

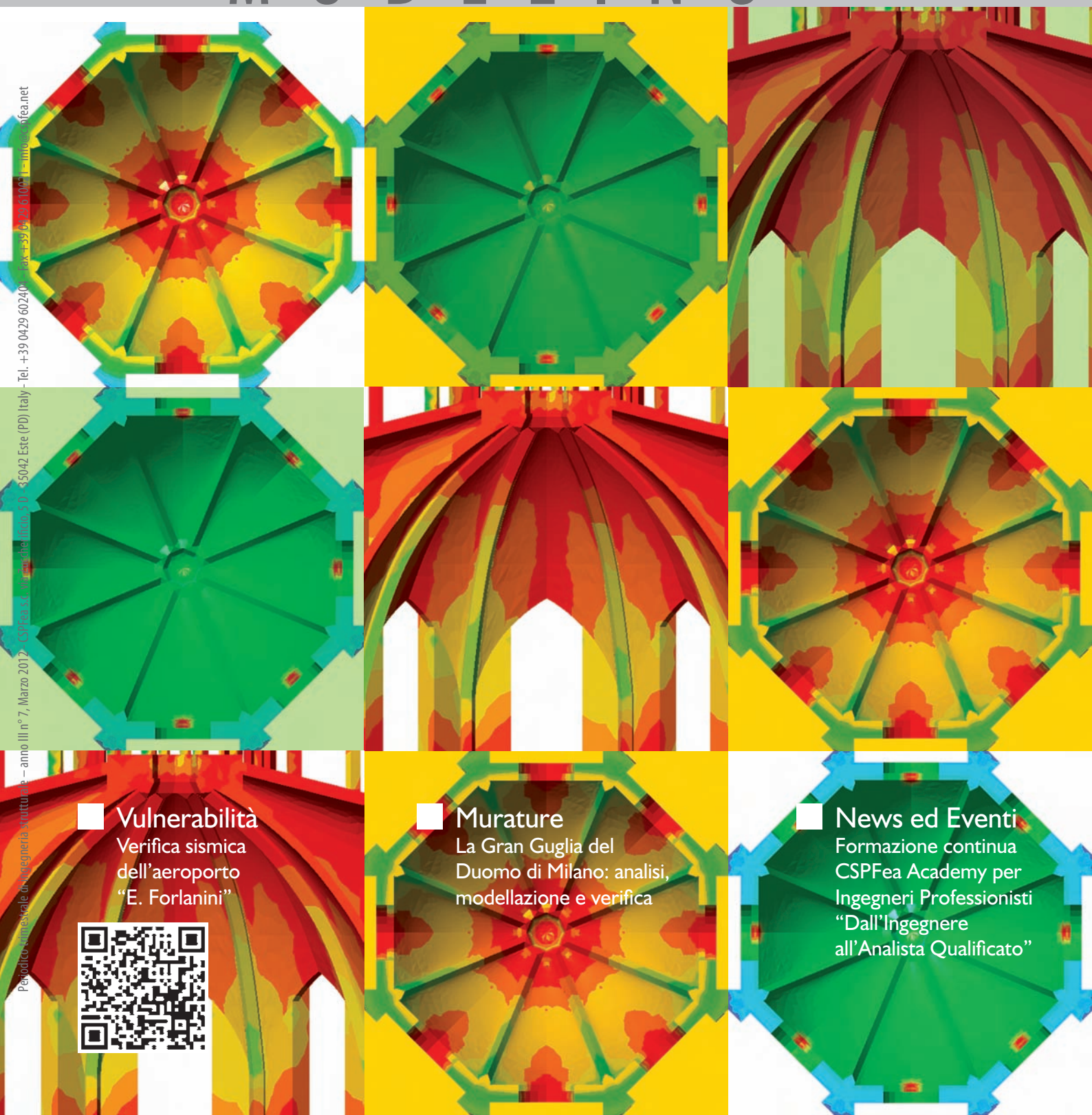
STRUCTURAL

7

magazine di ingegneria strutturale www.structural-modeling.it

numero sette

M O D E L I N G



■ **Vulnerabilità**
Verifica sismica
dell'aeroporto
"E. Forlanini"



■ **Murature**
La Gran Guglia del
Duomo di Milano: analisi,
modellazione e verifica

■ **News ed Eventi**
Formazione continua
CSPFea Academy per
Ingegneri Professionisti
"Dall'Ingegnere
all'Analista Qualificato"

Periodico semestrale di ingegneria strutturale - anno III n° 7, Marzo 2017 - CSPFea s.p.a. - via della Libertà 10 - 35042 Este (PD) Italy - Tel. +39 0429 60240 - Fax +39 0429 610061 - info@cspfea.net

2



Ing. Paolo Segala
Direttore Responsabile e CEO di CSPFea s.c.

Una riflessione sulle strutture per lo spettacolo.

Gli artisti sono in prima fila per richiamare le organizzazioni sulla buona gestione degli eventi e i recenti tragici eventi (il collasso in fase di montaggio del palco di Jovanotti a Trieste, e di quello di Laura Pausini a Reggio Calabria, ma anche quello del Jammin' Festival di Mestre, 2007, collassato per azioni del vento) non sono ammissibili da chi lavora con passione nel mondo dello spettacolo.

I palchi attuali sono complessi, vanno considerati come delle vere e proprie costruzioni: le Leggi ci sono, non servono altre Norme che porterebbero solo nuove burocrazie e nuovi responsabili ma non ad una migliorata sicurezza.

Ci sono aspetti che, per la costruzione di un grattacielo o un ponte, sono ordinari per lo strutturista, ma non necessariamente vengono considerati per uno stage. Questi stages, ma anche le molte strutture temporanee di grandi eventi, sono sempre più ardite. Ci domandiamo: i progettisti incaricati hanno una adeguata indipendenza dalla committenza? Sono qualificati per questo tipo di calcoli? Considerano sufficientemente le azioni eccezionali del vento? Considerano il rischio di un sisma (con tempo di ritorno ragionevole)? Il terreno (o il pavimento) ha sufficiente capacità portante? La costruzione per fasi è stata adeguatamente calcolata per ogni nuovo montaggio della struttura in un luogo differente (e con rispetto delle eventuali varianti)? Le masse sospese sono state considerate nelle esatte posizioni (spesso decise in opera)? La robustezza della struttura è stata considerata per il danneggiamento accidentale di folle che si spostano? I calcoli sono validati da un collaudatore? I lavori di erezione e smontaggio sono seguiti da un Direttore dei Lavori?

Gli Artisti potrebbero sollecitare gli organizzatori che aderire ad un Protocollo (adesione volontaria), "Safe Stage", potrebbe migliorare notevolmente le garanzie di sicurezza del personale, delle cose e soprattutto degli spettatori degli eventi.

Sarebbe necessario un lavoro serio, coordinato da un Panel di esperti "volontari", come siamo abituati in NAFEMS, che possa scrivere delle Linee Guida per la sicurezza di queste strutture speciali.

Si dovrebbero definire con chiarezza i requisiti di qualificazione dei Progettisti, dei Validatori, dei Direttori dei Lavori. Si potrebbero listare i limiti/features di ciascuna struttura (Palasport, Stadio, Parco, etc) che possa ospitare strutture temporanee per un evento, creando Luoghi Certificati dotati di un "ranking". Si potrebbero elencare i calcoli minimi richiesti e le verifiche incrociate da effettuare.

Infine si potrebbero promuovere quegli eventi che adottano il protocollo Safe Stage, come sinonimo di sicurezza e qualità.

Un Safe Stage Working Group potrebbe quindi lavorare ("volontariamente") in breve tempo (3-4 mesi), poiché le conoscenze e gli strumenti ci sono già e nulla è da inventare: gli ingegneri strutturisti italiani sono pienamente in grado di gestire la sicurezza di queste importanti opere.

Paolo Segala

Direttore Responsabile e CEO di CSPFea s.c.
direttore@structural-modeling.it

3 News ed eventi

CSPFea Academy – Formazione Continua per Ingegneri Professionisti "dall'Ingegnere all'Analista qualificato"

4 Murature

La Gran Guglia del Duomo di Milano: analisi, modellazione e verifica.

Ing. Gian Michele Calvi, Ing. Matteo Moratti, Dr. Roberto Nascimbene, Ing. Ettore Fagà, Ing. Rui Pinho.

8 Murature

Analisi di un edificio monumentale: la Chiesa di S.Maria della Misericordia a Correggio (RE).

Ing. Corrado Prandi.

13 Vulnerabilità

Verifica sismica dell'aeroporto "E. Forlanini".

One Works Spa.

17 Vulnerabilità

Analisi di vulnerabilità sismica del viadotto autostradale in C.A. Rio Torto.

Ing. Picca.

magazine di ingegneria strutturale
www.structural-modeling.it

Le opinioni espresse negli articoli pubblicati dalla rivista Structural Modeling, impegnano esclusivamente i rispettivi autori.

Editore: casa editrice Il Prato - www.ilprato.com

Progetto grafico: ADV solutions - www.advsolutions.it

© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.

CSPFea

www.cspfea.net · www.csp-academy.net



CSPFea distribuisce:



Corsi CSPFea

14/15/16 Marzo 2012 • Torino: "Modellazione Geotecnica e Analisi FEM 3D con Midas/GTS"; coordinato da CSPFea
Docenti Prof. Riccardo Castellanza e Ing. Stefano Scapin.

Corsi formazione continua

27 Aprile 2012 • "Prestazioni sismiche di edifici esistenti in muratura" - Prof. Natalino Gattesco.

24 Maggio 2012 • "L'applicazione dell'isolamento sismico per i ponti in acciaio e in c.a.p." - Prof. Raimondo Luciano.

21 Settembre 2012 • "Il calcolo sismico con le analisi dinamiche non lineari: accelerogrammi, modelli a fibre, comprensione dei risultati" - Prof. Enrico Spacone.

5 Ottobre 2012 • "L'analisi numerica e il progetto di piastre, gusci e serbatoi: acciaio, cemento armato ordinario e precompresso" Dr Roberto Nascimbene.

14 Dicembre 2012 • "La modellazione geotecnica per una corretta interazione terreno struttura" - Prof. Riccardo Castellanza.

Per informazioni e iscrizioni segreteria@cspfea.net, tel. 0429602404, www.cspfea.net.

Corsi

13 Aprile 2012 • ASSO Bologna: "Corso Geotecnica"
Per informazioni assoemiliaromagna@eur.it.

25/26 Maggio 2012 • EUCentre Pavia: "Analisi, progettazione e verifica di grandi strutture: gusci e serbatoi"
Coordinato da Prof. Gian Michele Calvi.

Luglio 2012 • EUCentre Pavia: "Meccanica non-lineare delle strutture: metodi, modelli ed applicazioni"
Coordinatori: Ferdinando Auricchio - Roberto Nascimbene

Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

Nuove Versioni MIDAS 2012



MIDAS Gen

La soluzione consolidata per la progettazione di edifici e strutture generiche.



MIDAS DShop

La soluzione integrata con MIDAS/Gen per la produzione di disegni di armature e carpenterie.



MIDAS Civil

La soluzione professionale per la progettazione di ponti e infrastrutture.



MIDAS FEa

La soluzione validata ed autorevole per le analisi di CA, acciaio, muratura e per lo studio del vento.



MIDAS GTS

La soluzione più innovativa per le analisi geotecniche tridimensionali

Informazioni dettagliate al sito www.cspfea.net

CSPFea e Structural Modeling sono sui Social Media.
Tutte le news di interesse per gli strutturisti su:



Csp Fea



CspFea



supportofea03



@CSPFea1

Formazione Continua per Ingegneri Professionisti

Grande successo per il primo corso CSPFea Academy "Vulnerabilità sismica degli edifici e analisi pushover" tenuto dal Prof. Paolo Riva dell'Università di Bergamo e presentato da Tim Morris, Nafems UK.

Oltre 30 professionisti presenti al corso hanno avuto modo di confrontarsi sulle tematiche proprie dell'analisi sismica di edifici in C.A.

Prossimo appuntamento **venerdì 27 Aprile 2012** "Analisi di edifici esistenti considerati strategici" con il Prof. Natalino Gattesco, Università di Trieste.

vedi calendario a pag. 12



La Gran Guglia del Duomo di Milano: analisi, modellazione e verifica¹

4

Ing. Gian Michele Calvi, Matteo Moratti • Studio Calvi, Ingegneria e Architettura, Pavia - gm.calvi@studiocalvi.eu, matteo.moratti@studiocalvi.eu
 Ing. Roberto Nascimbene, Ettore Fagà • EU Centre, Settore Analisi Strutturale, Pavia - roberto.nascimbene@eucentre.it, ettore.faga@eucentre.it
 Ing. R. Pinho • E EQCO, Earthquake Consulting, Pavia - rui.pinho@eqco.it

La guglia maggiore del Duomo di Milano ha rappresentato fin dalla sua progettazione un esempio unico di architettura gotica e al contempo un'opera ardita di ingegneria. La struttura che oggi è possibile ammirare in sommità alla cattedrale milanese è stata progettata da Francesco Croce, in qualità di architetto della Fabbrica del Duomo di Milano, nel 1763 (Stolfi, 2003). La guglia maggiore manifestò i primi problemi già nel 1842, quando a causa del degrado dei materiali ed in particolare della corrosione degli elementi in ferro si ebbe il crollo di una parte del belvedere alto, in seguito a questo evento si avviò un processo di restauro conservativo dell'opera sotto la supervisione dell'architetto conte Ambrogio Nava (Nava, 1845). La corrosione delle parti in ferro della guglia continuò negli anni e si aggravò notevolmente a causa del forte inquinamento. Questo ha spinto il consiglio della Veneranda Fabbrica del Duomo a intraprendere un intervento di restauro più esteso dei precedenti che preveda la sostituzione delle parti danneggiate irrimediabilmente ed il recupero di quelle meno severamente deteriorate. Tale estesa opera di restauro richiede la costruzione di un ponteggio metallico che circonda la guglia per tutta la sua altezza e nonostante il ponteggio non rappresenti un'opera ardita, la sua collocazione lo rende problematico per gli stessi aspetti che avevano reso preoccupante il progetto della guglia: il supporto "difficile" (Corradi e Calvi, 2009) su cui andrà ad essere collocato e il considerevole incremento di area esposta all'azione del vento.

