

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale
www.structural-modeling.it

anno IV n° monografico S4, Marzo 2014
CSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy
Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021
info@cspfea.net

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: Enrico Cappellari - e.cappellari@alice.it
© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.
Direttore responsabile: Ing. Paolo Segala

Indice

Ing. Paolo Segala

4 Prefazione

13 Edifici in muratura

Il fabbricato residenziale della Società per le Case Popolari a Correggio (RE)	14
Modelli e procedure di analisi avanzate applicati allo studio di strutture nuove e esistenti	19
Analisi di un edificio monumentale: la Chiesa di S.Maria della Misericordia a Correggio (RE)	29
Il comportamento sismico di Palazzo Recchi Franceschini	36
Primi risultati di ricerca scientifica inerente la valutazione del rischio sismico dell'edilizia scolastica del dopo guerra	42
Analisi dinamica lineare del Santuario di Lovere (Bg)	46
Progetto e verifica di vulnerabilità sismica di un edificio in muratura ordinaria portante Località: Borgo Faraone Antico (AP)	51

59 Edifici in Calcestruzzo

Verifica sismica dell'aeroporto "E. Forlanini"	60
La valutazione di vulnerabilità sismica mediante analisi pushover della Scuola Media "D. Strocchi" a Faenza	66
Il Palazzetto dello Sport del quartiere fieristico di Genova: la valutazione di idoneità statica della struttura a 50 anni dalla sua costruzione	73
Analisi push-over struttura esistente in calcestruzzo armato. Scelta appropriata dello schema statico	80
Analisi di vulnerabilità sismica della scuola Niccolò Martini di Pietra Ligure	85
Analisi dinamica non lineare per lo studio di fattibilità di interventi di messa in sicurezza di capannoni industriali	90

107 Ponti

Vulnerabilità sismica di Ponti in Muratura	108
Applications of the first draft of the new italian guidelines for the seismic vulnerability assessment of bridges	112
Adeguamento statico e sismico di un viadotto esistente	119
Analisi di vulnerabilità sismica del viadotto autostradale in c.a. Rio Torto	125

Le strutture esistenti: un patrimonio edilizio strategico

Questo numero monografico di Structural Modeling è dedicato alla Modellazione Strutturale per la valutazione della vulnerabilità sismica ed il conseguente recupero di strutture Edili ed Infrastrutturali esistenti.

La nostra scelta è stata di affrontare il tema mediante i lavori condotti tra alcuni dei migliori progettisti italiani. Abbiamo sfruttato l'archivio degli articoli dei precedenti numeri di Structural Modeling, chiedendo agli autori di rivedere i loro testi alla luce delle esperienze successive, ed abbiamo aggiunto alcuni interessanti inediti.

Da questa raccolta di lavori emerge l'immenso know-how che l'ingegneria italiana sta creando sul tema delle strutture esistenti in zona sismica, una esperienza ed abilità che porta la comunità degli ingegneri italiani al primo posto a livello mondiale e che non è ancora sfruttata data la scarsa internazionalizzazione della attività ingegneristica italiana. I motivi sono noti: la piccola dimensione degli Studi di Ingegneria, gli scarsi aiuti del Paese a fare sistema all'estero, etc.

Tuttavia, negli attuali tempi di crisi, i Governi che si sono succeduti alla guida del Paese stanno focalizzandosi sul tema della vulnerabilità del patrimonio esistente, del rischio sismico, oltre che del rischio idrogeologico.

Numerose iniziative sono all'orizzonte tra le quali alcune indicano dei trend che dovranno essere presi in considerazione dagli ingegneri: revisione delle Norme Tecniche NTC2008, revisione dell'Eurocodice 8 nella parte delle strutture esistenti, le Linee Guida per la Classificazione Sismica dei fabbricati ai fini dell'ottenimento degli sgravi fiscali (i cosiddetti Eco Bonus), i fondi che saranno ulteriormente stanziati per la sicurezza sismica di Scuole e Edilizia Popolare (ex IACP), la vulnerabilità sismica da controllarsi obbligatoriamente per tutte le opere dichiarate sensibili (si pensi all'immenso patrimonio di ponti stradali e ferroviari, alle opere di ritenuta, alle infrastrutture per la produzione e trasporto di energia) o suscettibili di affollamento (si pensi ai luoghi di lavoro quali i fabbricati industriali, alla Grande Distribuzione Organizzata, alle Chiese, agli Stadi) ed infine all'immenso patrimonio Monumentale e di Beni Culturali da preservare.

I dati del patrimonio edilizio esistente non lasciano spazio ad interpretazioni.

Il patrimonio edilizio si assesta su complessivi 4,5 Miliardi di m², di cui 4 Miliardi destinati ad abitazione, Fig. 1. La vetustà del patrimonio (Fig. 2) è elevata: il 60% circa del patrimonio è stato edificato prima del 1972, anno che ha rivoluzionato i processi di progettazione strutturale, la Direzione Lavori, etc.

Essi indicano investimenti oramai doppi nella ristrutturazione rispetto alla nuova edificazione (Fig. 3), quando ancora nel 2008 tali investimenti si equivalevano.

Gli investimenti complessivi nel Comparto delle Costruzioni si attestano sui 120 Mld€ nel 2013 (una cifra pressappoco equivalente a quella del mercato inglese), che denota un drammatico calo rispetto ai 160 Mld€ del 2008 (Fig. 4).

