesi rappresentante l'integrazione delle tensioni principali di trazione per sollecitazioni di tipo flessionale nella porzione di cupola sopra le finestre (fig. 6);

– cerchiatura della struttura con anello resistente a trazione in fibre CFRP posto al di sopra dell'architrave della finestratura della cupola. Le tensioni di trazione conseguenti alle sollecitazioni flessionali appaiono più elevate che nel caso precedente poiché si ridistribuiscono nella zona rinforzata, scaricando nel contempo le zone limitrofe non trattate (fig. 7).

L'analisi del comportamento del modello evidenzia come, a causa della morfologia della struttura avente come generatrice una semicirconferenza, la curva delle pressioni risulta scostata dalla curvatura geometrica della cupola. Applicando il consistente carico concentrato in chiave costituito dalla massa della lanterna, risultano manifestarsi al di sopra dell'architrave delle finestrature sollecitazioni flessionali che originano sforzi di trazione non compatibili con la resistenza dei materiali interessati.

Questo risultato è in effetti perfettamente in linea con il rilievo delle numerose fessurazioni riscontrate nella realtà proprio in corrispondenza alle posizioni determinate in via teorica.

Si nota che la messa in opera di una cerchiatura estradossale in tessuto di fibra di carbonio bidirezionale concentra la zona tesa della struttura proprio in corrispondenza alla cerchiatura stessa, che è in grado di mobilitare la necessaria resistenza a trazione, riducendo in modo significativo tale sollecitazione nelle porzioni murarie non confinate (fig. 7).

Definita la morfologia e il modello matematico associabile a cupola e tamburo, si è implementato il sistema degli archi di scarico, con metodo analogo a quanto descritto in precedenza.

A causa della "pesantezza" in termini di numero di equazioni e tempo di risoluzione, il calcolo è stata limitato a due casi, analogamente a quanto già definito nel paragrafo precedente:

– caso a: struttura esistente con pesi propri e sovraccarichi;

– caso b: medesima struttura con elementi di rinforzo a flessione disposti alla base del tamburo. L'assegnazione dei vincoli, assai importante per la definizione corretta del modello, è stata eseguita implementando i dati col seguente criterio:

- incastro di base delle murature portanti verticali;
- blocco del grado di libertà in direzione longitudinale alla chiesa per gli arconi est e ovest (continuità delle murature di navata).

L'esame dei risultati indica come la morfologia della struttura di sostegno della cupola (profi-

lo a semicirconferenza), in presenza di carichi non omogenei concentrati sostanzialmente in chiave, origini nella zona degli arconi nord e sud del transetto sollecitazioni flessionali tali da indurre sforzi di trazione non compatibili con i materiali costituenti.

Si rilevano in effetti sulla struttura rotture evidenti e deformazioni sia delle zone in prossimità della chiave degli archi che delle murature di innesto dei tiranti, a conferma del forte cemento a cui sono sottoposti.

Se le sollecitazioni effettive sono inferiori a quelle previste nel modello teorico, questo è dovuto al comportamento a trave cilindrica del tamburo, con ridistribuzioni trasversali dei carichi dagli arconi ai pennacchi.

Analizzando i risultati ottenuti per via teorica e confrontandoli con le osservazioni dirette, emerge chiaramente come il principale problema statico di concezione riguardi la geometria d'interfaccia fra la zona cupola-tamburo, a impronta planimetrica circolare, e il sistema di pilastri e arconi del transetto, a impronta quadrangolare.

La ridistribuzione dei carichi della cupola e del tamburo sugli elementi del transetto avviene di norma attraverso gli elementi di collegamento, vale a dire i pennacchi (fig. 11) che raccordano le geometrie differenti delle due zone e con l'ausilio dei quattro contrafforti estradossali posti intorno al tamburo e gravanti sui pilastri del transetto (fig. 12).

Durante la fase di concezione della struttura è stata chiaramente sottovalutata la rigidità dei pennacchi, ovvero la loro capacità di agire come mensole in grado di supportare le circa 400 tonnellate di carico derivanti dal peso proprio del sistema tamburo-cupola-lanterna. Probabilmente, considerata la distanza che, nella proiezione planimetrica, risulta fra il cerchio e il vertice del quadrato circoscritto, si era pensato di affidare di fatto agli arconi del transetto l'intero carico, tramite quattro grandi archi di scarico appositamente realizzati nello sviluppo del tamburo. Ciononostante si era provveduto comunque a realizzare i pennacchi con muratura piena ben ordita a mensola.

I cedimenti fondali, innescatisi probabilmente già nei primi anni di costruzione, hanno amplificato il ruolo degli archi di scarico discretizzando dal sistema di trasferimento del carico i quattro pennacchi angolari.

Il risultato, che dovette apparire allarmante allo stesso costruttore, consisteva in un'eccessiva par-

tecipazione dei sistemi arco-catena posti sui lati nord e sud del transetto, causando nei materiali costituenti sollecitazioni non compatibili con le caratteristiche di resistenza, ovvero fessurazioni e lesioni. Inoltre, a causa dello sfalsamento del tamburo rispetto all'asse degli arconi, gli stessi risultavano soggetti a fenomeni di torsione, con importanti rotazioni trasversali (fig. 13)

Una prova evidente di questo assetto statico improprio è fornita dalla lettura delle tensioni nelle catene d'acciaio degli arconi nord e sud, ove è presente una sollecitazione unitaria prossima a quella di snervamento dell'acciaio. Sono inoltre evidenti fenomeni di innesco di espulsione della muratura intradosale in corrispondenza dei capichiave, immersi per solo pochi decimetri nella muratura d'ambito.

La cronaca (si vedano le ricerche dell'architetto Stefano Cusatelli) riferisce di un secondo costruttore, il Valmagini, che a pochi anni dalla costruzione intervenne modificando la copertura della navata e dell'abside con l'aggiunta di circa un metro di muratura per appesantire l'imposta delle volte e dei pilastri del transetto, rinforzando gli arconi nord e sud all'intradosso e all'imposta con la creazione di nuove strutture murarie e l'inserimento di quattro contrafforti sui pennacchi pensati per "contenere" le spinte della cupola e riportarle sul pilastro esterno del transetto. L'intervento più efficace, che ha modificato sostanzialmente le sorti del sistema strutturale cupola-tamburo, è consistito nel posizionare più ordini di tiranti a "reggia" a varie altezze, sia nella cupola che nel tamburo, aumentando significativamente la solidarietà strutturale a favore di sicurezza. Lo spunto derivava dalla chiesa di San Carlo ai Catinari, a Roma, dove la grande cupola (terza per importanza all'atto della concezione), aveva provocato problemi analoghi, parzialmente ovviati creando delle costolature esterne legate con catene e riducendo le aperture delle grandi finestre del tamburo.

#### 2.2.4 Definizione degli elementi di sostegno

La necessità di dimensionare puntoni e catene di scarico ha condotto a concepire un modello del sistema cupola-tamburo-contrafforti costituito da elementi finiti di tipo "brick", tridimensionali. Tali elementi, parametrici a 8 nodi, permettono di implementare con dettaglio più prossimo alla reale configurazione fisica e geometrica gli strati di murature a sacco del tam-

buro, gli elementi della cupola e gli spessori di nervature e irrigidimenti.

Il dimensionamento degli elementi di rinforzo è stato operato scegliendo la massima sollecitazione applicabile (intero peso della struttura). Tale valore è stato rapportato alla tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato secondo un coefficiente di sicurezza unitario, visto che l'intero carico rappresenta un valore limite mai raggiungibile nella realtà.