Le preoccupazioni relative alla costruzione del ponteggio metallico hanno spinto allo sviluppo di uno studio di fattibilità che prevedesse la modellazione della struttura esistente mediante le attuali tecniche numeriche allo scopo di identificare eventuali criticità per la guglia maggiore o per la cupola interna al tiburio legate alla costruzione del ponteggio (Nascimbene et al., 2012). La valutazione degli effetti dell'intervento sulla guglia e sul tiburio è stata condotta mediante lo sviluppo di un modello tridimensionale agli elementi finiti. La complessa geometria dell'opera ha richiesto il ricorso ad una modellazione con elementi tridimensionali "brick" che comporta numerosi vantaggi tra i quali una formulazione numerica molto stabile in quanto basata direttamente sulle leggi della meccanica del continuo, la possibilità di riprodurre fedelmente la geometria degli elementi senza la necessità della definizione di linee o superfici d'asse, la parziale riduzione del numero di gradi di libertà (solo tre per nodo) e la maggiore versatilità nella definizione di legami costitutivi in campo non lineare rispetto agli elementi "shell". La realizzazione del modello ad elementi finiti ha richiesto una prima fase di modellazione tridimensionale CAD, condotta a partire dalla restituzione dei disegni architettonici in possesso (Fig. 1) e dalla sovrapposizione dei diversi dati a disposizione (prospetti, sezioni e proiezioni) così da massimizzare l'accuratezza del modello semplificato della complessa geometria considerata.

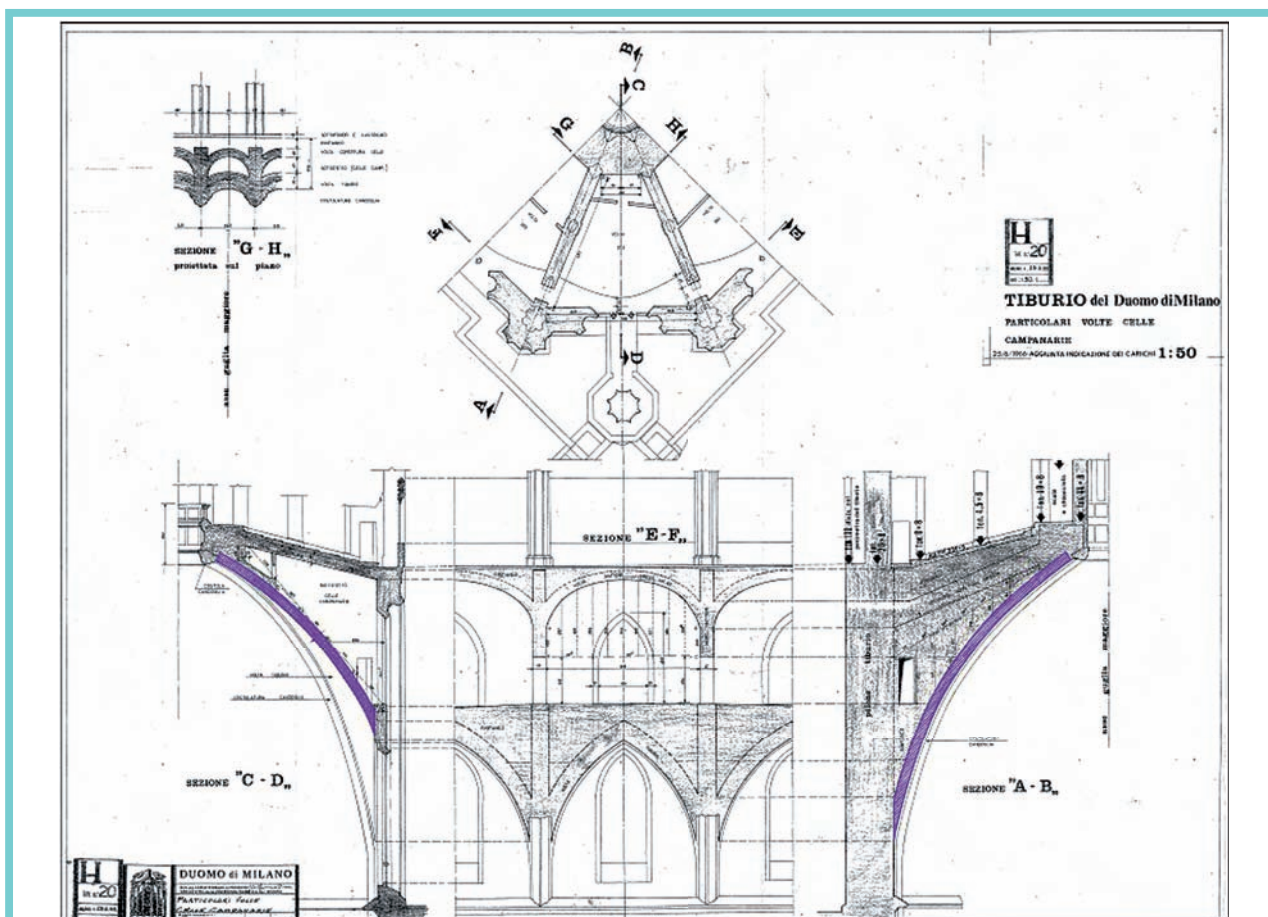


Figura 1: Valutazione delle curvature nel piano verticale a partire dai disegni architettonici (cortesia della Veneranda Fabbrica del Duomo di Milano).

¹ Estratto dall'articolo "Realizzazione di un ponteggio metallico per la Gran Guglia del Duomo di Milano: analisi, modellazione, verifica ed identificazione dinamica", R. Nascimbene, E. Fagà, A. Cigada, M. Vanali, M. Moratti, R. Pinho, G.M. Calvi, Progettazione Sismica, IUSS Press, in fase di pubblicazione, 2012.

La presenza di geometrie a diverse curvature e in alcuni casi particolarmente spigolose, come in corrispondenza della guglia e alla base delle volte, ha motivato l'impiego di elementi tetraedrici per la realizzazione della mesh del modello numerico, i quali risultano più versatili rispetto ai più classici e regolari elementi esaedrici.

Durante la fase di definizione della mesh tridimensionale (Fig. 2 e Fig. 3), la dimensione minima per gli elementi è stata definita così da garantire almeno due elementi e cinque punti di gauss nello spessore delle volte in muratura, in particolare in vista di un'estensione delle analisi in campo non lineare. Si è inoltre riposta particolare attenzione alla riduzione della distorsione dello jacobiano della mesh sia a livello locale che globale, in modo da garantire una sufficiente regolarità e stabilità del modello numerico.

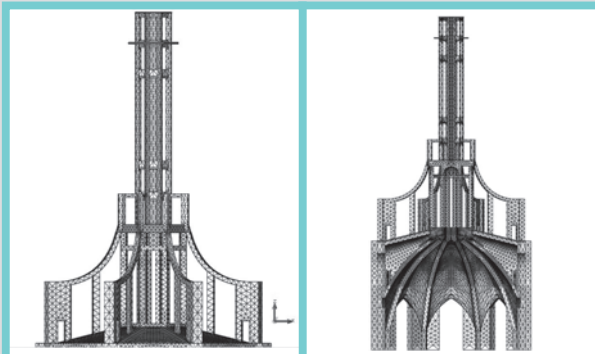


Figura 2:
Dettaglio del modello FEM - guglia

Figura 3:
Sezione del modello FEM.

Le catene metalliche presenti lungo il perimetro del tiburio, su due livelli, sono state modellate mediante elementi "truss" in acciaio, analogamente si è operato per gli elementi che collegano le pareti portanti con la sommità dei finestrone presenti sulle pareti del tiburio. Sono state, inoltre, modellate tutte le catene osservate all'interno della guglia nel corso dei sopralluoghi effettuati (Fig. 4). La presenza del rinforzo elicoidale intorno alla colonna cava centrale della guglia, che si sviluppa dalla quota del primo terrazzo fino alla cima, è stata considerata nel modello sotto forma di un incremento del 5% di rigidità dell'elemento strutturale in quanto è stata valutata come più funzionale all'incremento di duttilità del materiale piuttosto che all'incremento della sua rigidità.

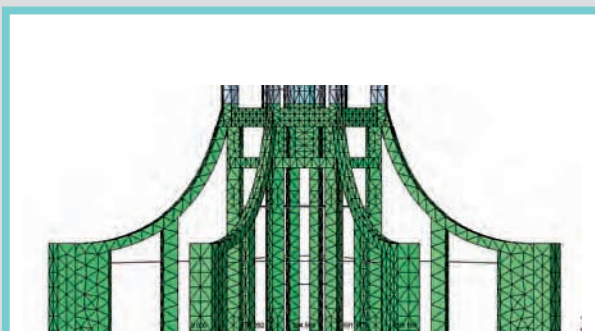


Figura 4: Modellazione delle catene mediante elementi "truss".

Le scale marmoree presenti all'interno della guglia principale sono state idealizzate mediante degli elementi "link" rigidi che connettono la colonna cava centrale alle otto colonnine che la circondano.

L'analisi della porzione di struttura modellata agli elementi finiti è stata condotta in una prima fase assumendo un comportamento lineare elastico e isotropo dei materiali. Sono state condotte quattro differenti analisi in funzione dei carichi agenti considerati:

- Caso 1: carichi gravitazionali della struttura valutati a partire dai pesi specifici dei materiali;
- Caso 2: carichi gravitazionali della struttura, carichi gravitazionali e permanenti del ponteggio e carichi da neve;
- Caso 3: carichi gravitazionali della struttura e azione esercitata dal vento sulla stessa;
- Caso 4: carichi gravitazionali della struttura, carichi gravitazionali e permanenti del ponteggio e azione esercitata dal vento sulla struttura e sul ponteggio.

Lo scopo è quello di comparare i risultati ottenuti, in termini di stato tensionale, per la struttura soggetta alle sole azioni gravitazionali con quelli comprendenti anche quelle indotte dal vento in presenza ed in assenza del ponteggio. Data la carenza di informazioni riguardo alla reale resistenza degli elementi in muratura, dovuta all'assenza di prove sperimentali sul materiale deteriorato dagli agenti atmosferici, è possibile valutare la fattibilità dell'intervento determinando lo scarto fra lo stato tensionale che la struttura si è trovata a sopportare sino ad oggi senza particolari inconvenienti, quindi compatibile con la sua resistenza, e i livelli di sforzo a cui sarebbe soggetta per effetto della presenza del ponteggio.

Le prime due analisi (Caso 1 e Caso 2) si proponevano di determinare l'effetto della presenza del ponteggio in termini di incremento di carichi verticali (considerando anche una quota di carico da neve); il confronto dei risultati ha evidenziato come lo stato di sforzo non aumenti in misura preoccupante, in particolare nelle costolature interne alla cupola, nei piloni del tiburio e all'interno della guglia (Fig. 5 e Fig. 6). Al contrario i risultati ottenuti per il Caso 3 e il Caso 4, hanno mostrato come gli effetti del vento siano sensibilmente diversi in presenza e in assenza del ponteggio, soprattutto con riferimento allo stato tensionale all'interno della guglia. All'altezza del primo terrazzo della guglia, si riscontrano incrementi degli sforzi verticali superiori al 50% sui valori massimi di compressione e la presenza di sollecitazioni di trazione abbastanza significative (Fig. 7). Presumibilmente gli sforzi di trazione osservati nell'ultima analisi non possono essere assorbiti dalla muratura lapidea deteriorata della guglia, pertanto per una più accurata valutazione dello stato tensionale si è ritenuto necessario lo sviluppo di analisi non lineari.

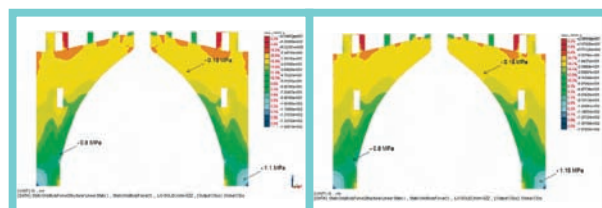


Figura 5: Confronto dell'andamento degli sforzi in direzione verticale, σ_z [N/cm²], all'interno del tiburio fra Caso 1 a sinistra e Caso 2 a destra.

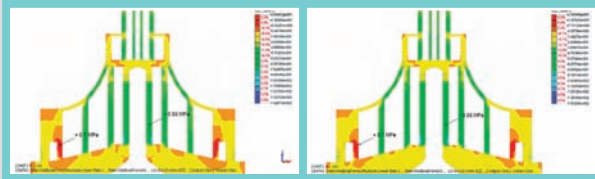


Fig. 6: Confronto dell'andamento degli sforzi in direzione verticale, σ_z [N/cm²], alla base della guglia fra Caso 1 a sinistra e Caso 2 a destra.

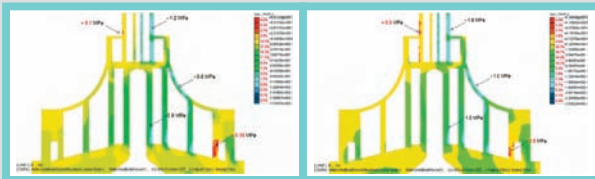


Figura 7: Confronto dell'andamento degli sforzi in direzione verticale, σ_z [N/cm²], alla base della guglia fra Caso 3 a sinistra e Caso 4 a destra.