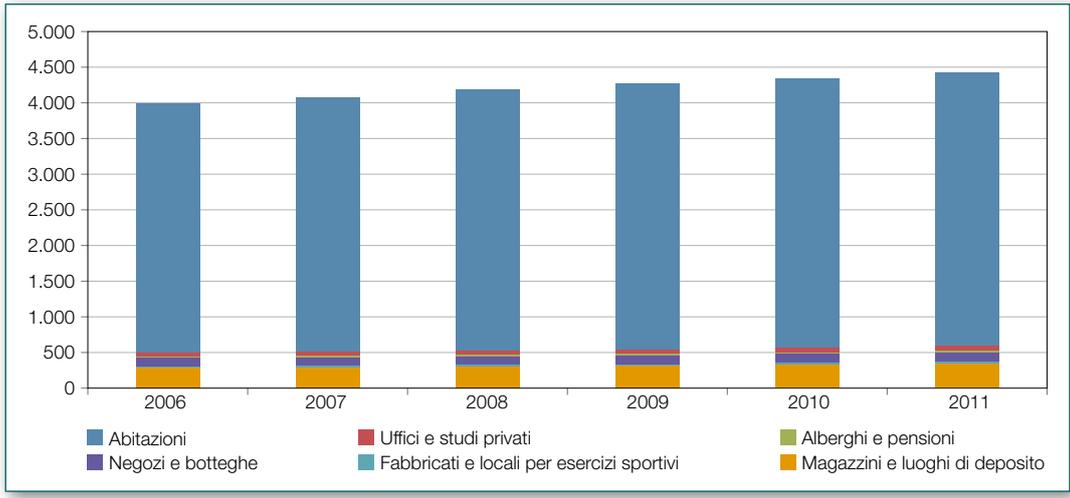


Fig. 1: Superficie complessiva (in milioni di m², Fonte Agenzia del Patrimonio, elaborazione Bollettino RAEE)

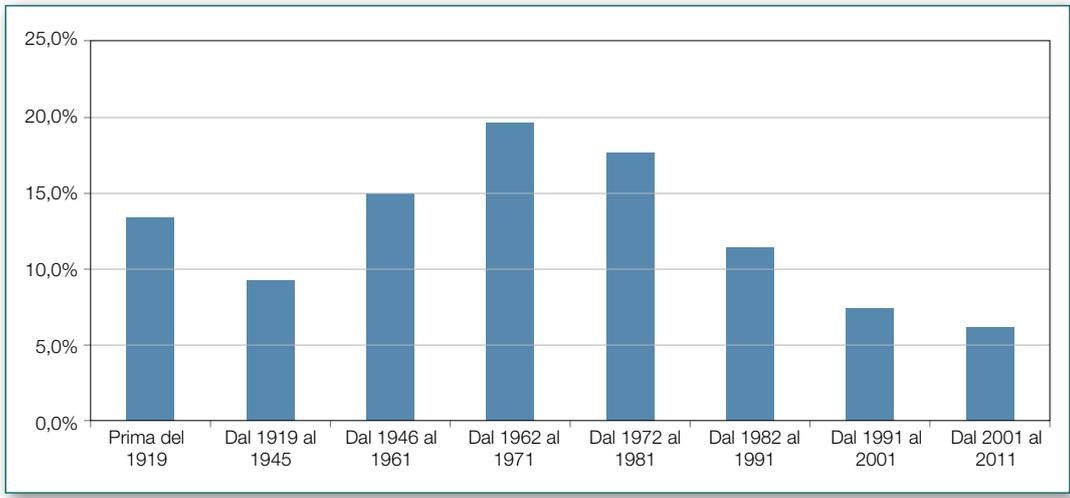


Fig. 2: Abitazioni per epoca di costruzione: poco meno del 60% del patrimonio è costruito prima del 1972, pertanto con normative sismiche fortemente inadeguate.

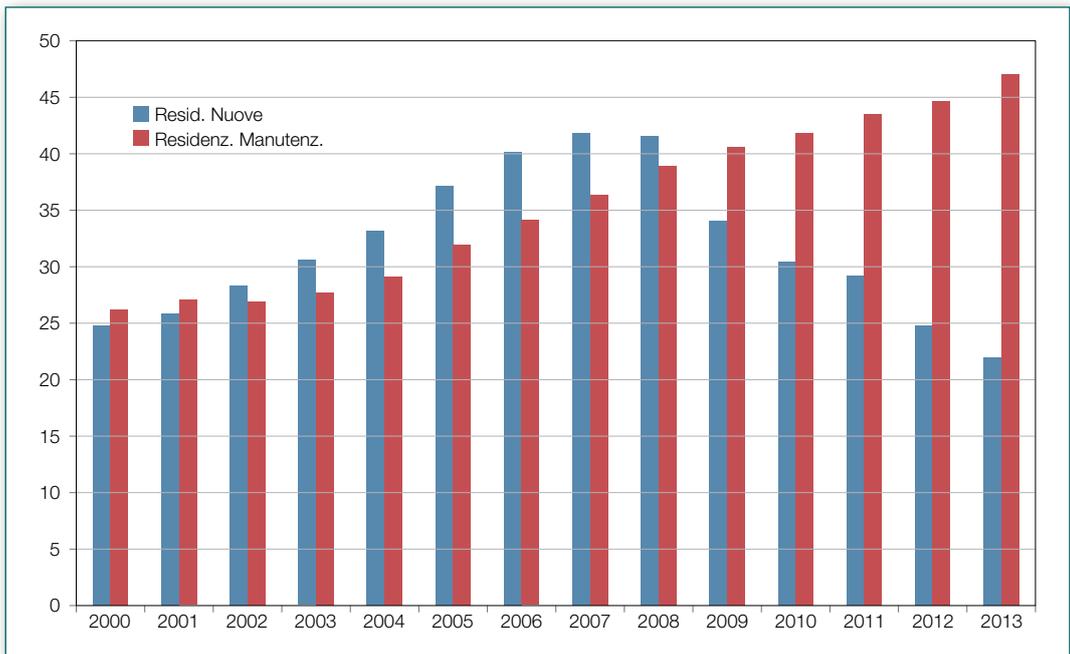


Fig. 3: Investimenti nelle costruzioni del settore residenziale (in miliardi di €; Fonte ISTAT)