I nuovi puntoni e catene sono implementati con elementi asta.

Le figure in allegato (14-17) esemplificano il processo di implementazione e di calcolo.

#### 2.3 Il progetto di consolidamento strutturale

Scendendo nel dettaglio dell'intervento strutturale possiamo schematizzare le seguenti categorie di attività:

1. interventi di consolidamento del substrato di fondazione;
2. consolidamento delle strutture murarie portanti;
3. consolidamento delle strutture in legno di copertura;
4. consolidamento degli archi e delle volte della navata, dell'abside e della cupola centrale.

##### 2.3.1 Interventi di consolidamento del substrato di fondazione

Come già esposto nel capitolo precedente, nell'edificio in esame si sono riscontrati nel tempo cedimenti assoluti e differenziali.

Per quel che concerne i cedimenti assoluti, questi si notano tralasciando la chiave degli archi di navata e abside, misurando quote altimetriche in andamento linearmente decrescente a partire dalla facciata nord verso l'abside con una differenza massima di quote nord-sud pari a circa 25 cm. Tali quote, probabilmente allineate in fase di costruzione, testimoniano il notevole differenziale di consolidamento a lungo termine dei terreni di sedime a favore del transetto in presenza di pressioni sostanzialmente differenti. È nota in effetti la consuetudine costruttiva di contenere gli allargamenti dei setti murari in fondazione indipendentemente dal carico superiore.

In questo caso le fondazioni del transetto cementano il terreno con tensioni quasi triple rispetto ai setti perimetrali delle cappelle, con valori molto prossimi ai limiti di rottura per il substrato di sedime. È inoltre probabile che la rottura "storica" della catena posta sull'arcone

sud del transetto abbia dato origine a una sollecitazione di presso-flessione sui pilastri di competenza, aumentando ulteriormente il cimento sulla porzione più esterna della fondazione degli stessi.

La presenza di strati di terreno più consistenti sul lato ovest del fabbricato, come rilevato dalle indagini geologiche, fa sì che in tale zona i fenomeni di cedimento differenziale siano meno accentuati.

Sovrapponendo i dati forniti dall'indagine tomografica alle prove con martinetti piatti si è individuato, invece, un consistente cedimento differenziale in corrispondenza del pilastro nord-est del transetto, con una successiva leggera rotazione dell'arcone nord del transetto stesso.

In particolare il detensionamento delle murature perimetrali in prossimità del transetto e intorno al pilastro nord-est dichiara la capacità della struttura muraria di proseguire nel moto di subsidenza per "steps" oppure, occasionalmente, al verificarsi di eventi sismici nonché periodi siccitosi con significative escursioni del livello della falda.

L'intervento è quindi pensato per garantire il ritensionamento della zona di fondazione e dei relativi muri in elevazione. Il sistema adottato, a caratteristica poco invasiva, consiste in una campagna di iniezioni di stabilizzazione del substrato, tramite resine ureiche di tipo espandente, dosate secondo la condizione particolare della fondazione.

Si è pertanto eseguita un'iniezione controllata di materiale espandente, per costituire una zona di terreno sovraconsolidato fra la base della fondazione in assestamento e gli strati profondi di terreno con migliori caratteristiche geomeccaniche.

Va osservato che per evitare l'effetto opposto a quello voluto, ovvero trasformare le parti più soffici in zone ad alta resistenza lasciando il resto dell'edificio al suo movimento "naturale", si è valutato di estendere gli interventi di consolidamento di cui sopra, graduandone la quantità, lungo lo sviluppo dei muri perimetrali longitudinali delle navate, e in corrispondenza dell'intera proiezione della cupola, dove i carichi sono più rilevanti e i cimenti fondali comunque più elevati. È essenziale in questi casi, data la snellezza della struttura, abbattere l'impatto dell'intervento fondale sul complesso murario in elevazione.

Il sistema di rilevamento ha permesso di controllare la localizzazione delle iniezioni e la loro efficacia per la stabilizzazione delle murature in elevazione.

### *2.3.2 Consolidamento delle strutture murarie portanti.*

La struttura muraria verticale dell'edificio è apparsa generalmente in buone condizioni di conservazione e non ha mostrato la presenza di fessurazioni di rilievo, a eccezione della zona a est del transetto.

Tale assunzione è stata confermata dalla campagna di indagini termografiche che, al di là dell'individuazione di alcune aperture murate (fronte ovest del transetto) e di alcune discontinuità, dovute alla presenza di pietre e ciottoli nel sacco delle murature, non ha evidenziato situazioni di particolare degrado.

In conseguenza al cedimento del pilastro nord-est, cui si è già accennato nel capitolo precedente, l'intera parete est della navata ha subito una rototraslazione verso sud, evidente in tutte e quattro le cappelle laterali.

Nel corso dei lavori di consolidamento del tamburo sono state eseguite iniezioni di malta superfluida con leggera sovrappressione nelle porzioni di muratura dei pilastri che presentavano cavità e discontinuità. Come già accennato, la parete est del transetto presentava una situazione fessurativa caratterizzata da una forte estroflessione, con discretizzazione mediana beante da metà altezza all'imposta della gronda. Tale discontinuità è stata risarcita e le tensioni derivanti dall'estroflessione assorbite con una fascia di tessuto in CFRP, posta in prossimità della gronda, ove la deformazione era massima.

### *2.3.3 Consolidamento di archi e volte delle navate*

In genere, nel passato, gli interventi di consolidamento e ripristino di volte lesionate sono stati impostati con procedimenti piuttosto complessi, ricorrendo a contrafforti o a carichi suppletivi all'imposta delle volte stesse; in tempi recenti l'utilizzo di materiali leggeri, resistenti a trazione, ha consentito di intervenire senza variare la consistenza delle masse e la *facies* all'intradosso.

Nello spirito di quest'ultima metodologia, il consolidamento optato consiste nell'applicazione estradossale di materiali compositi come tessuti

in fibra di vetro (GFRP) o in fibra di carbonio (CFRP), applicati per mezzo di speciali resine epossidiche.

Il consolidamento delle volte è stato ottenuto mediante l'esecuzione di una cappa di calce posta all'estradosso e armata con fasciature in tessuto di fibra di vetro (GFRP) solidarizzato al supporto con resine epossidiche. Il rinforzo in composito non viene disposto sull'intera superficie della volta, ma solo in corrispondenza alle nervature ove si riscontrano le maggiori concentrazioni degli sforzi e sulle intersezioni fra gli elementi dove il tessuto è più vulnerabile. Sui muri perimetrali la cappa viene risvoltata e solidarizzata tramite la diffusa infissione di connettori metallici di piccolo diametro (fig. 18).

L'utilizzo di questo sistema di consolidamento consente di ottenere sezioni resistenti miste calce-composito-laterizio, la cui collaborazione viene assicurata dalla resistenza allo scorrimento fornita dall'aderenza tra calce, resina epossidica e laterizio.

Come evidenziato nel modello di calcolo (paragrafo 2.2.2), il risultato più importante risiede nel fatto che nella sezione resistente, inserendo materiali performanti a trazione (GFRP), le trazioni derivanti dai cimenti flessionali si concentrano proprio in tale strato, lasciando al laterizio le sollecitazioni di compressione. Tale comportamento è riscontrabile sia in fase statica, con la struttura sottoposta ai soli carichi permanenti, che in fase dinamica, ove le porzioni di struttura rinforzata si configurano tridimensionalmente come una vera e propria trave reticolare avente corrente teso sul colmo e puntone compresso in corrispondenza della muratura perimetrale.