Le analisi lineari condotte sul modello numerico sviluppato hanno evidenziato l'insorgere di non trascurabili sforzi di trazione a livello della base della guglia nel caso in cui sia prevista la presenza del ponteggio soggetto all'azione del vento. La muratura in pietra di cui è composta la guglia, tuttavia, non pare in grado di assorbire tali sforzi di trazione, quindi una corretta valutazione dello stato tensionale richiede il passaggio all'analisi in campo non lineare. In questo ambito, il comportamento della muratura in marmo di Candoglia è stato idealizzato secondo un legame non resistente a trazione ("no tension") in modo da valutare l'incremento degli sforzi di compressione necessario a garantire le condizioni di equilibrio. Non sono state riscontrate variazioni significative dello stato di sforzo per quanto riguarda gli elementi componenti il tiburio e le vele della cupola. Gli scarti più significativi si sono evidenziati a livello della guglia, dove l'impossibilità di assorbire sforzi di trazione da parte degli elementi sopravento ha determinato un incremento delle compressioni in quelli sottovento; il massimo sforzo di compressione osservato (Fig. 8) all'altezza della guglia è passato da un valore di 1,6 MPa corrispondente all'analisi lineare per il caso 4 ad uno pari a 2,5 MPa nell'ipotesi di comportamento non lineare della muratura.

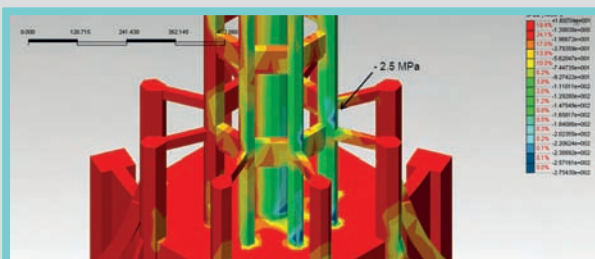


Figura 8: Andamento degli sforzi in direzione verticale, σ_z [N/cm²], alla base della guglia per il Caso 4, analisi non lineare.

Nonostante il massimo valore osservato non risulti particolarmente elevato per una muratura in marmo come quella in esame, l'incremento rispetto alla situazione preesistente risulta considerevole (più del 100%) e non è da ritenersi compatibile con le capacità resistenti degli elementi come stabilite a partire dalla loro precedente storia tensionale. È tuttavia da riscontrare come il significativo incremento sia localizzato all'altezza del primo

terrazzo della guglia, al di sopra del quale sono posizionati due ordini di collegamenti diretti fra il ponteggio e la guglia; pertanto è da attribuire alle forze orizzontali trasmesse dal ponteggio metallico a cui gli elementi sono per la prima volta sottoposti. Questa osservazione suggerisce lo sviluppo di una soluzione alternativa di collegamento del ponteggio alla struttura esistente al fine di evitare eccessivi incrementi dello stato di sforzo di quest'ultima.

Lo studio condotto ha consentito di identificare le criticità legate alla realizzazione dell'opera provvisoria e di valutare soluzioni alternative per la sua realizzazione tali da ridurre l'impatto sul già delicato equilibrio globale della Gran Guglia.

La realizzazione della campagna di restauri consentirà di preservare la Guglia Maggiore del Duomo di Milano che rappresenta non solo una straordinaria opera di ingegneria e di architettura ma anche il più chiaro simbolo della cattedrale ambrosiana.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare la Veneranda Fabbrica del Duomo di Milano per il materiale fornito essenziale per lo sviluppo del presente lavoro. Un ringraziamento particolare va al Direttore della Veneranda Fabbrica del Duomo di Milano, l'Ing. Benigno Mörling Visconti Castiglione e al Prof. Leone Corradi Dell'Acqua, membro del Consiglio di Amministrazione della Veneranda Fabbrica. Inoltre vanno ringraziati il Prof. Alfredo Cigada ed il Prof. Marcello Vanali ideatori di un'apposita campagna di misure pensata e realizzata per identificare sperimentalmente i primi modi di vibrare della struttura. Attraverso la loro analisi modale operativa è stato possibile verificare e controllare i risultati del modello numerico.

Bibliografia

Corradi Dell'Acqua, L., Calvi, G.M., 2009, *La gran guglia come opera di ingegneria: un'opera arida su un supporto difficile*, relazione del convegno: La gran Guglia del Duomo di Milano e il caso Croce, ottobre 2009, Milano.

Nascimbene R., Fagà E., Cigada A., Vanali M., Moratti M., Pinho R., Calvi G.M., *Realizzazione di un ponteggio metallico per la Gran Guglia del Duomo di Milano: analisi, modellazione, verifica ed identificazione dinamica*, Progettazione Sismica, IUSS Press, in fase di revisione.

Nava, A., 1845, *Relazione dei restauri intrapresi alla gran guglia del Duomo di Milano nell'anno 1844 e ultimate nella primavera corrente 1845*, Valentini, Milano.

Stolfi, G., 2003, *La costruzione della guglia maggiore e il consulto dei matematici*, in *e il Duomo toccò il cielo*, a cura di Brivio, E., Repishti, F., pp. 165-176, Skira, Milano.

cspfea

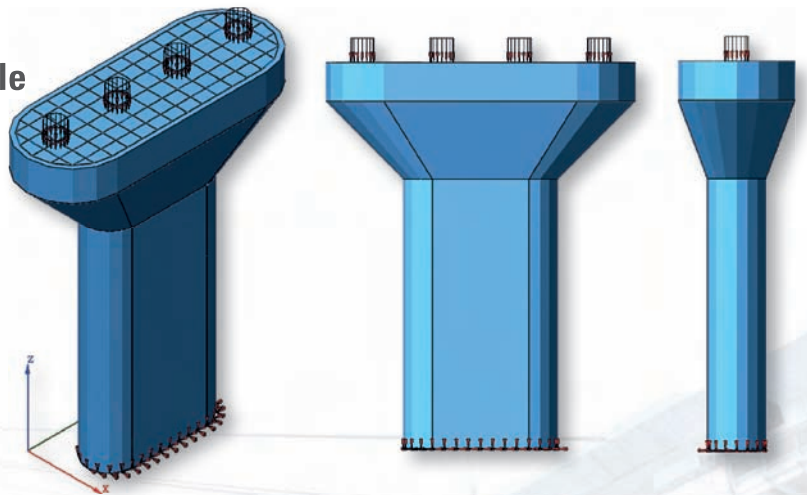


midas FEA

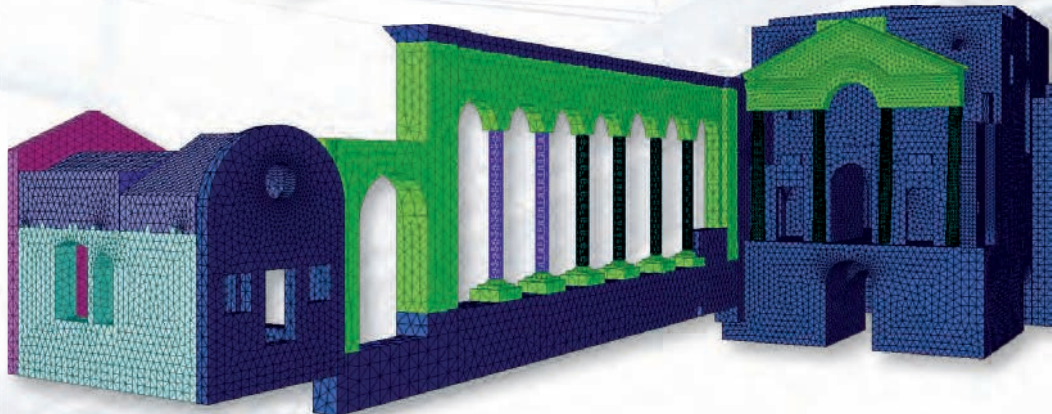
La soluzione validata ed autorevole per le analisi di CA, acciaio, muratura e per lo studio del vento

Campi di applicazione nell'ingegneria civile

- Pavimentazioni fessurate
- Trave armata con difetto
- Prove di Rottura a Taglio di una trave
- Muro curvo in c.a
- Strutture in muratura
- Capacità portante di una pila da ponte
- Pila da ponte sotto carico ciclico



Spalato - Tempio di Diocleziano



ISI Ingegneria Sismica Italiana



EUCENTRE Fondazione
Ente Sostenitore



NAFEMS
Italia

cspfea



CSPFea s.c.

via zuccherificio, 5/d - 35042 este (pd) italy
tel. +39 0429 602404 - fax +39 0429 610021
info@cspfea.net - www.cspfea.net

MIDAS

Advanced Engineering Solution

Analisi di un edificio monumentale: la Chiesa di S.Maria della Misericordia a Correggio (RE)

8

Ing. Corrado Prandi • Studio Prandi, Correggio (RE)
www.studioprandi.com

La costruzione della chiesa e dei locali contigui risale al 1300 ca; in questi 700 anni il fabbricato è stato interessato da molti interventi di modifica, aggiunte di elementi, riparazioni e variazioni agli accessi.

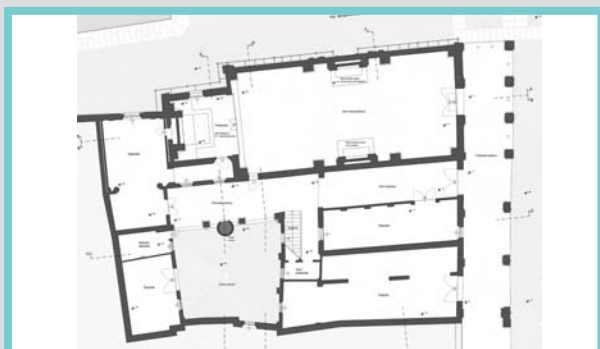


Figura 1: Pianta della struttura

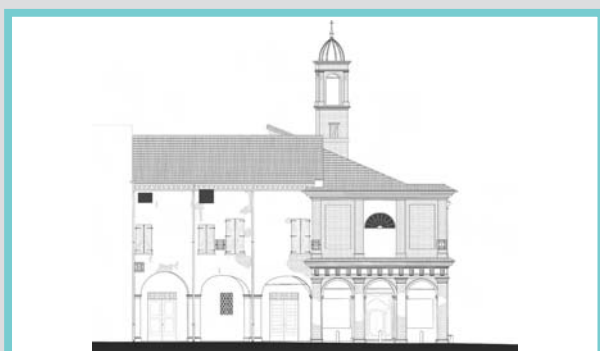


Figura 2: Prospetto della struttura

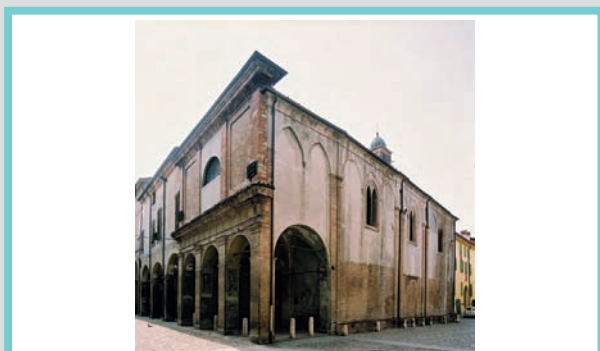


Figura 3: Campanile

Negli ultimi anni è stato istituito un Comitato per la messa in sicurezza della costruzione, particolarmente danneggiata dagli eventi sismici degli anni 1996 e 2000; lo scrivente è un componente di suddetto Comitato; ampie notizie storiche, elaborati grafici e tecnici, nonché immagini, sono visionabili e scaricabili visitando il sito www.studioprandi.com/external. La disponibilità di accurati rilievi geometrici sia dei materiali sia del quadro fessurativo, contenuti nelle tesi di laurea di motivati colleghi, unitamente alle estese informazioni storiche, ha consentito l'esecuzione di analisi strutturali fondate su dati attendibili.

Modellazione a telaio equivalente

In fase di generazione del telaio equivalente sono state operate importanti semplificazioni:

- limitazione nella disposizione delle murature secondo 3 direzioni, due delle quali tra loro ortogonali;
- modellazione degli archi con un elemento trave avente altezza pari alla metà della freccia dell'arco;
- inserimento nel doppio volume della navata della chiesa di un impalcato fittizio intermedio con trasferimento minimo di carico alle pareti;
- carichi equivalenti sulle pareti di bordo per considerare il contributo dei fabbricati in aderenza su due fronti;
- vincolo dei setti in fondazione secondo lo schema di trave su suolo elastico;
- assunzione dell'ipotesi di impalcato a comportamento rigido per tutti i livelli previsti nel modello;
- assunzione di uniformi caratteristiche meccaniche della muratura, pari al minimo valore proposto dalla norma vigente.

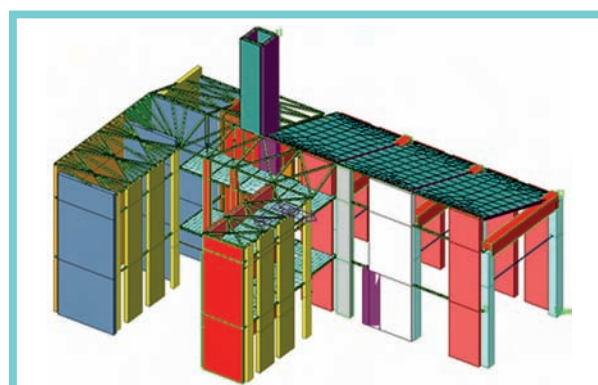


Figura 4: Modellazione a telaio equivalente

Grazie ad una delle query disponibili in Midas gen per il controllo pre-calcolo del modello, si è rilevata una massa totale di 33722 kg. Questo dato è uno dei parametri scelti per il confronto tra la presente modellazione a telaio equivalente e la successiva modellazione con elementi finiti bidimensionali.