Fig. 4:
Investimenti complessivi nel
comparto delle Costruzioni
(residenziali e non)

La Modellazione e Simulazione numerica

Nelle attività di simulazione numerica vengono considerate¹ le operazioni dell'analista che si appresta ad eseguire un calcolo strutturale. Si chiede all'analista di riflettere, descrivere e giustificare le attività di M&A scomponendole nelle seguenti fasi:

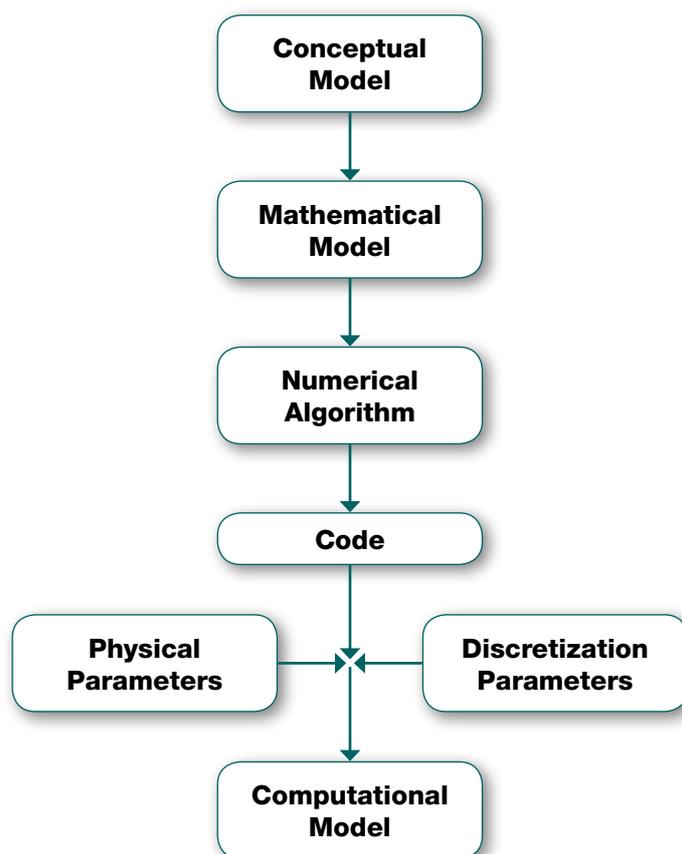
- Identificazione del Modello Fisico oggetto dello studio, ad esempio, l'oggetto reale dell'analisi, costituito, ad esempio, da una struttura od un edificio esistente, da una struttura in progetto di nuova realizzazione,
- scelta del Modello Concettuale, definito come l'insieme delle assunzioni e descrizioni dei fenomeni fisici che sottendono al Processo Fisico da analizzare, dai quali derivano i modelli matematici e gli schemi di calcolo
- scelta e utilizzo del Modello Matematico,
- utilizzo di Algoritmi Numerici (l'implementazione numerica del modello matematico mediante algoritmi, usualmente in forma discretizzata, ad esempio mediante il Metodo agli Elementi Finiti, algoritmi di soluzione, criteri di convergenza, etc.) implementati in un Codice di Calcolo,
- scelta dei parametri fisici da inserire nel Codice di Calcolo,
- scelta di parametri di discretizzazione del modello.

Le suddette attività conducono ad ottenere un Modello Computazionale. La cura e il controllo di questi passaggi, assieme al controllo degli strumenti di calcolo utilizzati, influenza in maniera determinante la qualità dei calcoli eseguiti sul Modello Computazionale mediante elaborazioni numeriche.

Ulteriori approfondimenti sono disponibili nella Pubblicazione citata nella Nota² a piè di pagina.

¹ Cfr. ASME (American Society of Mechanical Engineers) V&V10, Comitato. **"Guide for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics"**. 2007. E anche NAFEMS, "What is? Verification and Validation".

² Ing. Paolo Segala, **"Vademecum per la compilazione della Relazione di Calcolo in conformità al Capitolo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008)"**, CSPfea Ed., Versione 2.1, Giugno 2010



Buone Pratiche per le analisi Pushover

Le Buone Pratiche indicate nei successivi capitoli hanno lo scopo di supportare il lavoro dell'Analista al fine di giustificare una corretta impostazione in definitiva del modello computazionale.

In particolare le Buone Pratiche qui indicate vengono utilizzate come riferimento per l'esecuzione di analisi Statiche Nonlineari (Pushover) per la valutazione della Vulnerabilità Sismica dei Fabbricati esistenti e degli interventi di Miglioramento Sismico.

1. Criteri di Modellazione

In funzione della schematizzazione scelta è importante porre l'attenzione alle scelte di modellazione. In particolare³.

1.1. Per strutture a Telaio

Per classiche strutture a telaio in CA giustificare:

- i criteri di semplificazione della struttura: scale e balconi, tetti, fondazioni;
- i criteri di posizionamento corretto di carichi e masse di elementi trascurati;
- i criteri e le scelte per la generazione di mesh o di telai equivalenti di eventuali parti a sviluppo non lineare quali setti e pareti.

³ G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di), "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000

Per strutture prefabbricate in CA, giustificare:

- il posizionamento degli elementi strutturali principali;
- il collegamento tra travi longitudinali e travi di copertura;
- la modellazione di travi a doppia pendenza;
- le scelte per la simulazione della rigidità degli impalcati;
- gli svincoli nella trave di copertura;
- la modellazione degli elementi aggiuntivi non strutturali;
- la modellazione del collegamento tra colonne e plinti di fondazione.