In caso di cemento sismico il sistema murario consolidato presenta risorse statiche sufficienti a sopportare in campo elastico le deformazioni indotte dal sisma stesso senza plasticizzazioni e, di conseguenza, senza l'innescio di nuovi fenomeni fessurativi.

Inoltre la configurazione a rottura risulta sostanzialmente più stabile, potendosi ipotizzare un meccanismo di collasso solo all'atto della crisi interna del sistema misto laterizio-cappa-tessuto, crisi che può avvenire solo per sollecitazioni molto più consistenti di quanto prevedibile anche in presenza di eventi sismici eccezionali per la giacitura alluvionale in cui la zona di Parma è situata.

#### 2.3.4 Intervento di consolidamento del sistema cupola-tamburo-archi di scarico

La messa in opera di elementi di rinforzo alla base del tamburo (accoppiamento intradosso ed estradosso di materiali resistenti a trazione in CFRP), completamente celati dalla geometria della struttura, consente al tamburo di reagire alle sollecitazioni verticali con comportamento flessionale a "trave parete", nel quale la muratura in laterizio è sostanzialmente compressa, mentre gli elementi di rinforzo in CFRP assicurano la necessaria resistenza in zona tesa.

È da ricordare l'intervento propedeutico all'installazione dei materiali in composito, atto a ripristinare le caratteristiche meccaniche della muratura in presenza di malte degradate. Per tale intervento è stata utilizzata la tecnica delle microiniezioni di malte superfluide in leggera sovrappressione, con diffusione omogenea nella massa del tamburo, con particolare cura per zone più sollecitate.

Questo è l'intervento di consolidamento più significativo fra quelli eseguiti, rispondendo alla necessità primaria di riportare le sollecitazioni verticali di cupola e tamburo ai pilastri del transetto, scaricando da questa funzione impropria *in primis* gli arconi del transetto e infine anche i pennacchi a mensola.

Tale schema era già stato intuito dal Valmagini quando, in occasione del primo massiccio intervento di ristrutturazione della cupola, aveva cercato di irrigidire il corpo del tamburo con reggiature esterne e contrafforti diagonali sui pennacchi.

Seguendo lo stesso approccio, ma avendo a disposizione materiali innovativi, l'insieme tamburo-cupola è stato irrigidito, come già accennato, per mezzo della sistematica fasciatura con tessuto bidirezionale di CFRP sia sul lato esterno, che sulla superficie interna, nelle zone in cui non si presentavano interferenze con le decorazioni (fig. 19).

Creata in questo modo una cerchiatura dell'insieme con caratteristiche di estrema rigidità, il tamburo è stato vincolato in quattro punti a nuovi puntoni diagonali in grado di trasferirne i carichi verticali sui pilastri del transetto: i quattro contrafforti estradosso originali, discretizzati nel corso dei secoli dal corpo del tamburo, sono stati ripristinati alla funzione portante cercata dal Valmagini per mezzo di rinforzi in acciaio inclinati (figg. 20 e 21), dimensionati secondo i carichi ricavabili dal modello tridimensionale precedentemente illustrato.

La componente orizzontale di sollecitazione che si manifesta a causa dell'inclinazione dei puntoni viene compensata disponendo alla base del tamburo una cerchiatura di catene in barre Dywidag, che consente la messa in tensione del sistema di rinforzo per mezzo di martinetti idraulici (figg. 22 e 23). In sintesi il pre-tensionamento della cerchiatura rende possibile lo scarico sui puntoni di un'importante quota parte dei carichi verticali del tamburo della cupola e della lanterna. In fase di pre-tensionamento infatti, attraverso il sistema catene-puntoni, circa la metà del carico massimo previsto in sede teorica è stato trasferito dagli arconi ai pilastri del transetto.

Tale importante risultato è stato confermato dalle variazioni di sollecitazione dei martinetti piatti (fig. 24) posti sul tamburo, confrontando la lettura iniziale a struttura non consolidata con le letture effettuate dopo ogni singolo step di tensionamento delle catene (fig. 25).

### 2.3.5 Intervento sulle catene del transetto

Esaurita la fase di consolidamento e stabilizzazione dell'insieme cupola-tamburo, è stato possibile eseguire in condizioni di sicurezza l'intervento sulle catene degli arconi del transetto.

Le indagini conoscitive avevano evidenziato un alto tasso di sollecitazione dell'acciaio, oltre alla marcata fragilità del sistema di ancoraggio dei capichiave, ammorsati a pochi decimetri dalla superficie interna dell'imposta.

L'intervento è stato dunque rivolto a ottenere un significativo decremento della sollecitazione nel tirante, insieme a un ancoraggio che offrisse la maggior collaborazione possibile con i pilastri del transetto.

Si è previsto quindi di installare nuovi tiranti, posti alla minor distanza possibile dalle catene esistenti, pre-tensionando in via cautelativa la base degli archi mediante l'inserimento di quattro catene provvisorie.

Analogamente a quanto eseguito per la cerchiatura del tamburo, le nuove catene sono costituite da barre di acciaio tipo Dywidag, dimensionate in relazione al carico massimo previsto dal modello di calcolo. I capichiave sono costituiti da piastre opportunamente nervate (dato il notevole sviluppo), posizionate sotto l'intonaco della facciata anziché all'interno della muratura.

La scelta di lasciare nella loro sede le vecchie catene e conservarne la funzione portante, seppur con tassi di sollecitazione compresi nel campo dell'ammissibilità, ha permesso di attenuare l'impatto sulle murature d'ambito. I decrementi effettivi riscontrati arrivano fino al 30% e, seppure inferiori a quanto prevedibile in condizioni teoriche "ideali" a causa dei fenomeni di *fluage* nelle murature, sono tuttavia sufficienti, come già esposto, a riportare il sistema a una rinnovata disponibilità di "riserva statica" strutturale in relazione a futuri eventi sismici.

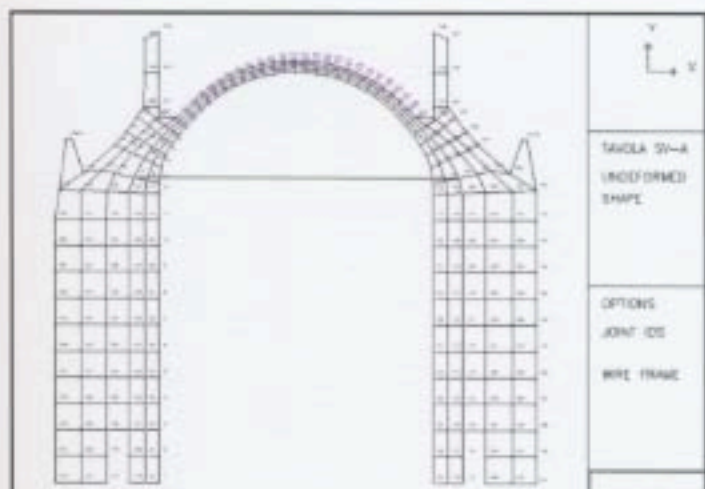


Figura 1. Geometria e discretizzazione, nodi.