In figura seguente si riportano le deformate relative ai primi due modi di vibrare. Il primo modo risulta essere in direzione trasversale alla navata e mobilita circa l'86% dell'intera massa; il secondo modo è longitudinale alla navata principale e mobilita il 24% della massa, concentrandosi nella zona del campanile.

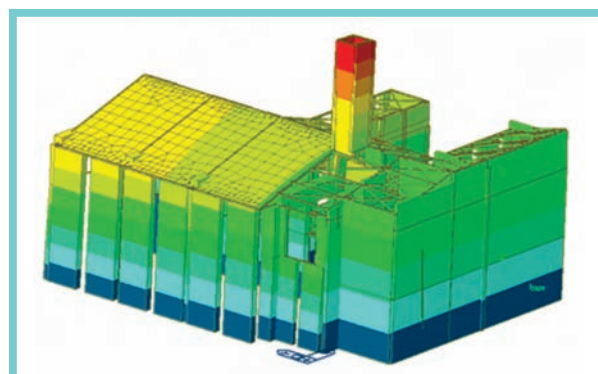


Figura 5: Deformata relativa al Modo 1 per il modello a telaio equivalente

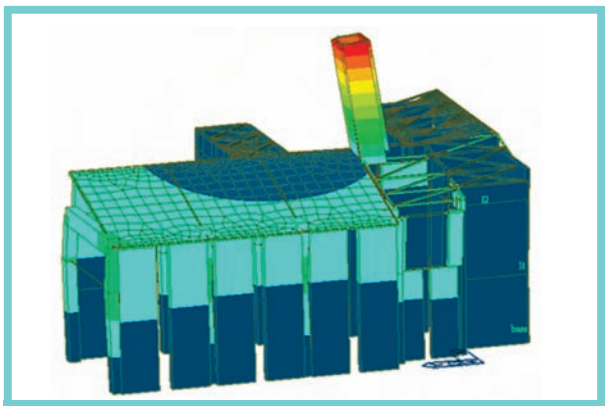


Figura 6: Deformata relativa al Modo 2 per il modello a telaio equivalente

Modellazione con elementi plate

Con l'intenzione di ottenere informazioni più dettagliate si è proceduto ad una modellazione ad elementi finiti bidimensionali.

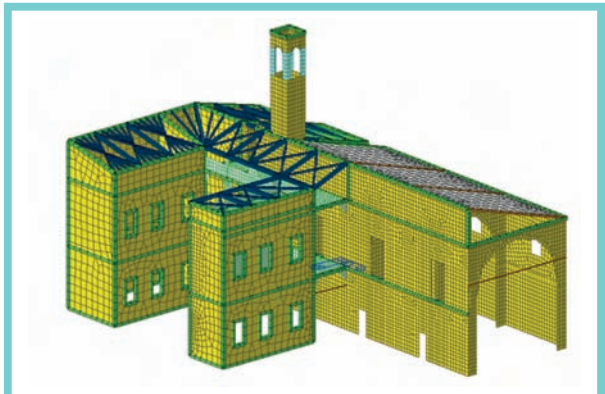


Figura 7: Modellazione ad elementi finiti bidimensionali

Sono state attribuite diverse caratteristiche meccaniche del materiale costituente gli elementi, cercando di considerare i vari periodi di edificazione od il posizionamento in zone danneggiate o geometricamente critiche:

- muratura antica con caratteristiche meccaniche modeste ($E=6.000 \text{ kg/cm}^2$);
- muratura dei pilastri della cella campanaria ($E=4.000 \text{ kg/cm}^2$);
- muratura meno antica e realizzata con leganti di qualità migliore (12.000 kg/cm^2);
- impalcato recente in acciaio e laterocemento ($E=300.000 \text{ kg/cm}^2$).

Il vincolamento esterno ha previsto l'incastro al livello delle fondazioni e vincoli secondo allineamenti verticali che potessero simulare il contenimento operato dalle murature delle costruzioni contigue.

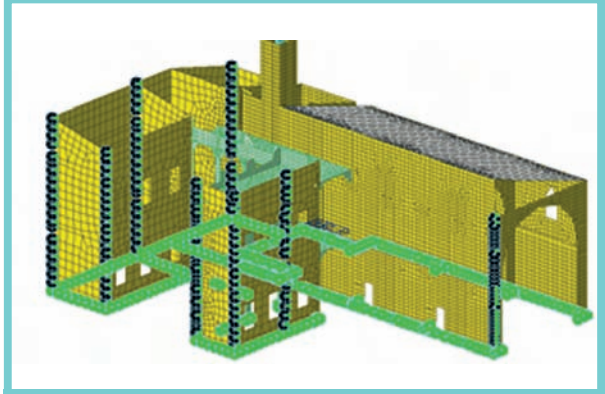


Figura 8: Vincolamento esterno

Sfruttando la versatilità del comando Rigid Link, si è attribuita l'opzione di piano rigido, agli impalcati a volta o di copertura, ritenendo tale ipotesi ragionevole grazie alla presenza di spessori elevati di laterizio, compatti massetti di pavimentazione e connessione tra gli elementi lignei.

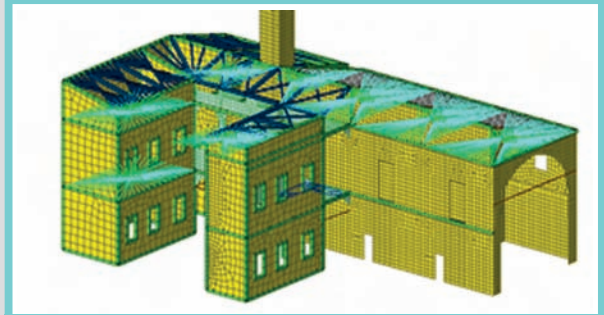


Figura 9: Modellazione impalcati rigidi

La massa risultante è molto vicina a quella calcolata per il modello a telaio equivalente. La query fornisce 35162 kg, il che fa supporre che alcune delle semplificazioni effettuate nella modellazione a telaio equivalente non sono così rilevanti. Questa supposizione sarà in seguito provata anche a guardando i risultati dell'analisi modale.

Sul modello costituito da elementi bidimensionali sono stati eseguiti i seguenti tipi di analisi:

1. elastica statica per soli carichi verticali
2. modale
3. sismica dinamica
4. statica non lineare su una porzione di struttura utilizzando il modello costitutivo Strumas

Analisi elastica statica per soli carichi verticali

L'analisi elastica statica per carichi verticali ha permesso di ottenere soddisfacenti riscontri con lo stato tensionale determinato con i calcoli manuali; inoltre, le zone in cui si riscontrano gli sforzi principali massimi di trazione e compressione (delimitati ai valori $+3 \text{ kg/cm}^2$ e -25 kg/cm^2) corrispondono a quelle zone che realmente risultano maggiormente danneggiate.



Figura 10: Sforzi principali di trazione

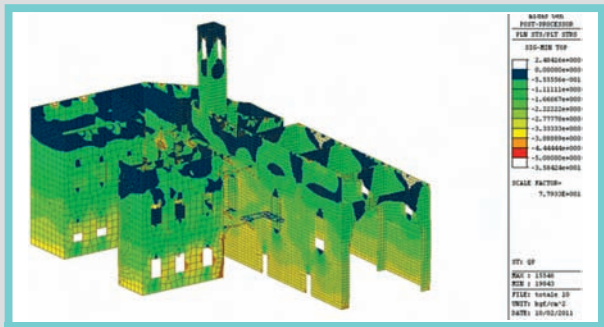


Figura 11: Sforzi principali di compressione

Analisi modale

Nell'individuazione dei modi di vibrare, in considerazione dell'elevato numero di elementi bidimensionali, per l'estrazione degli autovalori ed autovettori è stato impiegato il metodo di Ritz. In figura seguente si riportano le deformate relative ai primi due modi di vibrare. Il primo modo risulta essere in direzione trasversale alla navata e mobilita circa l'76% dell'intera massa; il secondo modo è longitudinale alla navata principale e mobilita il 32% della massa, concentrandosi nella zona del campanile.

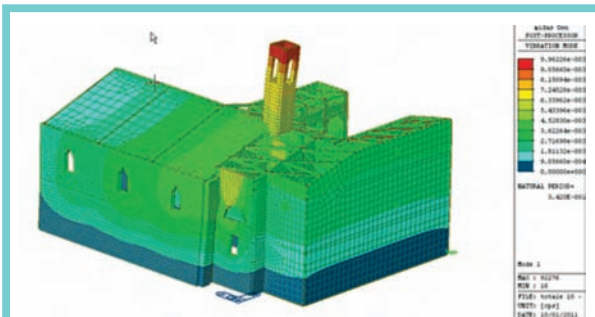


Figura 12: Deformata relativa al Modo 1 per la modellazione con elementi plate

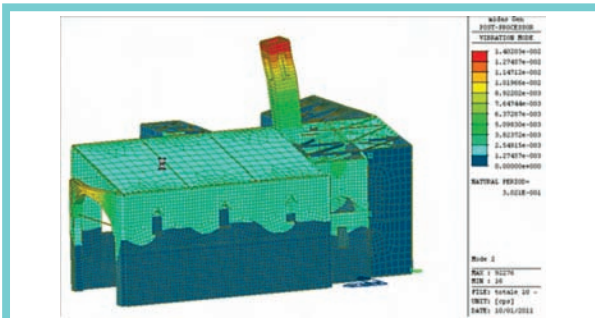


Figura 13: Deformata relativa al Modo 2 per la modellazione con elementi plate

I modi di vibrare principali evidenziano chiaramente la predominanza degli spostamenti del campanile rispetto al resto della costruzione, ciò in coerenza con il livello di danneggiamento riscontrabile al vero. Questo risultato è coerente anche con le prime analisi svolte sul modello a telaio equivalente, rispetto alle quali anche le percentuali di massa movimentata sono molto simili.

Analisi sismica dinamica

È stato determinato lo spettro di progetto per il comune di Correggio (RE), considerando un terreno di tipo C ed un fattore di struttura $q = 2.2$. In particolare, si è fatto riferimento all'accelerazione massima dello spettro così determinato allo SLC ($a = 0.33 \text{ ag}$), in quanto i dati sui sismi passati della zona forniscono accelerazioni molto vicine a questa.

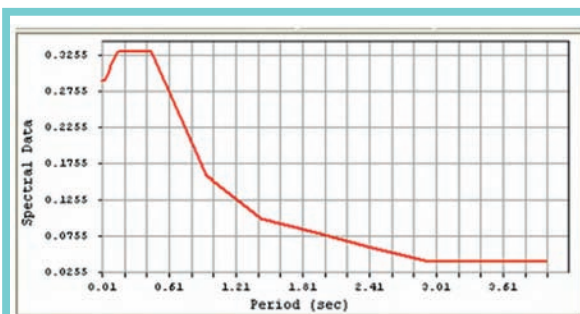


Figura 14: Spettro di progetto utilizzato per le analisi dinamiche

Gli spostamenti massimi risultano di circa 3 cm sulla sommità del campanile. Nella realtà il campanile presenta un fuori piombo di circa 7 cm, ma si tenga presente che l'analisi effettuata è di tipo elastico-lineare, mentre gli spostamenti misurati in situ sono frutto di un importante fuori piombo presente già alla nascita dell'elemento nonché di gravi danneggiamenti successivi, compresa un'intera ricostruzione alla fine del 1800.

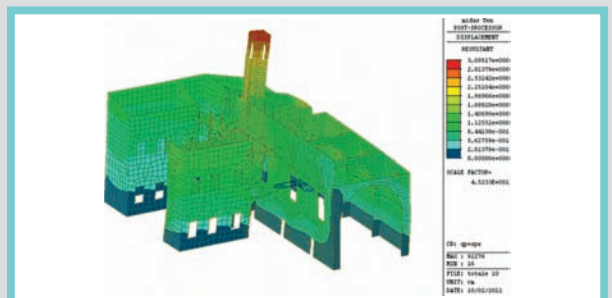


Figura 15: Deformata relativa all'applicazione del sisma lungo la direzione trasversale alla navata

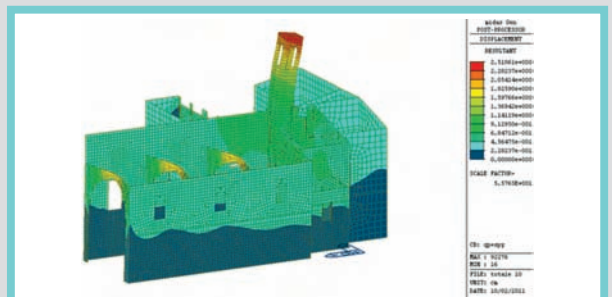


Figura 16: Deformata relativa all'applicazione del sisma lungo la direzione longitudinale alla navata

Dall'analisi delle tensioni si evidenzia la diffusione delle zone in trazione (in rosso). Si noti che i valori sono vicini a quelli limite per la malta effettivamente utilizzata. Questo è coerente con un danneggiamento diffuso e con l'assenza di un collasso vero e proprio della struttura.