Per strutture miste CA e muratura:

- Giustificare la semplificazione della struttura;
- Giustificare le scelte per la generazione del telaio equivalente;
- Controllare che il Codice di Calcolo permetta di applicare contemporaneamente legami elasto-plastici per entrambi i materiali.

1.2. Schematizzazione ad Elementi Finiti bi- o tri-dimensionali

La modellazione ad elementi finiti (mono dimensionali, bidimensionali e tridimensionali) costituisce l'approccio più generale alla modellazione di strutture e permette di considerare compiutamente molti fenomeni del modello fisico. Vanno valutati i seguenti aspetti:

- la tipologia di elementi finiti 2D/3D utilizzata;
- il sistema di riferimento locale del singolo elemento 2D e 3D;
- l'ottimizzazione della discretizzazione ad elementi finiti (mesh);
- la presenza eventuale di elementi particolarmente distorti (sia 2D sia 3D), e la conferma per mezzo di calcolazioni semplici che essi non pregiudicano la bontà dei risultati;
- per gli elementi 2D l'eventuale presenza di svincoli interni sui bordi degli elementi.

Altri importanti valutazioni riguarderanno:

- l'abbattimento, per elementi 2D, eventuale della rigidità fuori piano;
- la tecnica di modellazione degli impalcati;
- la modellazione dei carichi di solaio;
- le fasi storiche di costruzione e le relative sequenze di carico gravitazionale;
- le modalità con le quali i vari tipi di carico sono stati trasformati in massa sismica ed in quali direzioni;
- nell'ambito tipico della procedura di analisi di pushover la modalità di generazione delle due principali tipologie di carico laterale: proporzionale ai Modi di vibrazione, proporzionale alle masse sismiche ai fini della valutazione della spinta nell'analisi pushover.

1.3. Schematizzazione a Telaio Equivalente

La schematizzazione col metodo a telaio equivalente è, in genere una buona pratica quando negli edifici in muratura vi sia una evidente estrapolazione di maschi murari ed architravi. Questo approccio non può essere utilizzato in qualunque sistema strutturale in muratura. Sussistono diversi elementi di criticità che possono rendere progressivamente ingiustificabile l'adozione di uno schema a Telaio Equivalente. Esse riguardano tematiche quali ad esempio:

- presenza di nicchie, cavità, variazioni di spessore lungo le pareti, canne fumarie, scassi per impianti;
- differenziazioni locali o per piano delle caratteristiche meccaniche dei materiali (a tener conto ad esempio della maggior capacità a scorrimento per l'attrito commisurato al carico presente, o della migliore qualità di murature spesse per le quali la parte interna delle stesse è sicuramente meglio confinata);
- irregolarità degli allineamenti ed andamenti curvilinei;
- irregolarità tipiche di strutture storiche o monumentali;
- presenza di solai voltati, volte, archi e cupole;
- sopraelevazioni, parziali demolizioni ed ampliamenti effettuati in periodi storici differenti.

Nell'approccio al Telaio Equivalente sarà necessario:

- giustificare la semplificazione della struttura;
- giustificare le scelte per la generazione del telaio equivalente;

- giustificare le scelte di modellazione dei nodi del telaio equivalente (in termini di rigidità, capacità e comportamento non lineare);
- giustificare il posizionamento e gli offset delle cerniere plastiche e le implicazioni ai fini della capacità locale e globale della struttura anche con analisi di sensitività;
- quali effettivi elementi costituiscono il telaio equivalente generato (spesso auto generato). In particolare, si dovrà stabilire quali elementi fungono da maschi murari, da architravi, se esistono elementi o link rigidi;
- per ogni tipologia si specificherà il comportamento durante l'analisi, se indefinitamente elastico o non lineare. Se non lineare, quale criterio di rottura è stato selezionato (ad esempio nel caso delle architravi se puramente elastico, elasto fragile, elasto plastico, ecc);
- importante sarà evidenziare la posizione reale dei singoli elementi, se cioè sussistono offset rigidi di posizionamento in particolare degli architravi;
- nei casi di automatismi disponibili per simulare la presenza di piani rigidi bisognerà evidenziarne l'utilizzo. Possono poi esistere situazioni intermedie, queste devono essere evidenziate specificando quale tecnica è stata sfruttata (che sia avvenuta in modo manuale o automatizzato dal software);
- in alcune situazioni particolari è possibile simulare la presenza di volte a singola o doppia curvatura. Se esse vengono trasformate in modo automatico dal programma è opportuno specificare l'azione equivalente esercitata sul modello di calcolo reale.

1.4. Modellazione degli elementi non strutturali

Per elementi non strutturali può farsi riferimento alla lista di cui Art. 1.2 del D.M. 22-1-2008 n. 37, Ministero dello Sviluppo Economico. La Modellazione degli elementi non strutturali quali facciate, tamponature, tramezzature, può influenzare la risposta della struttura in maniera inattesa.

Sono pochi i testi a disposizione, ma si può fare riferimento al testo in Nota a piè pagina⁴.

2. Criteri di Analisi

2.1. Analisi Dinamica Lineare

È necessario condurre tale analisi per una serie di motivi, il primo dei quali è quello di valutare i modi principali della struttura ai fini di una corretta individuazione della spinta. Tuttavia l'analisi, assieme alla statica lineare, permette anche di validare il Modello Computazionale prima di passare alle Analisi Nonlineari.