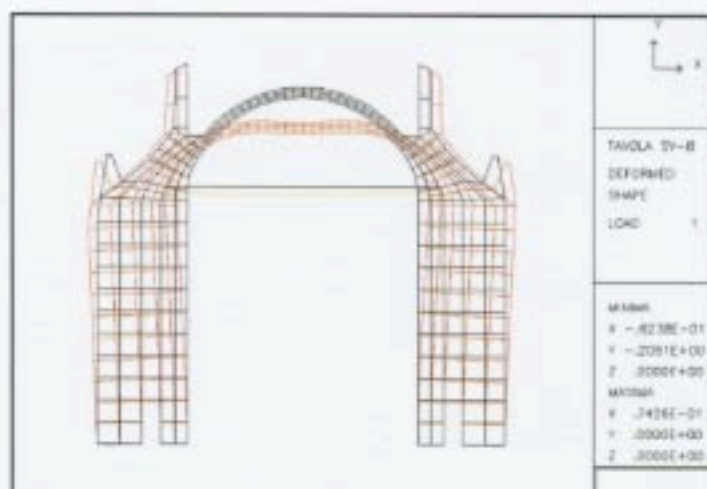


Figura 2. Deformata elastica amplificata

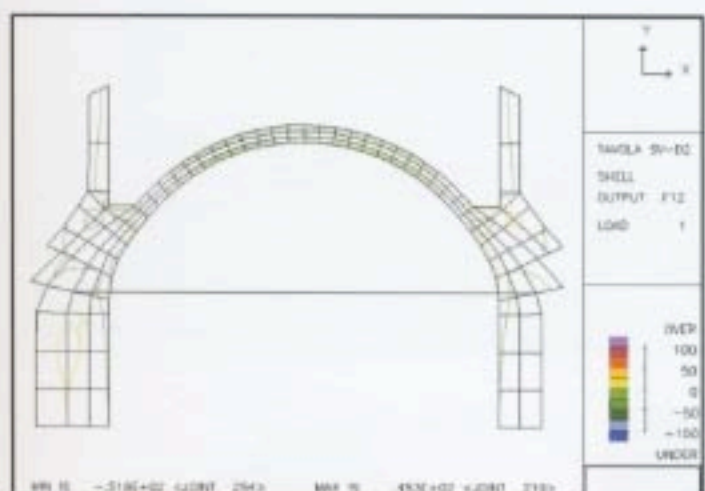


Figura 3. Tensioni principali (integrazione), dettaglio ( $\text{daN/cm}^2 \times 100$ ).

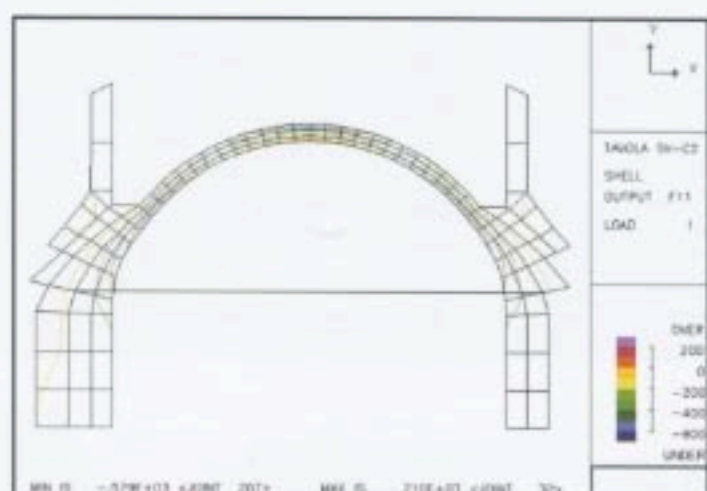


Figura 4. Tensioni tangenziali (integrazione), dettaglio ( $\text{daN/cm}^2 \times 100$ ).

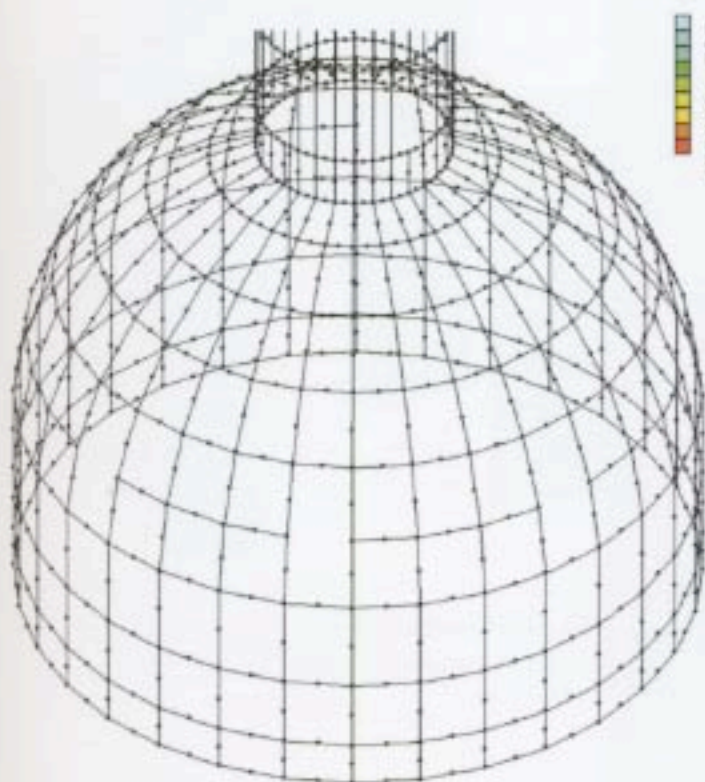


Figura 5. Discretizzazione cupola.

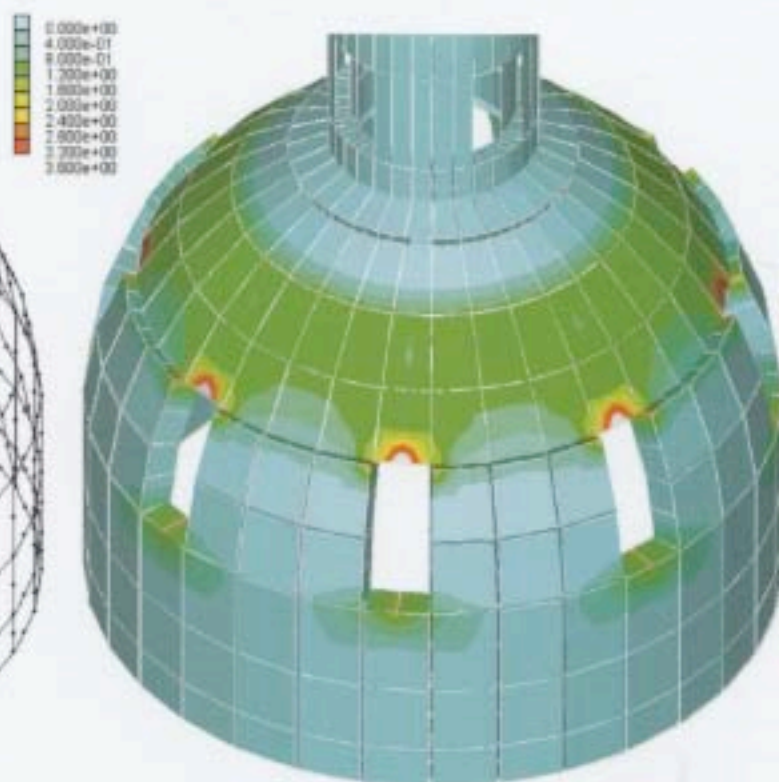


Figura 6. Struttura esistente con peso proprio e sovraccarichi: tavola di sintesi rappresentante le tensioni principali di trazione (per sollecitazioni flessionali) nella porzione di cupola sopra le finestre ( $\text{daN/cm}^2$ ).