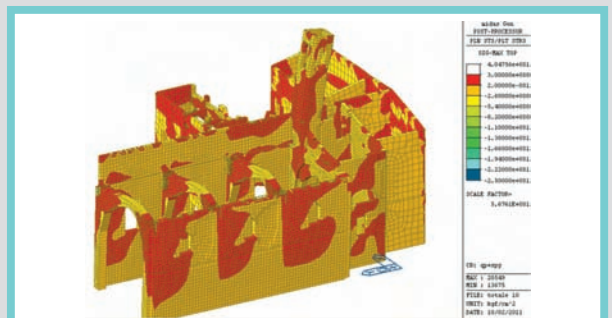


Figura 17: Sforzi principali

Analisi statica non lineare su una porzione della struttura: il modello costitutivo Strumas

Le precedenti analisi hanno evidenziato la necessità di studi più approfonditi sulla zona del campanile, tenendo conto del comportamento non lineare delle murature.

Questa valutazione viene fatta svolgendo una serie di analisi statiche non lineari (pushover) caratterizzate dai seguenti carichi:

- forze proporzionali alle masse allo SLC lungo x, y ;
- forze d'inerzia allo SLC lungo x, y .

Le azioni laterali agenti su questo modello parziale derivano dal precedente modello globale.

Ad ognuno di questi schemi di carichi laterali è stata aggiunta la combinazione quasi permanente dei carichi verticali.

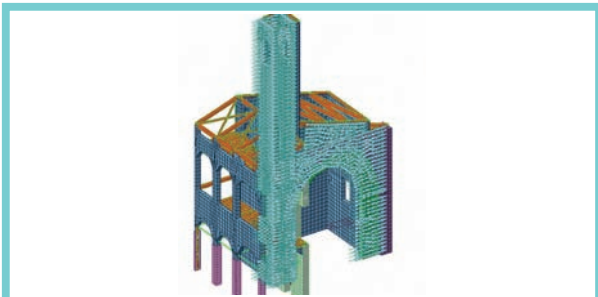


Figura 18: Forze d'inerzia e proporzionali alle masse derivanti dalla porzione di struttura non considerata

Il modello costitutivo Strumas, elastico perfettamente plastico, concentra la non linearità nei giunti orizzontali e verticali della muratura, per i quali è possibile fornire resistenze differenti. Gli unici parametri richiesti sono le resistenze a trazione e compressione dei giunti e del mattone, nonché i parametri di deformabilità e la geometria del volume rappresentativo di muratura. Il modello risulta quindi anche facilmente gestibile nell'ambito delle normali conoscenze di un professionista, senza la necessità di particolari nozioni accademiche.

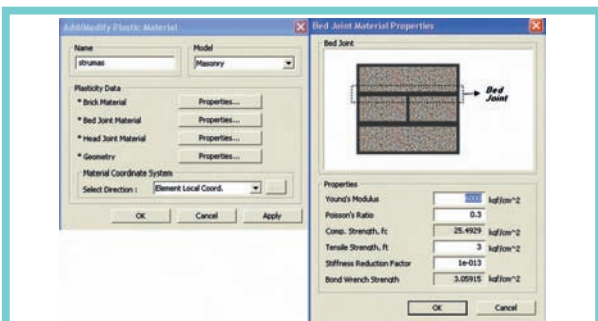


Figura 19: Parametri per il modello costitutivo Strumas

Caratteristiche meccaniche della muratura

- f_c mattone = 50 kg/cm²
- f_c malta = 25 kg/cm²
- f_t mattone = 7,5 kg/cm²
- f_t malta = 3,0 kg/cm²

È stato adottato un metodo di analisi statica non lineare in controllo in forza, non avendo a disposizione nodi master di spostamento ai quali applicare un controllo in spostamento. Lavorando con un controllo in forza, disponiamo come azione di riferimento dei tagli massimi al piede, derivati dalla precedente analisi elastica. Volendo portare la struttura prima al comportamento non lineare e poi al collasso, i casi di carico prevedono un'amplificazione con un coefficiente pari a 2 dei valori derivati dall'analisi elastica.

Il modello costitutivo della muratura implementato, prevede che la curva di capacità non presenti un tratto discendente, dato che il comportamento non lineare viene ottenuto abbattendo il valore del modulo elastico per quelle parti di muratura che abbiano raggiunto i valori di tensione stabiliti al raggiungimento del limite elastico; si ha quindi la necessità di stabilire un criterio per posizionare il punto finale in corrispondenza del quale interrompere l'analisi.

Nel caso in esame il punto finale è fatto corrispondere al raggiungimento di un limite in termini di spostamento tra due piani di riferimento:

- Limite spostamento relativo 0.3%H (NTC2008)
- H di riferimento = differenza di altezza tra la sommità del campanile e la quota alla quale il campanile si isola dal corpo principale del fabbricato = 19.15-11.9=7.25 m
- Limite di drift: $5 \cdot \text{limite SLD} = 5 \cdot 7.25 \cdot 3 / 1000 = 10.8 \text{ cm}$

In figura seguente si riportano le curve relative a:

- sommità torre (nodo 92307)
- zona distacco torre – corpo chiesa (nodo 90885)
- apice arco principale (nodo 91567)

L'effettivo comportamento elasto-plastico si coglie solo visibilmente per il punto corrispondente alla base del campanile, dove, anche nella realtà, è presente una notevole concentrazione di danno.

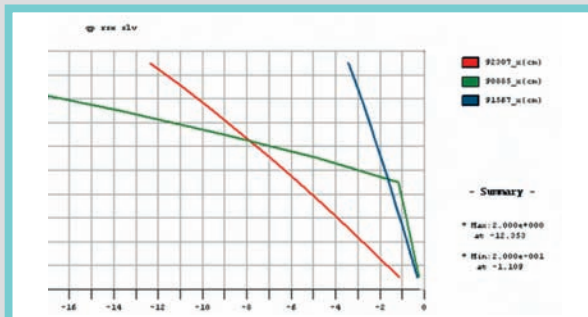


Figura 20: Curve di capacità per tre punti significativi

Si riportano poi i punti di raggiungimento della resistenza a trazione della malta dei giunti, rispettivamente al passo 3 e al passo 5. Si noti la concentrazione alla base del campanile, sui pilastri della volta campanaria e sull'arco principale, zone nella realtà estremamente danneggiate.

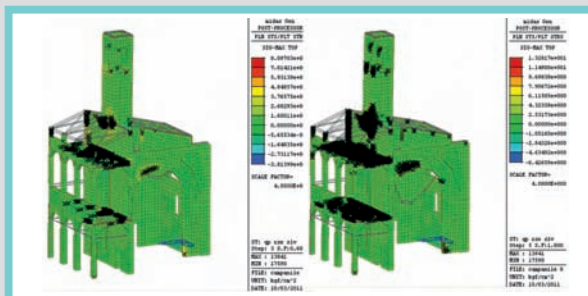


Figura 21: Punti di raggiungimento della resistenza a trazione della malta, rispettivamente per lo step 3 e 5.

Infine si è proceduto con un post-processing manuale che ha permesso di confrontare la domanda (0,0884 m) e la capacità di spostamento (0,103 m). Il post-processing è stato effettuato tramite foglio Excel grazie alla completezza dei dati forniti da Midas in merito alla procedura prevista dalla circolare al Par. C7.3.4.1.

È già stato presentato all'esame della soprintendenza di Bologna il progetto di consolidamento, che prevede l'inserimento di un pur leggero, ma necessario, traliccio inserito all'interno del campanile. La decisione riguardo a questo semplice e poco costoso intervento è stata possibile grazie al dettaglio dei risultati delle analisi che, su tutti i livelli, hanno circoscritto al campanile la zona più critica. La variazione di comportamento in presenza del traliccio in acciaio sarà oggetto delle prossime analisi.

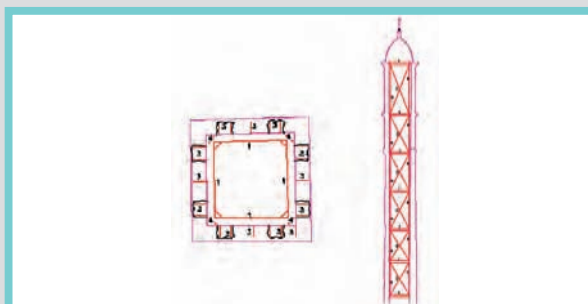


Figura 22: Intervento di consolidamento sul campanile

FORMAZIONE CONTINUA PER INGEGNERI PROFESSIONISTI

DALL'INGEGNERE ALL'ANALISTA QUALIFICATO

CORSI

Evento realizzato

- **24 Febbraio 2012**

Vulnerabilità sismica degli edifici e analisi pushover.

Prof. Paolo Riva, Università di Bergamo



Grande successo per il primo corso.

Oltre 30 professionisti presenti hanno avuto modo di confrontarsi sulle tematiche proprie dell'analisi sismica di edifici in C.A.

- **27 Aprile 2012**

Analisi di edifici esistenti considerati strategici
Prof. Natalino Gattesco, Università di Trieste

- **24 Maggio 2012**

L'applicazione dell'isolamento sismico per gli edifici e i ponti in acciaio e in c.a.p.

Prof. Raimondo Luciano, Università di Cassino

- **21 Settembre 2012**

Il calcolo sismico con le analisi dinamiche non lineari: accelerogrammi, modelli a fibre, comprensione dei risultati

Prof. Enrico Spacone, Università di Chieti-Pescara

- **5 Ottobre 2012**

L'analisi e il progetto di piastre e gusci in CA.

Prof. Roberto Nascimbene, Università di Pavia

- **14 Dicembre 2012**

La modellazione geotecnica per una corretta interazione terreno struttura.

Prof. Riccardo Castellanza, Politecnico di Milano

Visita il sito www.cspfea.net per scaricare il programma completo del corso
Per informazioni e iscrizioni segreteria@cspfea.net Tel. **0429 602404**

SEDE DELL'EVENTO: HOTEL MILLEN - BOLOGNA

cspfea

ORGANIZZATO DA



CON IL PATROCINIO DI:



CSPFea e Structural Modeling sono sui Social Media. Tutte le news di interesse per gli strutturisti su:



Csp Fea



CspFea



supportofea03



@CSPFea1

Introduzione

Nel corso del 2011 la società di Ingegneria One Works S.p.a., leader nella progettazione di Aeroporti in Italia, è stata incaricata di svolgere la verifica sismica dell'aeroporto "E. Forlanini" di Milano Linate.

Per la modellazione e la verifica dell'intera aerostazione, costituita da 42 corpi di fabbrica, One Works si è avvalsa dell'ausilio del software di calcolo Midas Gen2011 ver. 1.1, prodotto da Midas Information Technology Co Ltd (Corea). Il programma permette di condurre le verifiche previste dalle NTC08 sulla totalità degli elementi modellati.

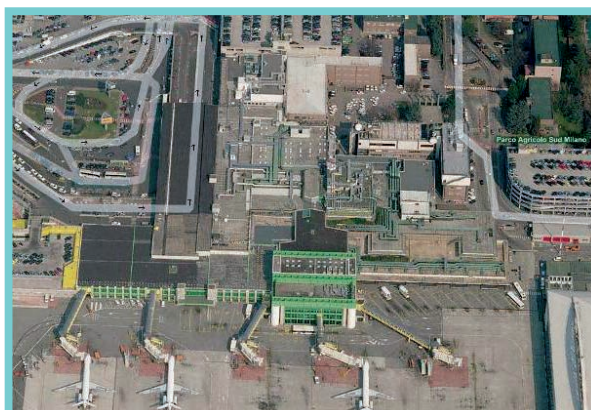


Figura 1: Immagine aerea dell'Aeroporto di Milano Linate

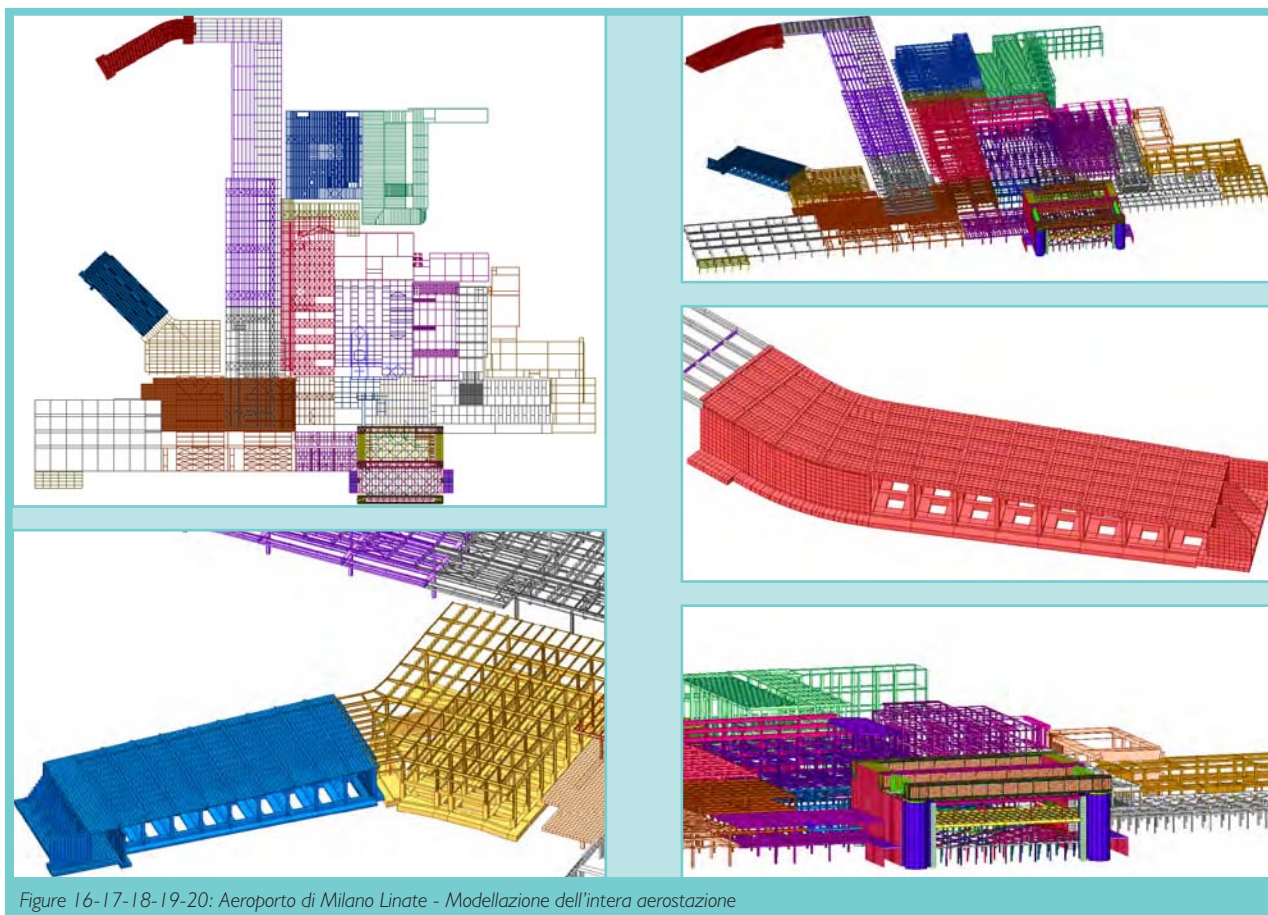


Figure 16-17-18-19-20: Aeroporto di Milano Linate - Modellazione dell'intera aerostazione

L'analisi si è focalizzata in prima istanza sulla costruzione di un quadro complessivo dello stato di fatto dell'aerostazione, realizzato con l'ausilio degli elaborati di progetto originali e avvalendosi di rilievi in sito e di prove sui materiali delle strutture. Il fine ultimo del lavoro è stato quello di definire lo stato generale di rischio dell'aerostazione in caso di evento sismico. One Works si è inoltre espressa in merito alle problematiche relative agli edifici che presentano criticità, indicando le possibili modalità di intervento e presentando una stima economica riguardo a tali proposte.