Si dovrà valutare:

- Il tipo di algoritmo utilizzato dal Codice per l'estrazione degli autovalori⁵ (es. Ritz, Lanczos, Subspace Iteration, etc.);
- l'utilizzo di algoritmi per l'individuazione di modi doppi o persi dall'algoritmo di estrazione (es. Sturm sequence check);
- Frequenze, masse partecipanti e tipologie dei modi significativi di vibrazione della struttura;
- Numero di modi necessari a far partecipare il 90% della massa complessiva;
- Direzione di attivazione delle masse.

In questa fase ci si dovrà soffermare sul:

- Considerare l'effetto degli svincoli
- Considerare l'effetto di abbattimento di rigidità;
- Considerare la scelta nel calcolo della Matrice delle masse di tipo *lumped* o *consistent* per il peso proprio;
- Considerare eventuali effetti del second'ordine.

⁴ Ing. Mirco Sanguin, Ing. Paolo Segala, **"Gli elementi Non Strutturali"**, CSPfea Editore, 2013

⁵ Cfr.: A. Chopra, **"Dynamics of structures"**, Pertience-Hall; e P. Rugarli, **"Analisi modale Ragionata"**, EPC Libri

2.2. **Analisi Statica Nonlineare (Pushover)**

È necessario valutare giustificare e riportare in relazione alcune scelte di Modellazione pertinenti l'analisi statica nonlineare.

È necessario valutare i parametri di rigidezza (per la fase elastica) e di resistenza sui materiali. In particolare i parametri di resistenza precisando i valori medi di partenza e le eventuali riduzioni, già nell'analisi, nel caso del materiale muratura, legate ai valori dei fattori di confidenza. Nel caso delle strutture in cemento armato o murature si indicherà quale valore di FC è stato scelto in fase di verifica dei meccanismi fragili e duttili.

Si noti che molti software dotati di archivi e funzionalità di generazione dei parametri di resistenza partono da valori caratteristici senza indicare i valori finale trasferiti al solutore. In questi casi sarà opportuno i valori reali usati in sede di calcolo.

Nel caso di strutture miste, dove esistono elementi in materiale muratura insieme ad elementi in cemento armato o acciaio sarà opportuno precisare il comportamento in fase di analisi non lineare.

In particolare per strutture a Telaio in CA e strutture miste CA-Muratura⁶

- Valutare e giustificare le rigidezze e resistenze dei materiali (dove intervengono il FC ed il γ_m)
- Scegliere e giustificare l'uso di modelli a plasticità concentrata (cerniere) o plasticità diffusa (fibre)
- Valutare e giustificare l'influenza del parametro Luce di taglio nelle due tipologie;
- Valutare e giustificare la scelta delle tipologie delle cerniere plastiche concentrate;
- Valutare la sequenza di utilizzo delle cerniere plastiche concentrate;

In particolare per strutture in Muratura in generale nelle quali si intenda adottare il Metodo degli Elementi Finiti:

- Valutare e giustificare la scelta di un approccio di "micro modellazione" modellando i componenti della muratura e le loro interazioni⁷ o "macro modellazione" modellando la muratura come un materiale omogeneo a zone dotando il modello costitutivo di parametri omogeneizzati,
- Valutare che il legame costitutivo utilizzato sia in grado di rappresentare la limitata resistenza a trazione e la sua fragilità, e il comportamento a compressione non lineare
- I modelli costitutivi quali Mohr-Coulomb sono caratterizzati da un comportamento elastico perfettamente plastico sia in trazione che in compressione. Tale comportamento può discostarsi dalla realtà in caso di edifici con una certa altezza e murature di caratteristiche meccaniche scadenti.
- I modelli costitutivi che considerano la meccanica della frattura sono in genere considerati più affidabili anche se necessitano di un maggior numero di parametri.

Altri elementi di valutazione per il controllo dell'analisi Pushover sono:

- la scelta dei casi di carico di pushover;
- la scelta del controllo in spostamento e controllo in forza;
- la scelta del punto di controllo.

È necessario comprendere le modalità con il quale il Codice di Calcolo effettua:

- il caricamento verticale;
- il calcolo che includa gli effetti P- Δ o degli effetti del 2° Ordine;
- i parametri utilizzati (e raggiunti) per ottenere la convergenza dell'analisi (Norma sulla Forza, Spostamento, Energia) e il numero di iterazioni raggiunte.
- i messaggi della diagnostica del solutore.

⁶ Cfr. NTC 2008: par. 7.3.4 e C7.3.4

⁷ Cfr. Lourenco, Rots et Al., "Two approaches for the analysis of masonry structures: micro and macro-modeling", HERON Vol 40, n°4

Inoltre si dovranno indicare:

- modalità di schema non lineare adottato per tutti o per ognuno dei casi di carico non lineare (controllo in spostamento in forza, ecc);
- se sono stati adottati specifiche routine per il controllo della convergenza;
- le norme di convergenza adottate;
- il criterio di convergenza adottato per stabilire la terminazione delle analisi non lineari;
- se sono state adottate particolari opzioni di interruzione delle analisi a volte utili per evitare inutili attese nella conclusione delle analisi non lineari.