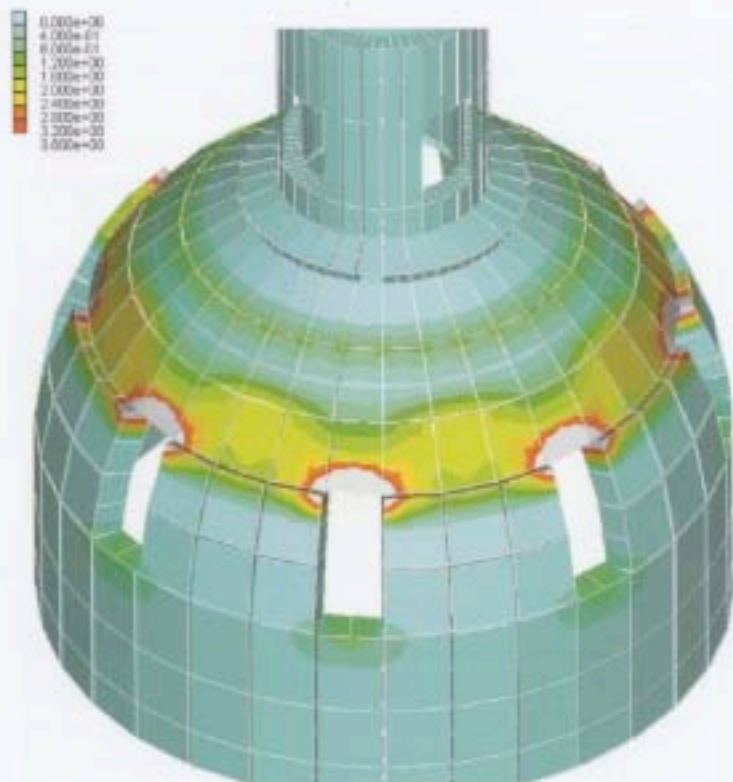


Figura 7. Cerchiatura della struttura con anello in CFRP resistente a trazione posto al di sopra dell'architrave della finestratura della cupola, tensioni principali di trazione per sollecitazioni flessionali ( $\text{daN}/\text{cm}^2$ ).

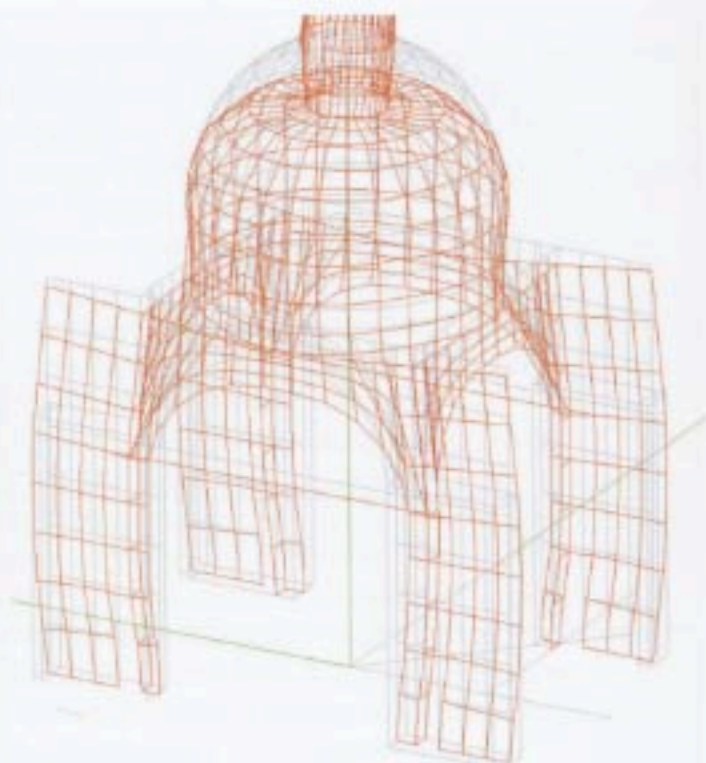


Figura 8. Deformata qualitativa in seguito all'applicazione dei pesi propri e dei sovraccarichi.

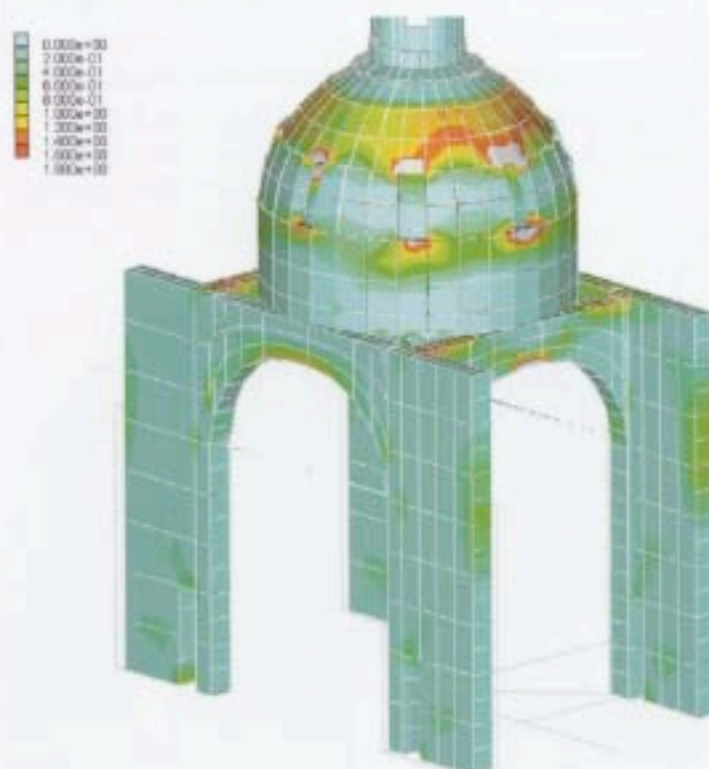


Figura 9. Stato di fatto. Integrazione delle tensioni principali di trazione ( $\text{daN}/\text{cm}^2$ )

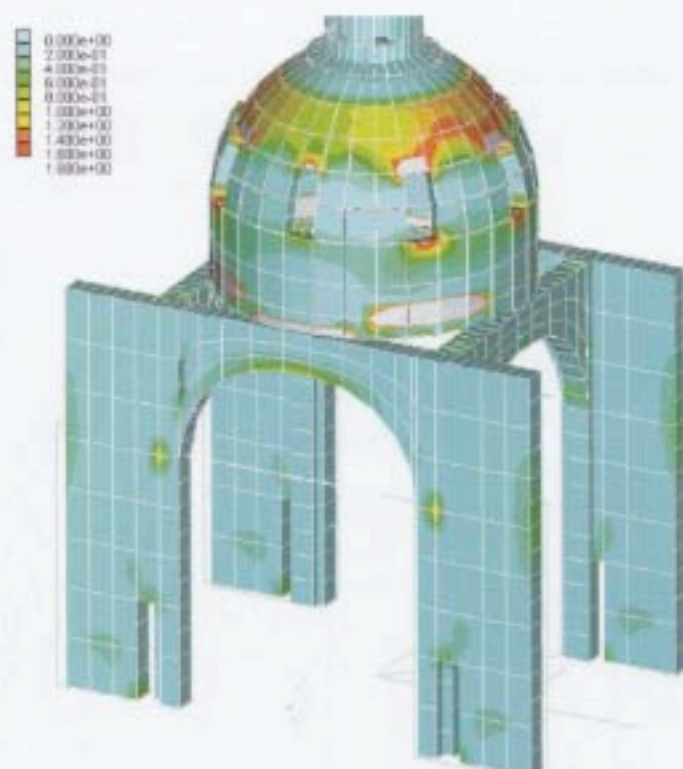


Figura 10. Inserimento di rinforzi nel tamburo. Integrazione tensioni principali di trazione ( $\text{daN}/\text{cm}^2$ ).