Le linee guida alla base della verifica sismica sono definite nella Circolare ENAC 20758 del 12 Febbraio 2004 e i criteri generali del Capitolo 8 del DM 14.01.2008 e nell'appendice B8A della Circolare del 2 Febbraio 2009 n°617.

Prove sui materiali e piano di indagini

La valutazione della sicurezza è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. L'esistenza della struttura comporta la possibilità di

determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse tipologie strutturali. È stata dunque indagato lo stato generale di manutenzione e conservazione delle strutture con ispezioni visive e con prove sui materiali localizzate all'esterno ed all'interno degli edifici. Il numero e la posizione dei punti di indagine è stato definito tenendo in debito conto delle interferenze con le normali attività aeroportuali e con i flussi dei passeggeri, che hanno pesantemente influito con la sequenza dei punti da indagare per i quali, in taluni casi, è stato necessario operare in ristretti intervalli temporali.

Le indagini sui calcestruzzi sono state condotte mediante prove sclerometriche e prove pull-out, rilevando l'entità delle armature tramite pacometro, mentre sugli elementi strutturali in acciaio si è operato mediante rilievi sui collegamenti, prove con durometro e prove di serraggio.



Figura 21 - Prove sui pilastri all'interno dell'aerostazione

Sulla base dei dati estrapolati dalle prove sui materiali e della documentazione a disposizione è stato possibile determinare il valore dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali che occorrono nelle verifiche di sicurezza. Nel caso specifico, si è ritenuto accettabile un livello di conoscenza LC2.

Stato di rischio

Al fine di valutare il reale livello di sicurezza delle strutture esaminate, si è eseguito un processo iterativo dove si è andati a ridurre il valore dell'accelerazione di progetto a_g (definita da normativa) intervenendo sul valore del periodo di riferimento VR, dunque di fatto sulla vita nominale VN della struttura. L'obiettivo del processo è stato quello di stimare un indicatore di rischio α , definito come rapporto tra l'accelerazione tale per cui un dato elemento strutturale risulta verificato e l'accelerazione di progetto prevista per le verifiche sull'elemento.

Si è così ottenuto un parametro che fosse rappresentativo dello stato di rischio dei singoli elementi strutturali (e per estensione degli interi corpi di fabbrica) in relazione alle diverse verifiche imposte da normativa.

Modellazione

Le principali problematiche riscontrate hanno riguardato la modellazione di porzioni di aerostazione caratterizzate da edifici di tipologie notevolmente differenti, costituenti nuclei strutturali compatti ed indipendenti.

In particolare si vuole descrivere l'analisi del corpo di fabbrica denominato E-E Sud-E New,

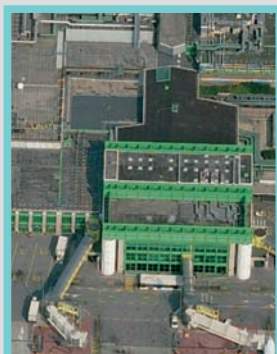


Figura 2: Corpo E - Vista aerea

composto da un nucleo storico dell'aerostazione datato 1962 (2 corpi di fabbrica) e dal suo relativo ampliamento effettuato nel 1992.

Questi corpi di fabbrica risultano vincolati reciprocamente in un'unica entità in assenza totale di giunti di costruzione. L'edificio è adibito ad area Shengen a livello del piano terra, a partenze dei voli nazionali a livello del piano primo, ad area ristorazione e sala vip a livello del piano secondo, a cucina a livello del piano terzo. La parte storica E-E Sud, realizzata mediante telai in acciaio, è costituita da 5 impalcati disposti in modo sfalsato ai diversi livelli.

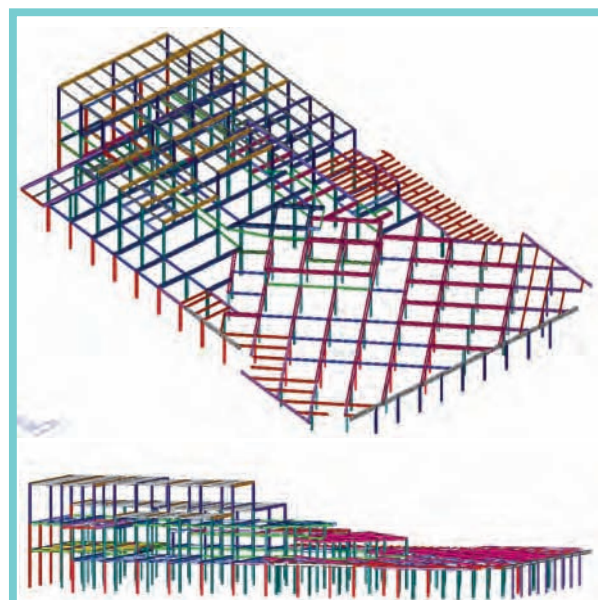


Figure 14-15: Corpo E-E_Sud: Modellazione struttura in acciaio

L'ampliamento, costituito dal corpo denominato E New, presenta una filosofia strutturale più articolata. Il progettista ha previsto l'ampliamento del solaio del piano terra e del piano primo (portando l'edificio ad assumere la forma rettangolare che risulta oggi visibile), e la realizzazione di torri circolari e setti in c.a. a sostegno di alte travi in acciaio, chiamate a sostegno del solaio del piano secondo e dell'impalcato di copertura, entrambi appesi mediante tiranti in acciaio. Si evidenzia che gli elementi sismo-resistenti delle strutture sono i telai in acciaio del corpo E-E Sud cui si aggiunge l'intero sistema di setti perimetrali e le torri circolari a sezione cava in c.a.

Il complesso corpo di fabbrica è stato schematizzato con:

- Elementi beam le travi e colonne
- Elementi plate i setti perimetrali e le travi alte di copertura
- Elementi wall le due torri circolari cave
- Elementi floor load i solai, assegnando a questi ultimi sia il peso proprio del solaio sia i carichi permanenti ed accidentali effettivamente agenti.

Gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

Per quanto riguarda la scelta del parametro VN da assegnare all'edificio nel suo insieme si è optato per decurtare dal valore di VN di riferimento di ciascun corpo di fabbrica il numero di anni di vita già trascorsi dalle strutture; il parametro VN applicato al modello è stato calcolato come media dei tre valori.

Tipo di analisi

L'analisi si è articolata nelle seguenti fasi:

1. In prima fase si è realizzato un modello costituito dai tre corpi di fabbrica in blocco unico. L'analisi modale per tale modello di calcolo si è rivelata inadeguata per il raggiungimento della percentuale minima di massa partecipante dell'85% nelle due

direzioni principali x e y (requisito prescritto da Normativa). Trovandosi nello specifico di fronte ad un onere computazionale così elevato da ritenerlo ingiustificato si è ritenuta la strada del modello unico con analisi modale non percorribile al fine dell'ottenimento di risultati attendibili.

2. In fase successiva si è allora optato per una scomposizione del modello globale in due sottomodelli.

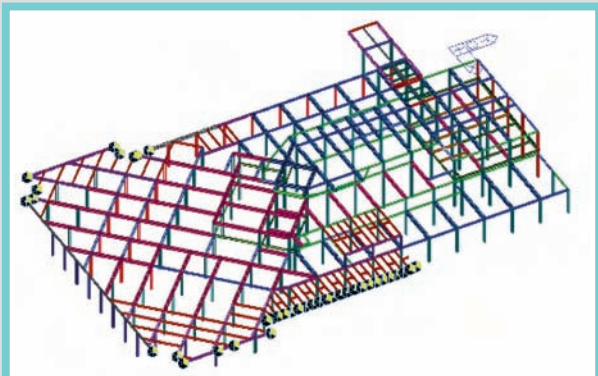


Figura 3: Primo modello parziale - Strutture in acciaio del corpo E-E_Sud

Il primo modello è stato realizzato considerando le sole strutture in acciaio dei corpi E-E_Sud e dell'ampliamento dell'E New, rendendo possibile studiare il comportamento della sola struttura inferiore in acciaio, riportando le sollecitazioni di quest'ultima sui setti del secondo modello parziale, realizzato modellando le strutture costituite dai setti in c.a., dai due impalcati del corpo E New e dalle travi di copertura.

Data l'elevata rigidezza dei setti in c.a. costituenti gran parte della massa del secondo modello parziale, si è riscontrata nuovamente l'impossibilità di raggiungere una massa partecipante minima dell'85% nelle due direzioni principali x e y.

Si è ritenuto che insistere per un tipo di analisi di tipo modale, vista la particolarità del modello realizzato, non fosse una strada in grado di fornire soluzioni attendibili e realistiche, oltre a non corrispondere ai requisiti minimi prescritti dalla normativa riguardo alla percentuale minima di massa partecipante.

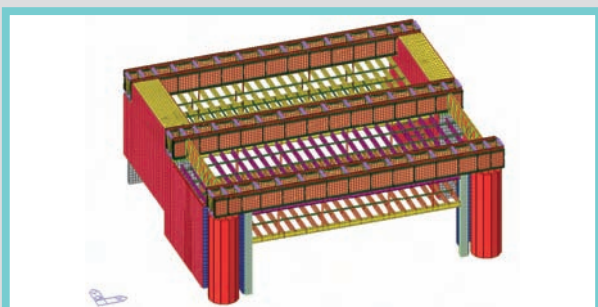


Figura 4: Secondo modello parziale - Strutture in elevazione del corpo E_New



Figure 5-6: Corpo E_New – Particolari travi alte di copertura

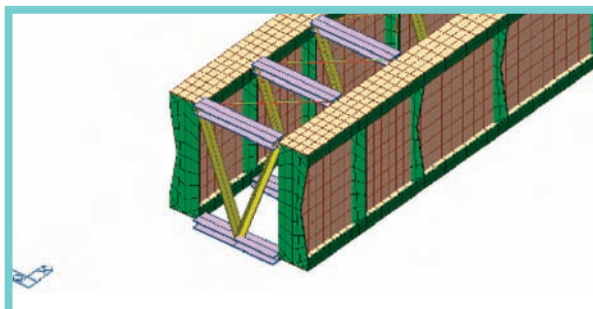


Figura 7: Corpo E_New – Modellazione travi alte di copertura

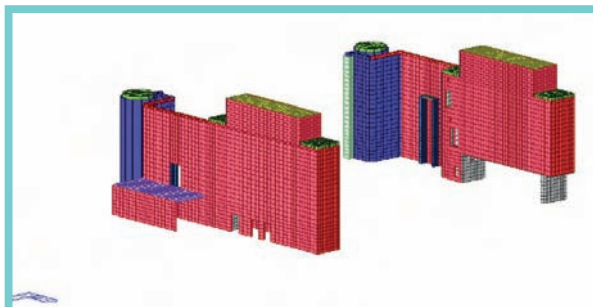


Figura 8: Corpo E_New – Modellazione setti e torri in c.a.

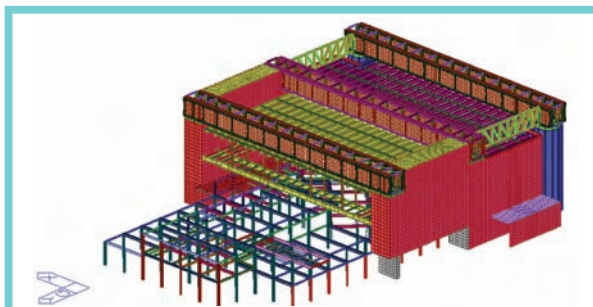
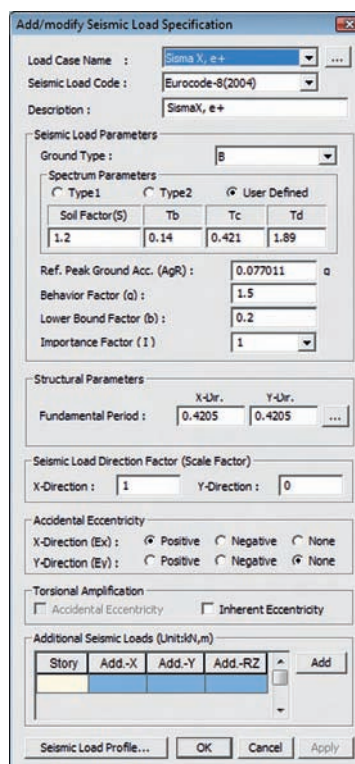


Figura 9: Corpo E_New – Modellazione di insieme

3. In definitiva si è optato per procedere mediante analisi statica equivalente in ottemperanza ai punti §7.2.6 §7.3.1 §7.3.2, §7.3.3 delle NTC_08.