3. Approfondimenti

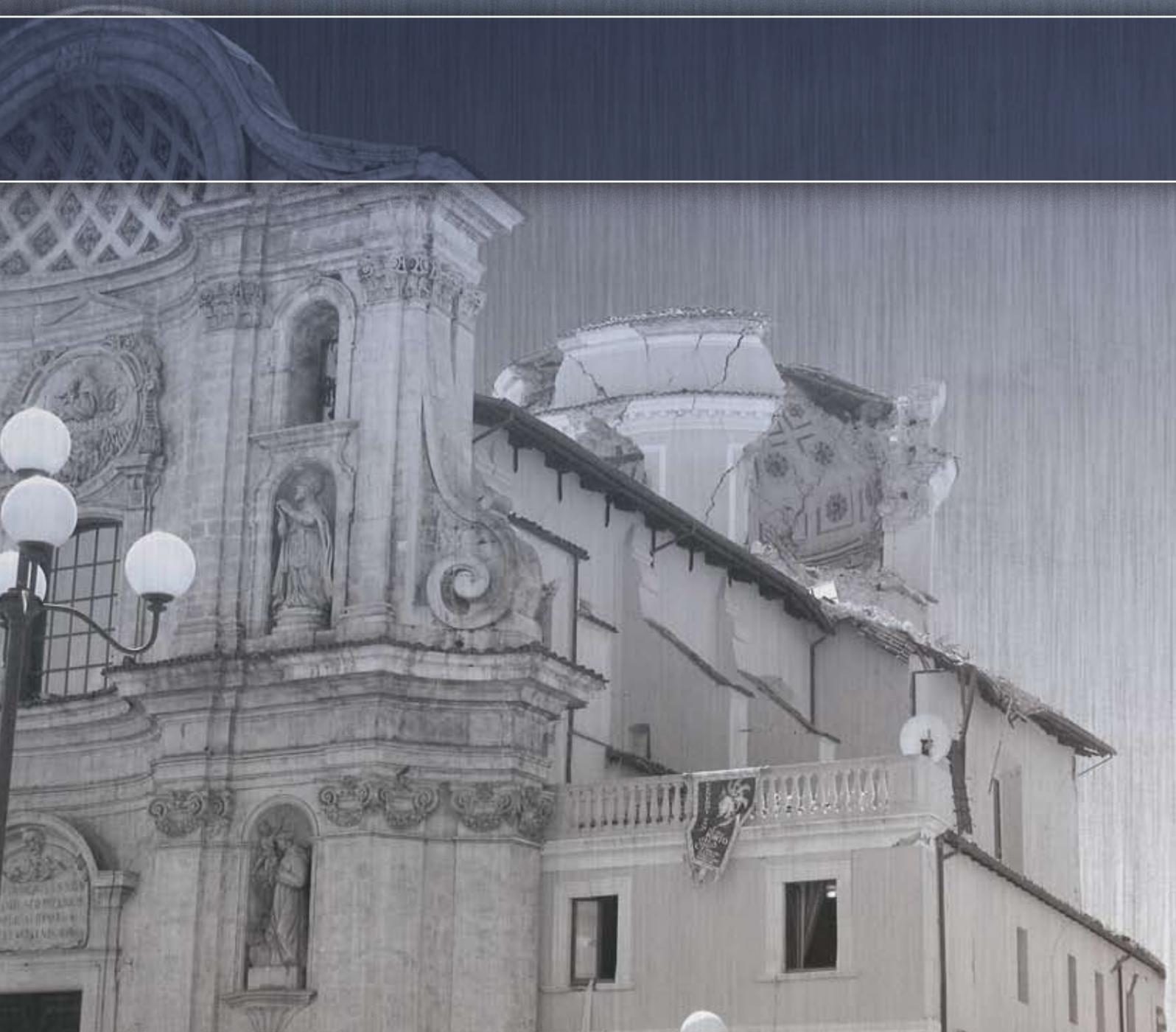
Ulteriori approfondimenti sono disponibili nei seguenti Testi disponibili presso il sito web dell'Editore www.cspfea.net

Paolo Segala, **“Vademecum per la compilazione della Relazione di Calcolo in conformità al Capitolo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008)”**, CSPfea Ed., Versione 2.1, Giugno 2010

Carlo Tuzza, **“Analisi Non Lineare di strutture in muratura e miste”**, CSPfea Editore, 2° Edizione 2013

Luigi Griggio, Mirco Sanguin, Paolo Segala, Carlo Tuzza, **“Buone pratiche di modellazione dei prefabbricati in zona sismica”**, CSPfea Editore, 2012

Mirco Sanguin, Paolo Segala, **“Elementi non strutturali in zona sismica”**, CSPfea Editore, 2013



EDIFICI IN MURATURA



Il fabbricato residenziale della Società per le Case Popolari a Correggio (RE)

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Plate/shell	Truss
Numero elementi totale	18000	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D		
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Lanczos	
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm		
%massa partecipante estratta	10 autovalori considerati, quale 91% di massa calcolata	Flessionale
Metodi di combinazione auto valori	CQC	
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	65%	
Nonlinearità del materiale	Strumas	
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	controllo in forze	Raggiunta la convergenza

La costruzione è stata eretta nei primi anni del secolo scorso, prevede pareti portanti in laterizi pieni, impalcati di piano prevalentemente con travi lignee a sostegno di voltine laterizie e copertura ad orditura lignea; la pianta rettangolare misura m 47.00x10.00 e sono presenti 3 livelli in aggiunta al seminterrato ed al sottotetto.

L'orditura strutturale è caratterizzata da notevole regolarità in pianta ed in alzata; le pareti hanno perimetralmente lo spessore di cm 30 ed internamente di cm 15.

Le prime valutazioni dello scrivente sulla costruzione risalgono a circa venti anni addietro; perio-

dicamente ed a seguito dei ripetuti eventi sismici sono state eseguite ampie valutazioni e prove, principalmente sul terreno di fondazione; quest'ultimo cambia notevolmente la sua consistenza nell'estensione dell'impronta del fabbricato.

L'analisi illustrata a seguire ha inteso riconoscere la vulnerabilità della costruzione per azioni sismiche di entità prefissata e gli effetti sulle murature conseguenti alla propensione ai cedimenti differenziali della costruzione, sicuramente accentuata nel corso dell'ultima sequenza sismica nell'anno 2012, che è stata caratterizzata dalla presenza di elevati valori di accelerazione verticale.