Figura 11. Discretizzazione dei puntoni estradossali.



Figura 12. Fenomeni di torsione sull'arcone Nord del transetto.

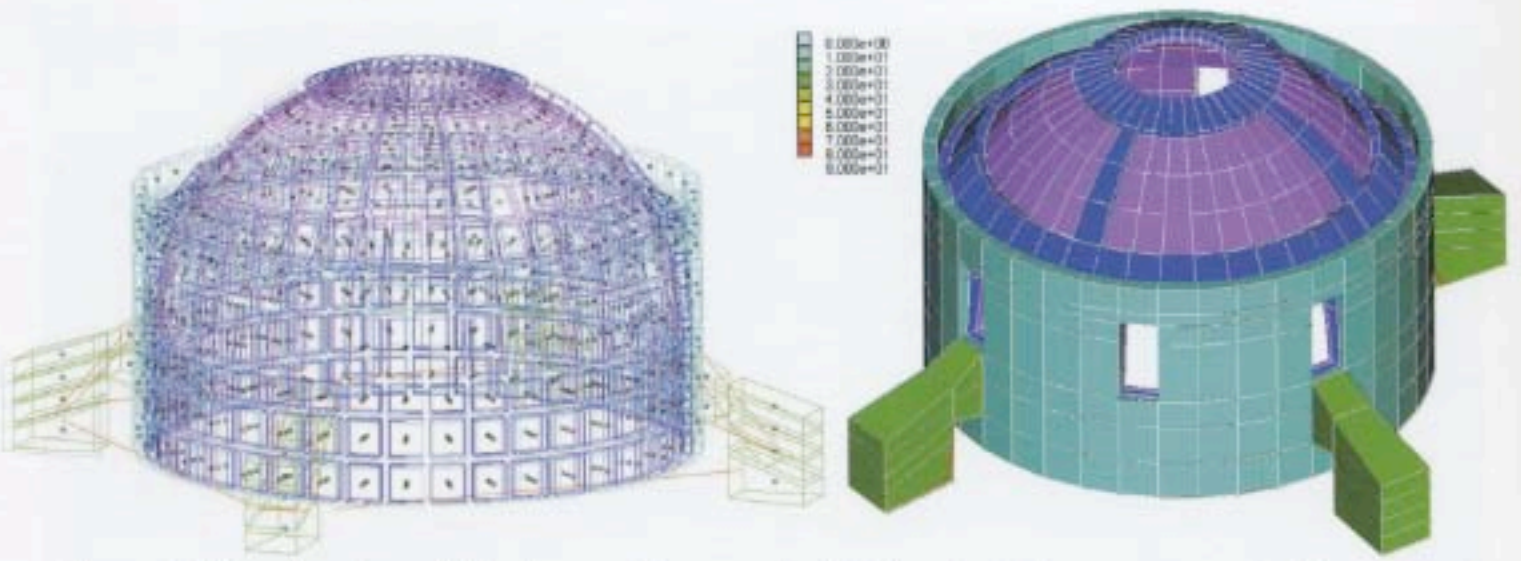


Figura 13. Discretizzazione dell'insieme tamburo-cupola. I differenti colori rappresentano i differenti strati di murature

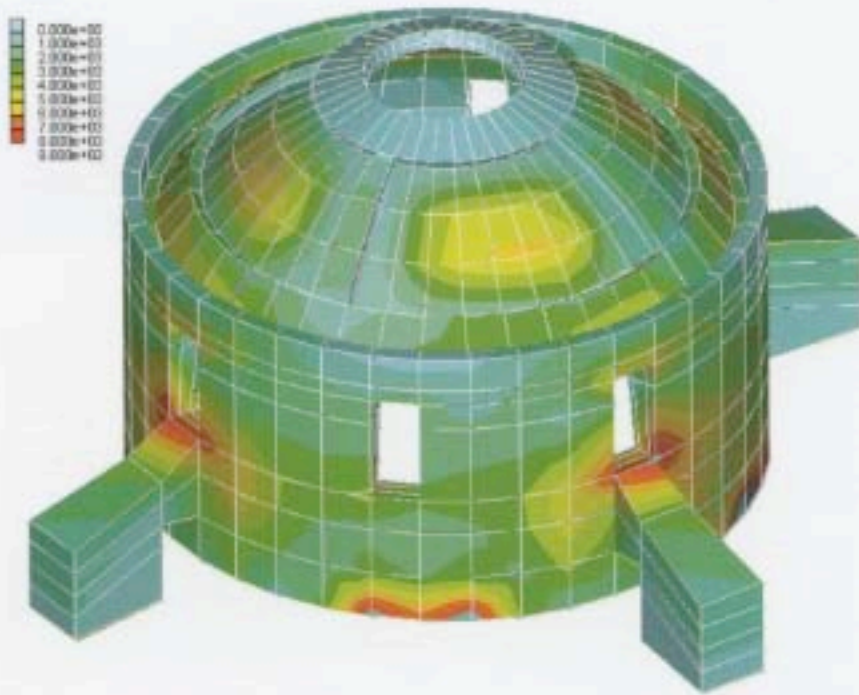


Figura 14. Stato di fatto - integrazione delle tensioni principali di trazione (daN/m<sup>2</sup>)