Impostazione dell'analisi statica equivalente operata dal codice di calcolo. Nello specifico si è calcolato il rapporto tra $F_0(NTC08)$ e $F_0(EC8)$ $2,674/2,5 = 1,0696$ ottenendo il valore del fattore correttivo da applicare all'accelerazione. Segue che $ag = 0,072g \cdot 1,0696 = 0,077011g$

Figura 13

Si è eseguita l'analisi con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità, nello specifico pari a 1,5 (§3.2.3.5 e §C8.7.2.4). L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata, in cui si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo principale T_1 calcolato in maniera approssimata, e da una distribuzione di forze statiche crescenti con l'altezza, data dall'espressione (7.3.6) delle NTC08. Si calcolano poi gli effetti dell'azione sismica per il solo modo di vibrare principale considerato. E' bene sottolineare come il tipo di analisi condotta risulti un approccio decisamente cautelativo. Il codice effettua l'analisi in accordo all'Eurocodice 8 – 2004. E' stato effettuato un raffronto tra le norme italiane e la normativa europea, rilevando la totale sovrapposibilità delle due analisi ad eccezione di un fattore correttivo applicato per rendere equivalenti i risultati. Il codice di calcolo sulla base del EC8 calcola gli spettri di risposta a partire dalle ordinate fornite dai periodi T , T_B , T_C , T_D e dei parametri di accelerazione, S , $\eta = 1/q$, F_0 . Per tenere conto del fatto che l'Eurocodice 8 utilizza un valore di F_0 costante pari a 2,5 diversamente dalle NTC08, si è operato calcolando il rapporto tra i due fattori F_0 che, applicato alla formula del calcolo dello spettro di risposta, ristabilisce l'uguaglianza tra le due tipologie di analisi. Si è dunque potuto procedere con l'analisi e le verifiche condotte dal software di calcolo in totale ottemperanza alle NTC08 in merito a tutte le tipologie strutturali modellate.

Conclusioni

La tipologia di modellazione effettuata con il software di calcolo ha permesso di studiare il comportamento di un edificio caratterizzato da elementi con comportamenti strutturali notevolmente differenti, costituenti un sistema complesso. La possibilità dunque di utilizzare un unico strumento per l'analisi e la verifica delle varie tipologie strutturali dalle molteplici configurazioni geometriche e di carico ha permesso di elaborare in tempi relativamente contenuti rispetto alla complessità del tema trattato, un quadro esaustivo dello stato di fatto e di procedere con la verifica sismica dell'edificio presentato e di tutta l'aerostazione.

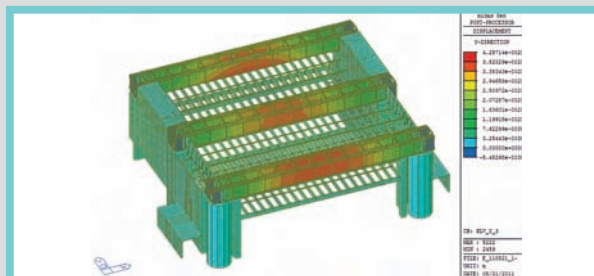


Figura 10: Corpo E_New – Mappa spostamenti in combinazioni sismiche

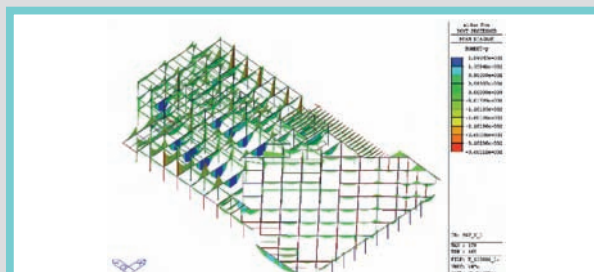


Figura 11: Corpo E-E_Sud - Sollecitazioni in combinazioni sismiche



Figura 12: Corpo E_New – Sollecitazioni elementi wall torri circolari

È stato pertanto possibile fornire alla Committenza tutte le informazioni in merito allo stato di rischio complessivo ed a determinare e a stimare economicamente le proposte di intervento atte a migliorare il comportamento dell'aerostazione in caso di evento sismico.

ingenio

Sistema integrato di
informazione per l'ingegnere

UN NUOVO PROGETTO
CHE NASCE DALLA
VOLONTÀ DI RISPONDERE
ALLE ESIGENZE DEGLI
INGEGNERI

periodico di informazione per l'ingegnere • professione • mercato • innovazione tecnologica • cultura

Abbiamo pensato a un Sistema Integrato di informazione per gli ingegneri che comunichi con tutti gli strumenti che le moderne tecnologie mettono a disposizione



ANALISI DI VULNERABILITÀ SISMICA DEL VIADOTTO AUTOSTRADALE IN C.A. RIO TORTO

Introduzione

Il comportamento dei ponti esistenti in occasione di terremoti più o meno recenti ha offerto importanti spunti di discussione in merito all'efficienza delle metodologie di progetto utilizzate nel passato. Tra gli anni '50 e '70 sono stati realizzati la quasi totalità di ponti e viadotti la cui progettazione è stata spesso ispirata a metodi basati su analisi lineari in una quasi totale assenza di criteri di progetto che privilegiassero i comportamenti duttili e lo studio dei dettagli delle sezioni. Gli studi numerici e sperimentali (Progetti Reluis e Retrò) che da anni si svolgono su queste tematiche hanno già segnalato l'esigenza di svolgere ulteriori indagini sulle strutture con tali requisiti ed in particolare per quelle realizzate in zone con intensa attività sismica.

Definizione del caso di studio

Il Viadotto Rio Torto (fig. 1) si trova sull'autostrada A1 nel tratto Firenze-Bologna in località Roncobilaccio (BO), è stato costruito intorno alla fine degli anni '50 ed ha uno sviluppo di 421 m. Il viadotto è composto da 12 stilate di pile a telaio con colonne di sezione circolare, cava o piena, di altezza variabile tra i 41 m al centro del viadotto e di 13.8 m in prossimità della spalla dal lato Firenze. Le campate sono 13 di cui le iniziali, sia dal lato Firenze che dal lato Bologna, misurano 29.05 m, mentre le restanti hanno luci di 33.00 m. Esso è stato realizzato su suolo rigido, il tutto comprovato dalla presenza di fondazioni superficiali (plinti) su tutte le pile.



Figura 1

Trattandosi di un viadotto di importanza strategica, ad esso corrisponde una vita di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 200$ anni ed una probabilità di superamento in V_R pari al 5% in 50 anni, da cui $T_R = 2475$ anni e $a_g = 0.334$. Al fine di effettuare una analisi dinamica non lineare, possibilità contemplata dalle NTC 2008, sono state scelte 10 coppie di accelerogrammi naturali spettrocompatibili secondo le due direzioni principali del moto (X,Y). Ciascuno dei 10 accelerogrammi selezionati attraverso l'ausilio del software Rexel, è stato poi scalato in modo da approssimare lo spettro normativo nell'intervallo dei periodi tra 0.5 e 4 secondi (fig.2).

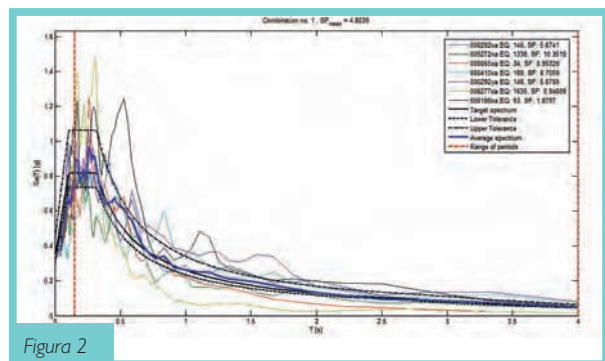


Figura 2

Il modello dell'intero viadotto, è stato realizzato mediante il software agli elementi finiti MIDAS Gen 2010 (fig.3) ed è stato considerato soltanto il comportamento flessionale.

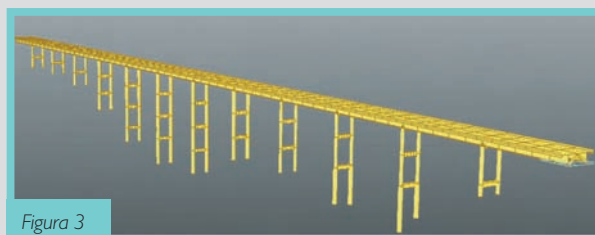


Figura 3

Questo programma ha molti vantaggi tra cui la facilità e la rapidità di esecuzione di analisi non lineari, e la possibilità di definire le sezioni di ogni singolo elemento sia a plasticità concentrata che a plasticità diffusa con sezioni a fibre. Il modello è stato realizzato in scala 1:1 ed è composto da elementi "beam" a fibre che riproducono la reale disposizione delle barre di armatura nelle sezioni delle colonne e trasversi delle pile (fig.4). L'impalcato è stato invece modellato sempre con elementi "beam" elastici, in quanto si presuppone che durante l'azione sismica rimanga in campo elastico.

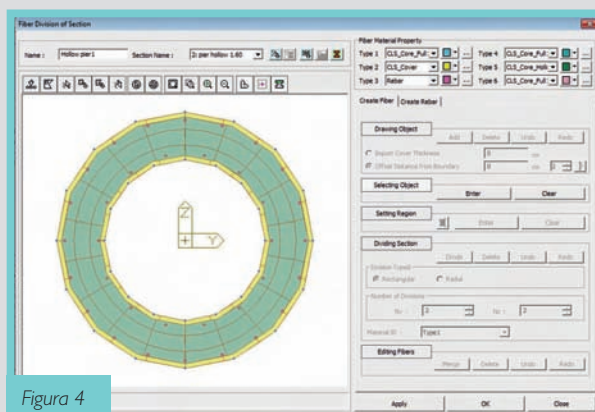


Figura 4

Assegnazione delle masse

Per poter assegnare la massa lungo l'impalcato, ogni campata del ponte è stata suddivisa in 5 parti aventi lunghezza compresa tra 5.81 m e 6.60 m e la massa traslazionale è stata definita su questi conci, lungo le direzioni trasversali e verticale (m_x , m_y , m_z). La massa rotazionale ($m_{\theta x}$) è stata definita solamente intorno all'asse longitudinale (Y). Per completezza, anche la massa delle pile è stata considerata nel modello, nonostante la massa dell'impalcato sia preponderante (fig.5). Per ogni pila sono state considerate le masse nodali; la massa concentrata è stata calcolata prendendo in considerazione il peso al metro dell'elemento colonna o trasverso e moltiplicato per la lunghezza di influenza di ogni nodo.

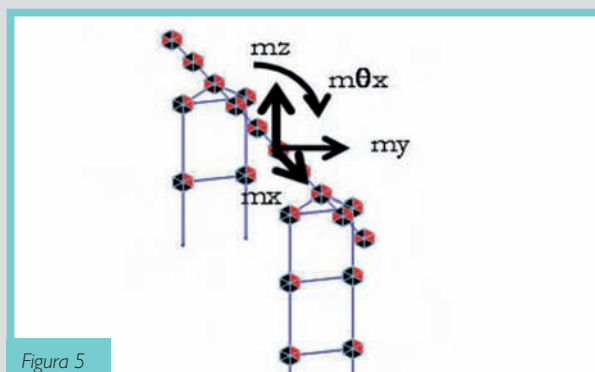


Figura 5

Leggi costitutive non lineari dei materiali nel modello

Calcestruzzo

In caso di forti sollecitazioni cicliche, le prove sperimentali hanno potuto confermare come in effetti sia il confinamento della sezione a dare il maggior contributo di resistenza. Per questo si deve fare riferimento ad un modello più raffinato che tenga conto anche di questo contributo. Il modello di Mander (1988) presente in Midas, si rivela adatto allo scopo. Le armature trasversali sono previste per tenere conto del confinamento del calcestruzzo e per evitare la rottura per instabilità delle barre di armatura longitudinale e di rottura a taglio dell'elemento.

Acciaio

Il comportamento non lineare per l'acciaio da armatura utilizzato è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973) (fig.6) e modificato in seguito da Filippou et al. (1983), che include la deformazione isotropa per incrudimento. Il modello è stato utilizzato nel corso degli anni e si è sempre dimostrato molto efficiente restituendo valori in accordo con i risultati sperimentali di barre per armatura soggette a carico ciclico.