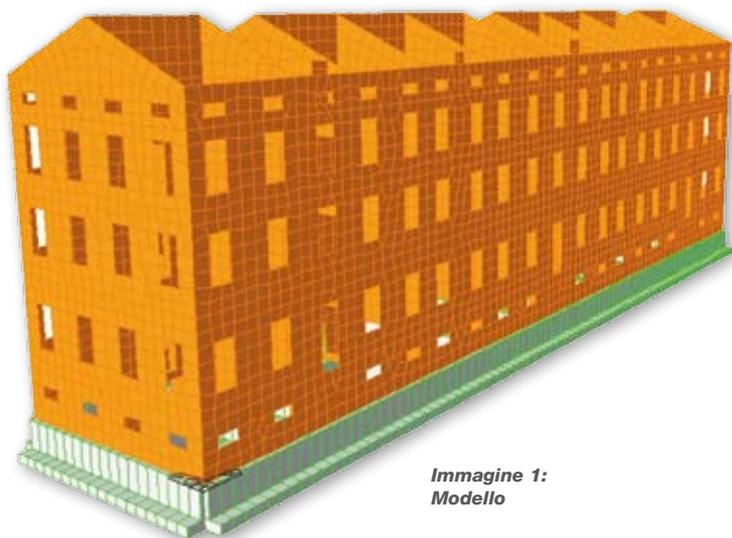


Immagine 1:
Modello

Il modello realizzato con il software MIDAS/Gen, ha previsto prevalentemente l'impiego di elementi plate con rigidezza nel e fuori del piano, disposti e suddivisi nel pieno rispetto del rilievo geometrico dell'immobile; per la suddivisione degli elementi plate è risultato utile posizionare preliminarmente secondo il perimetro di facciate ed aperture elementi beam temporanei, che hanno favorito poi la regolare creazione della mesh delle superfici.

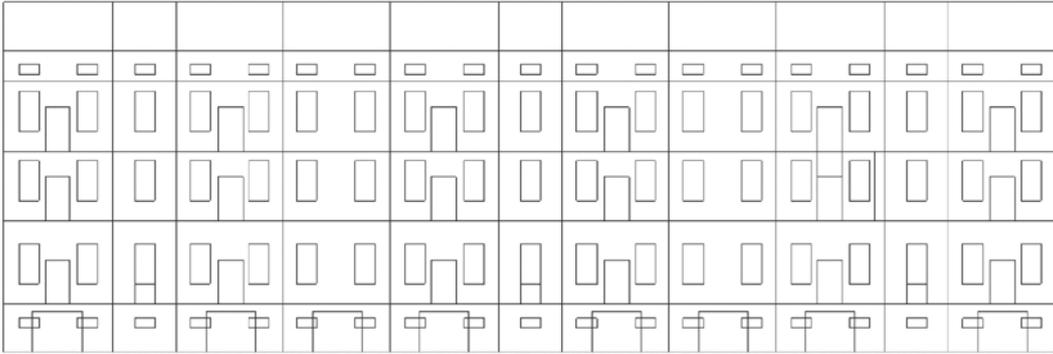


Immagine 2:
Aste temporanee per la
suddivisione della mesh

Gli impalcati di piano sono stati assunti rigidi con esclusione della copertura, il vincolo al livello delle fondazioni è stato definito di incastro in una prima fase dell'analisi e successivamente sono state inserite molle a rigidità definita nella direzione verticale, rigidità diversa e commisurata alle varie

costanti elastiche rilevate nel terreno nell'area della costruzione.

Al materiale muratura è stato attribuito un modulo elastico pari 15.000 daN/cm², un coeff.di Poisson pari a 0,3 ed una densità pari a 1800 daN/m³.

In una prima fase è stata eseguita una analisi dinamica lineare per ottenere i periodi di vibrazione dei modi prevalenti secondo le direzioni principali e le correlate accelerazioni spettrali.

Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	11.7022	1.8625	0.5369	0.0000e+000
2	11.7663	1.8727	0.5340	0.0000e+000
3	12.9423	2.0598	0.4855	0.0000e+000
4	14.8278	2.3599	0.4237	0.0000e+000
5	15.5756	2.4789	0.4034	0.0000e+000
6	16.6844	2.6554	0.3766	0.0000e+000
7	20.5401	3.2691	0.3059	0.0000e+000
8	26.1318	4.1590	0.2404	0.0000e+000
9	60.8146	9.6789	0.1033	0.0000e+000
10	70.6997	11.2522	0.0889	0.0000e+000

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0073	0.0073	0.1263	0.1263	0.0000	0.0000	0.1662	0.1662	0.0017	0.0017	0.0014	0.0014
2	0.0031	0.0103	0.2009	0.3272	0.0000	0.0000	0.2664	0.4326	0.0008	0.0025	0.0375	0.0389
3	0.0003	0.0106	0.8940	1.2212	0.0000	0.0000	0.8786	1.3112	0.0001	0.0026	0.0182	0.0571
4	2.4759	2.4865	0.0020	1.2232	0.0000	0.0000	0.0012	1.3124	0.2702	0.2728	0.0040	0.0610
5	8.4110	10.8974	0.0000	1.2232	0.0000	0.0000	0.0001	1.3124	1.0214	1.2942	0.0006	0.0617
6	0.0002	10.8977	20.9924	22.2156	0.0011	0.0011	10.3224	11.6348	0.0000	1.2942	0.0021	0.0638
7	0.0028	10.9005	51.8993	74.1149	0.0028	0.0039	4.8304	16.4652	0.0002	1.2944	0.0004	0.0642
8	64.9664	75.8669	0.0058	74.1207	0.0000	0.0039	0.0009	16.4661	1.0233	2.3177	0.0003	0.0645
9	0.0005	75.8674	17.6985	91.8192	0.0343	0.0382	28.5390	45.0051	0.0000	2.3177	0.0061	0.0706
10	14.9286	90.7960	0.0000	91.8193	0.0002	0.0383	0.0022	45.0073	6.1751	8.4928	0.0954	0.1660