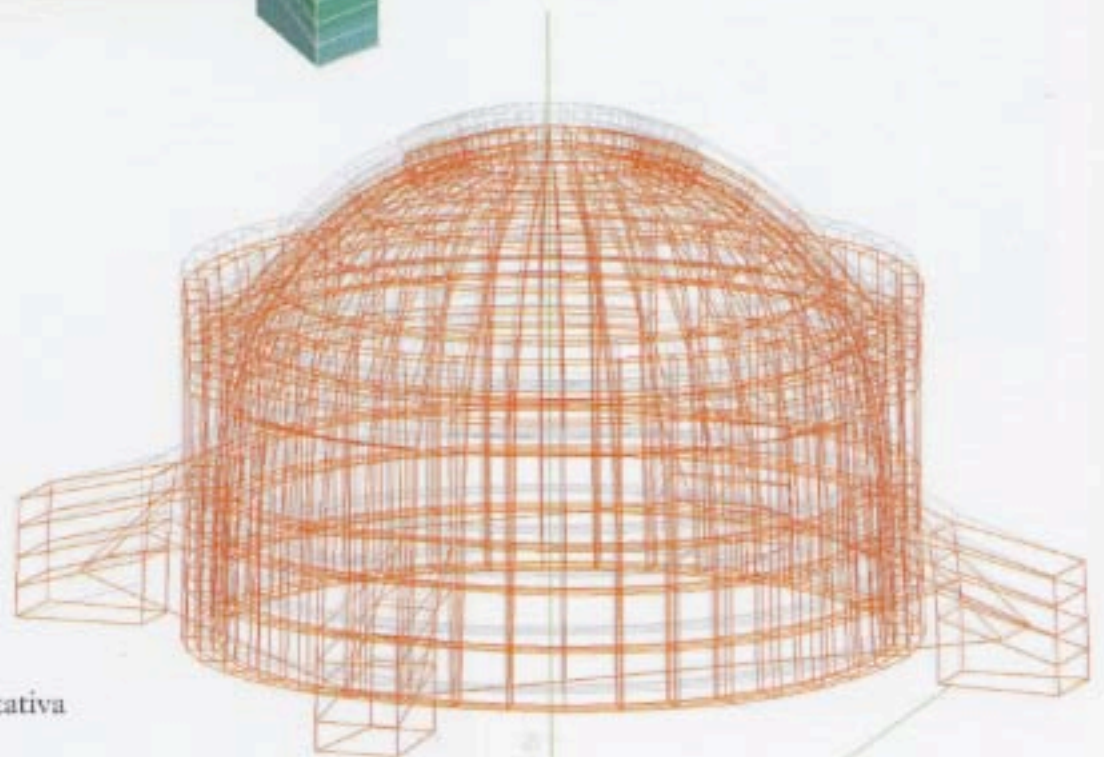


Figura 15. Deformata qualitativa

Figura 16. Inserimento di catene e puntoni. Diagrammi degli sforzi assiali (in blu le forze di trazione, in rosso quelle di compressione).

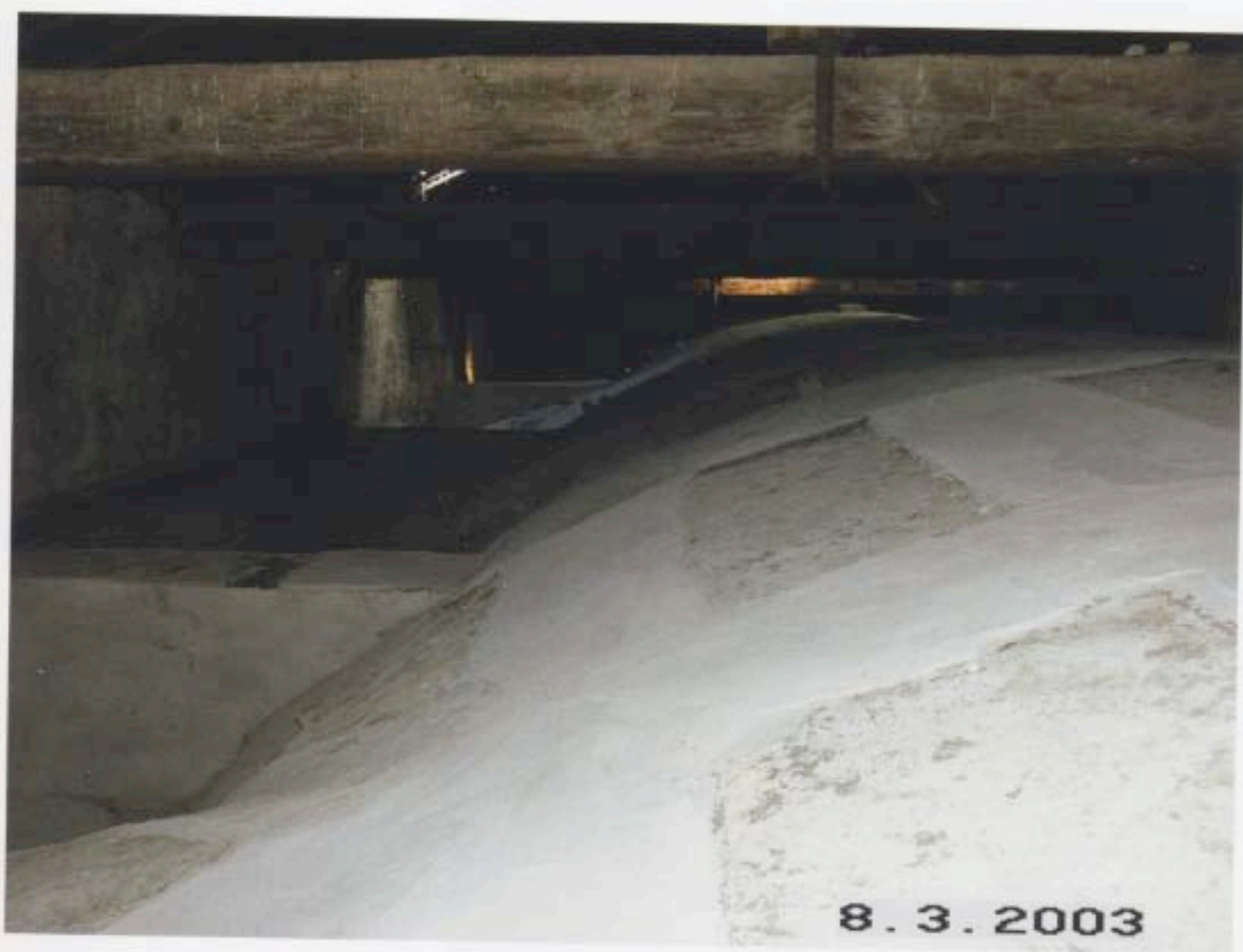
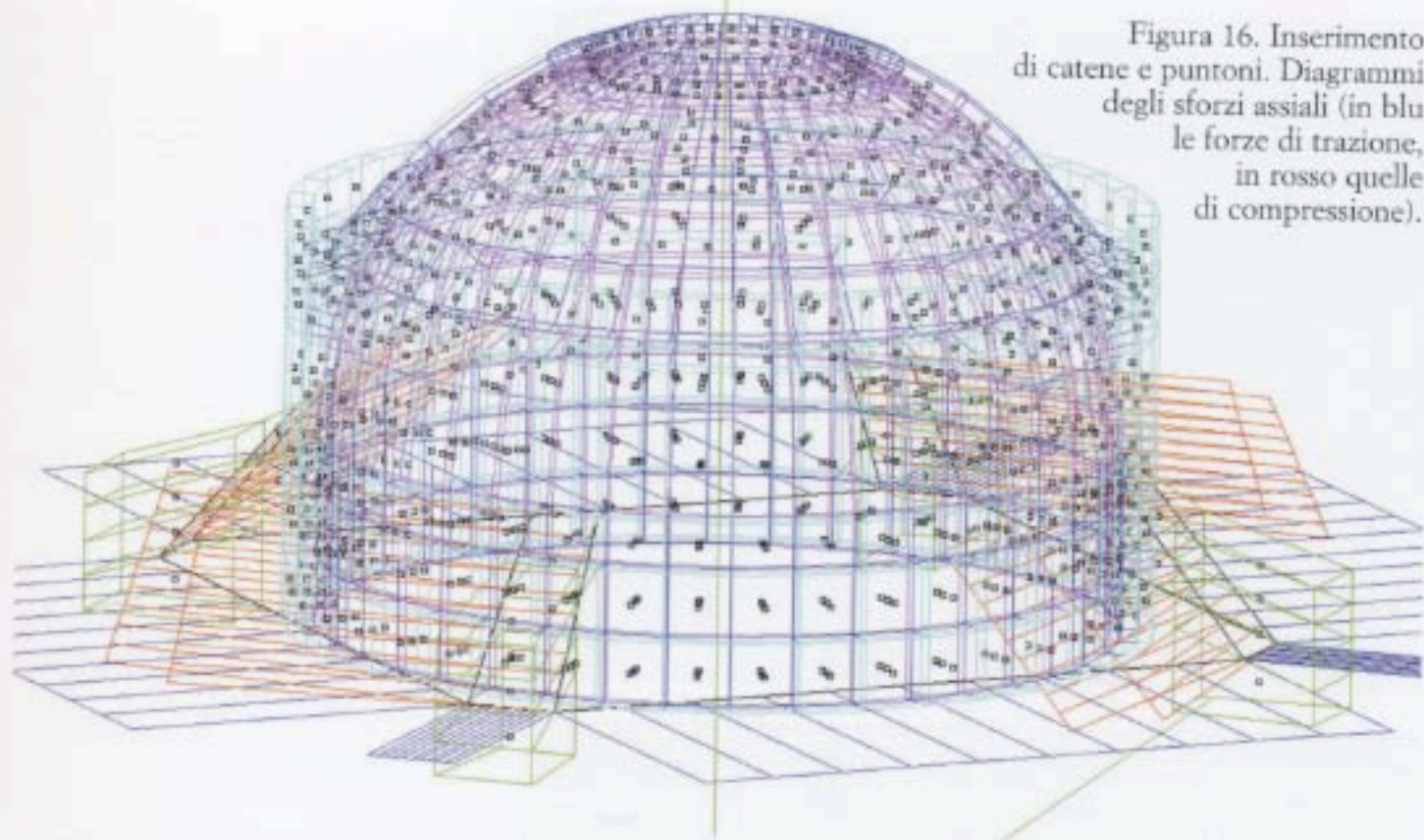