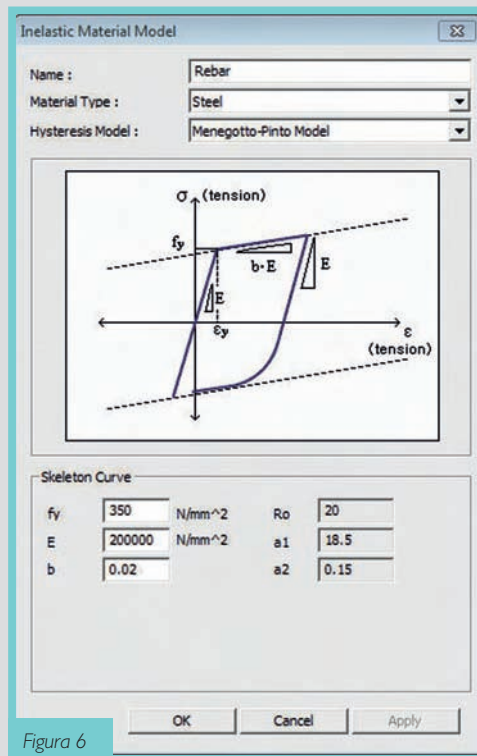


Figura 6

Condizioni di vincolo

Alla base delle pile, le fondazioni superficiali (plinti) sono state considerate come vincoli fissi (incastri) in tutte le direzioni data l'assenza di fenomeni di uplift. Per le spalle di entrambi i lati del ponte invece, sono stati assunti vincoli scorrevoli (carrelli) affinché l'impalcato potesse essere libero di traslare in direzione longitudinale (Y globale), ma trattenuto in direzione trasversale (X globale) e verticale (Z globale). Per quanto riguarda le selle Gerber, esse sono state modellate come delle cerniere, quindi con la possibilità di trasferire sforzi di taglio in direzione verticale, longitudinale e trasversale ma di non potere scorrere in queste direzioni.

Per quanto riguarda il collegamento del ponte alle pile, sono state create due travi rigide che uniscono il centro di massa del ponte fino alla cima delle pile. La rigidità di queste travi si presume essere infinita, perché è ragionevole considerare che non siano deformabili, data la presenza nella realtà di un solettone irrigidente nella parte inferiore dell'impalcato (fig.7).



Figura 7

L'impalcato è stato modellato come un elemento "beam" longitudinale, posizionato ad una altezza rispetto al piano degli appoggi che corrisponde al baricentro della sezione. Essa è stata realizzata tenendo conto di quelle proprietà della sezione reale dell'impalcato, che potessero influire sul comportamento della struttura, come ad esempio il momento di inerzia.

Analisi dinamica non lineare

Per la verifica allo stato limite di collasso (SLC), il modello del viadotto descritto in precedenza è stato sottoposto all'azione sismica per mezzo del set di dieci accelerogrammi precedentemente selezionato, ognuno dei quali è stato applicato in una direzione del piano (X,Y).

Per ogni accelerogramma sono state valutate le medie di alcune grandezze caratteristiche, come gli spostamenti massimi in sommità delle pile, le rotazioni degli elementi verticali e trasversali, il taglio di piano, il taglio sui trasversi, il momento flettente sulle colonne ed il drift di interpiano definito come:

$$\delta = \frac{u_{i+1} - u_i}{L}$$

in cui u_i e u_{i+1} sono gli spostamenti di due piani successivi ed L è la lunghezza del pilastro.

Questo parametro permette di valutare quali delle pile siano maggiormente sollecitate tenendo conto dello spostamento relativo tra i piani. Come si può vedere dal grafico in fig.8, tale valore rimane ampiamente al di sotto dell'1%, valore di soglia per il danneggiamento strutturale.

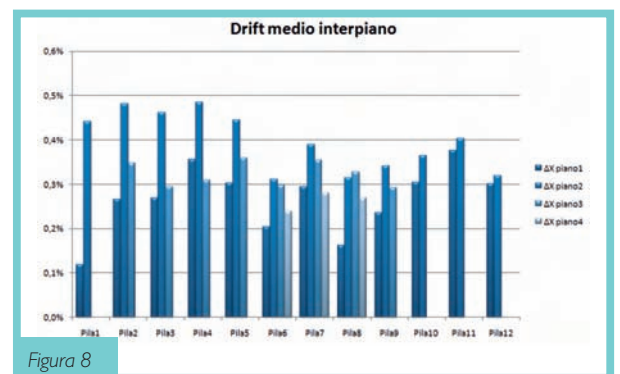


Figura 8

Le verifiche sono state condotte confrontando le rotazioni medie delle estremità delle aste con le rotazioni ultime fornite dalla formula riportata di seguito:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\phi_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \left(1 - \frac{l_p}{2L_V} \right) \right]$$

Vengono definiti rispettivamente con p_f e p_t il rapporto tra domanda e capacità di flessione e taglio da valutare sia nelle colonne che nei trasversi delle pile esaminate. Affinché le verifiche siano soddisfatte, questi coefficienti devono risultare < 1 . (fig.9) Per quanto riguarda la flessione, sia i trasversi che le colonne delle due stilate presentano rapporti che si trovano al di sotto dell'unità. Questo significa che la struttura e gli elementi sia

verticali che trasversali che la compongono, risultano ben progettati nei confronti delle sollecitazioni flessionali indotte da forzanti sismiche.

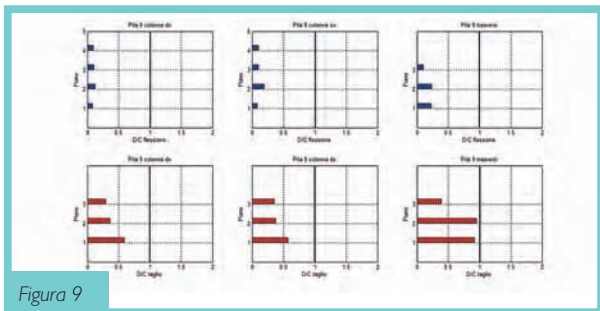


Figura 9

Per i meccanismi di rottura fragili il confronto tra domanda e capacità viene fatto in termini di forze anziché di deformazioni, come è stato fatto per i meccanismi duttili.

Nel caso di flessione, sia le colonne che i trasversi delle pile analizzate (9 ed 11) si trovano ben all'interno del range di sicurezza prestabilito. In riferimento alle sollecitazioni di taglio, invece si evince una condizione generale degli elementi delle due pile, più prossima alla soglia di sicurezza.

Da queste analisi, risulta evidente come il viadotto Rio Torto, non sia al sicuro in caso di evento tellurico importante e che seppure possa sembrare scongiurato il pericolo di collasso globale della struttura, a livello locale (in particolare nei trasversi) si hanno rotture di tipo fragile, dovute alle azioni taglianti, causate dalla eccessivo passo delle staffe presenti.

Università Degli Studi Di Roma Tre

Facoltà di Ingegneria
 Corso di studio in Ingegneria Civile
 per la protezione dai rischi naturali
 Indirizzo Strutture
 A.A. 2009-2010

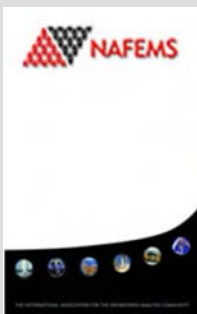
TESI DI LAUREA CON MIDAS

"Vulnerabilità sismica del viadotto
 autostradale in c.a. Rio Torto
 e protezione mediante isolatori"

Relatore: **Prof. Fabrizio Paolacci**

Laureando: **Ing. Francesco Picca**

In Libreria



Understanding Non-linear Finite Element Analysis Through Illustrative Benchmarks

Autore: A.A. Becker - August 2001, 171 Pagine - Codice NAFEMS: R0080

NAFEMS ha pubblicato molti benchmarks (casi prova) su problemi nonlineari, usualmente indirizzati a specifici tipi di non linearità (plasticità dei materiali, non linearità geometriche, etc.). Anche la tradizionale teoria che sostiene le non linearità nel FEM è presente in una vastissima gamma di libri di testo. Questo libro intende invece colmare il divario tra i tradizionali Benchmark Report e i libri di testo teorici, presentando una accurata selezione di casi prova non lineari e fornendo la relativa completa copertura sulla teoria relativa ai casi proposti.



Management of Finite Element Analysis - Guidelines to Best Practice. Autore: G.A. Beattie. Febbraio 1995, 86 Pagine

Linee Guida relative alla corretta gestione delle procedure di calcolo col metodo degli elementi finiti. Fanno parte di una serie di pubblicazioni (si veda la recensione nel n°4 di Structural Modeling) di NAFEMS. Le Linee Guida dimostrano i benefici e le necessità di applicare un Sistema di Gestione della Qualità per analisi ad elementi finiti. Sono state scritte per assistere il personale responsabile delle procedure di qualità nella gestione e nell'esecuzione di calcoli con il Metodo degli Elementi Finiti e per la creazione e il mantenimento del Sistema di Qualità relativo. Il documento è stato pensato anche per le Aziende che si apprestano ad ottenere le loro Certificazioni.



What is Verification and Validation? ASME, NAFEMS, 2009

Scaricabile gratuitamente http://nafems.org/downloads/working_groups/amwg/4pp_nafems_asme_vv.pdf

Verification and Validation (V&V) è il principale aspetto del lavoro dell'Analysis Management Working Group (AMWG) che è stato costituito tra gli Associati NAFEMS. Il AMWG sta attualmente sviluppando una serie di pubblicazioni sul tema e, come parte di tale lavoro, è stato sviluppato questo opuscolo che fornisce una breve panoramica del V&V e dei termini associati.



"L'Analisi di Costruzione per Fasi in strutture miste autoportanti REP"

È la guida che accompagna passo dopo passo l'utente Midas/Gen Advanced nella modellazione per fasi di una struttura in telaio realizzata con Pilastri e Travi REP® e nella progettazione di tutte le strutture miste acciaio-clt. Il manuale vuole sottolineare l'influenza dell'analisi di costruzione per fasi nella risoluzione di questo tipo di problemi.

recensioni

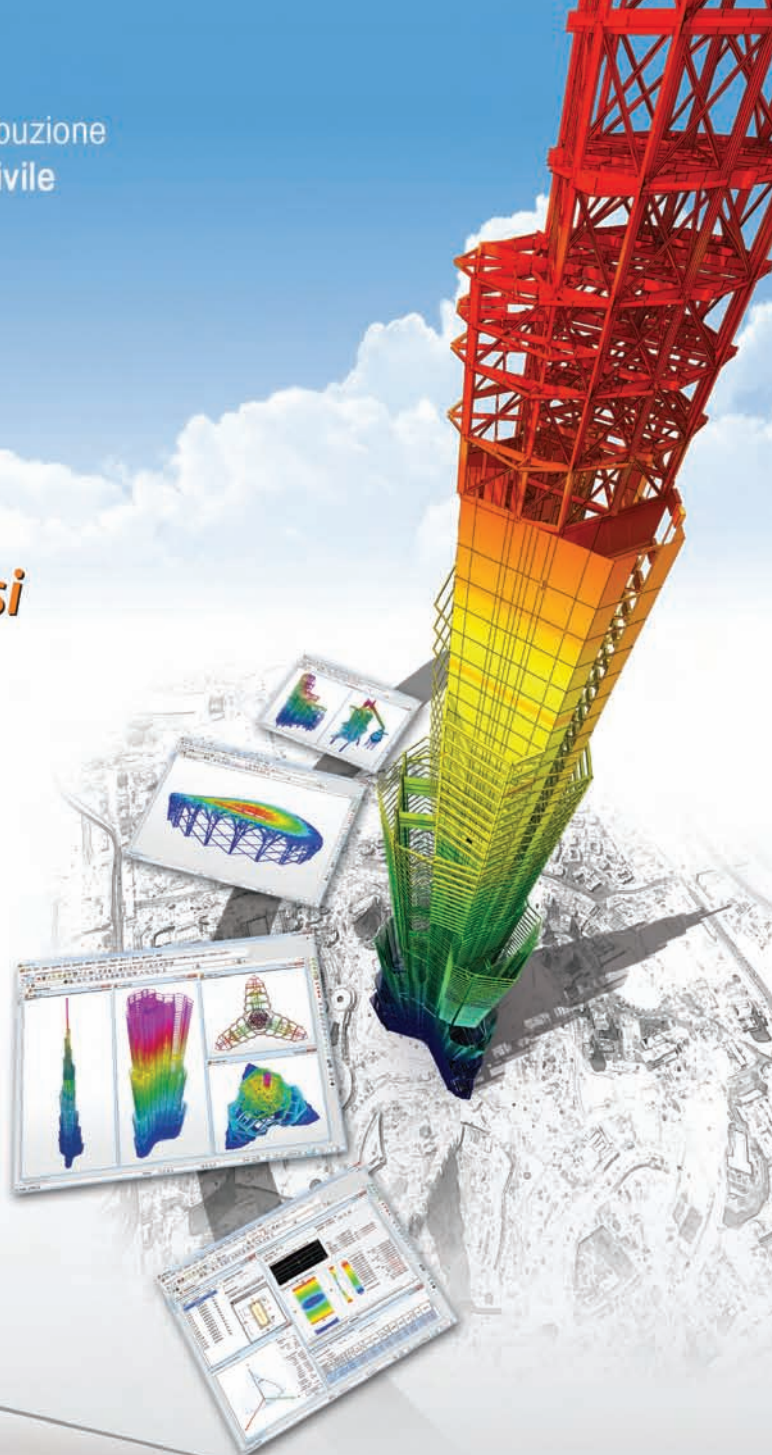


consulenza, sviluppo e distribuzione
software per l'ingegneria civile

*Risolvere i problemi complessi
in modo semplice*

*Dalla Modellazione agli
Elaborati Grafici
sotto un unico marchio*

*Normative Italiane,
Europee ed Internazionali*



Software tecnici distribuiti



cspfea



www.cspfea.net

segreteria@cspfea.net

CSPFea

via Zuccherificio 5/d, 35042
Este (PADOVA)
Telefono : +39.0429.602404
Fax : +39.0429.610021

Ufficio distaccato:
via Salandra 18, 00167 ROMA
Telefono : +39.0429.602404

CSPFea e Structural Modeling sono sui Social Media. Tutte le news di interesse per gli strutturisti su:



Csp Fea



CspFea



supportofea03



@CSPFea1