Figura 17. Consolidamento delle volte della navata con tessuto in GFRP.



Figura 18. Fasciatura del tamburo con CFRP.



Figura 19. Puntone in acciaio.



Figura 20. Innesto dei puntone nel tamburo.

Figura 21. Nodo puntone-catene.



Figura 22. Sistema di pretensionamento delle catene con martinetto idraulico.



Figura 23. Martinetti piatti nella muratura del tamburo.



**"CHIESA di S. VITALE" - PARMA**  
**PROVE CON MARTINETTI PIATTI**



TAB  
3

*tabella riassuntiva*

DATA:09-04-04

DATA MISURE	PUNTO	COEFF. K	PRESSIONE DI RIPRISTINO (Bar)	PRESSIONE EFFETTIVA (Bar)	MISURE DI RIPRISTINO		
					BASE A	BASE B	BASE C
17/11/03	M1	#DIV/0!	0.0	0.0	0.018	(-527)	-0.500
17/11/03	M2	0.63	4.6	2.9	-0.783	-0.780	0.170
17/11/03	M3	0.73	1.5	1.1	-0.705	-1.062	-0.083
17/11/03	M4	0.71	1.4	1.0	-0.670	-0.248	-1.211
-	M5	-	-	-	-	-	-
17/11/03	M6	0.68	4.4	3.0	-1.534	-2.314	-1.928
17/11/03	M7	0.73	1.1	0.8	-1.231	-0.565	0.216
17/11/03	M8	#DIV/0!	0.0	0.0	-0.590	3.689	1.395

DATA MISURE	PUNTO	COEFF. K	PRESSIONE DI RIPRISTINO (Bar)	PRESSIONE EFFETTIVA (Bar)	MISURE DI RIPRISTINO		
					BASE A	BASE B	BASE C
09/04/04	M1	0.72	1.2	0.9	-0.001	-0.518	0.510
09/04/04	M2	0.63	4.3	2.8	-5.550	-0.780	-0.177
09/04/04	M3	0.72	1.7	1.2	-0.695	-1.064	-0.099
09/04/04	M4	0.70	1.3	0.9	-0.734	-0.280	-1.255
-	M5	-	-	-	-	-	-
09/04/04	M6	0.63	3.9	2.5	-1.532	-2.310	-1.900
09/04/04	M7	0.72	1.3	0.9	-1.222	-0.572	0.208
09/04/04	M8	#DIV/0!	0.0	0.0	0.061	3.802	-1.510

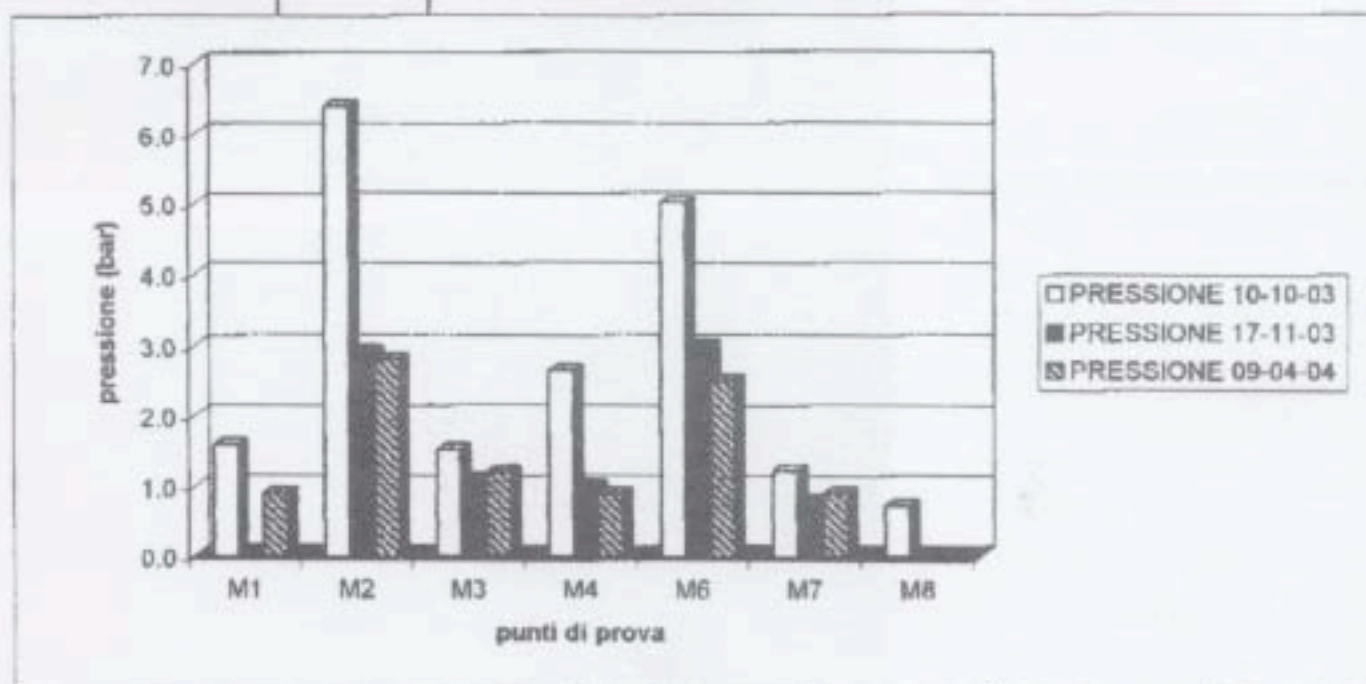


Figura 24. Quadro riepilogativo sollecitazioni sul tamburo.