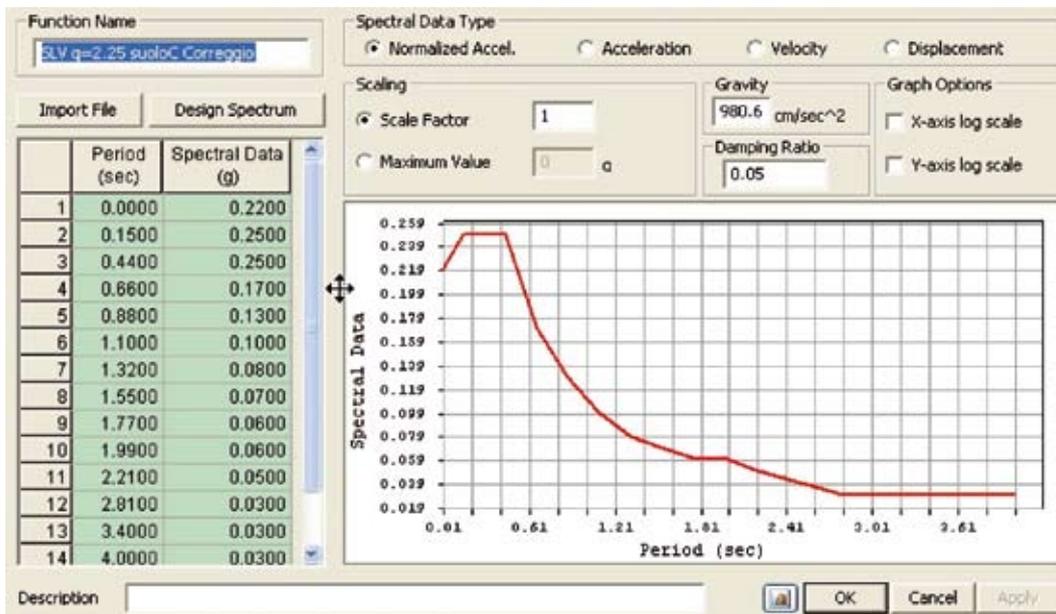


Immagine 3:
Spettro di progetto per SLV,
per terreno C, ottenuto dal
corrispondente spettro elastico
scalato per q=2,25

Le accelerazioni relative allo spettro elastico sono state ottenute moltiplicando per il fattore di struttura q , che nel caso specifico è pari a 2,25.

Successivamente è stata eseguita una analisi statica non lineare, caratterizzando la muratura con il modulo STRUMAS e ricercando le curve di capacità del fabbricato secondo le due direzio-

ni principali; sono state impiegate distribuzioni di carico proporzionali alle masse, variando per tentativi il carico massimo, fino ad ottenere curve con un chiara e mantenuta inflessione; per la direzione X longitudinale della costruzione, la spinta massima T è stata fatta corrispondere alla massa sismica della costruzione M moltiplicata per $a=1,2g$.

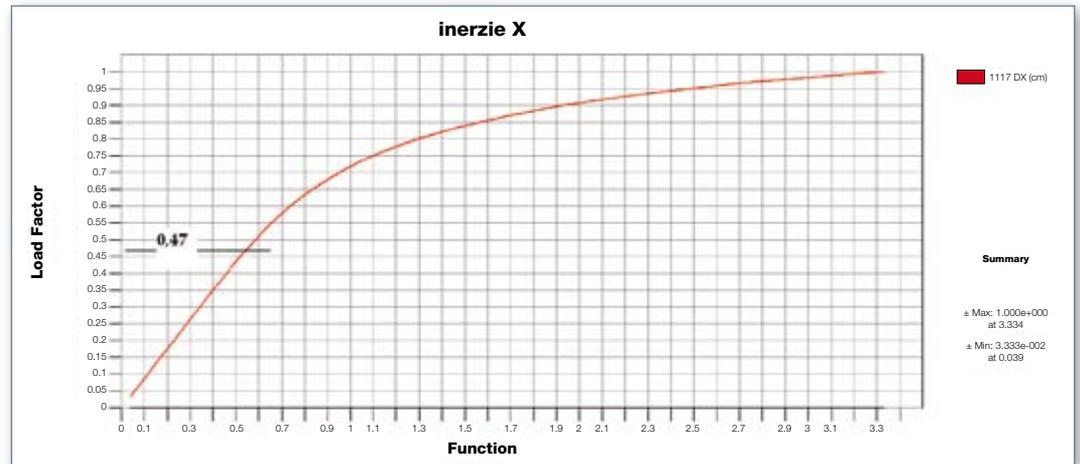


Immagine 4:
Curva di capacità per spinta massima $T = M \cdot 1,2g$

La curva di capacità è stata impiegata per una sommaria valutazione della vulnerabilità della costruzione, individuando il punto della curva corrispondente al tagliante attivato dall'accelerazione spettrale T' che

compete alla costruzione, che nel caso specifico è ancora compreso nel tratto lineare della curva, con conseguenti buone aspettative circa le risorse del fabbricato:

$0,25g$ = accelerazione che compete al fabbricato, in base al suo periodo, derivata dallo spettro di progetto
 $0,25g \cdot 2,25$ = accelerazione che compete al fabbricato, in base al suo periodo, derivata dallo spettro elastico
 $T' = M \cdot 0,25g \cdot 2,25 = M \cdot 0,56g$ (sull'asse delle ordinate della curva di capacità $0,56/1,2 \approx 0,47$).

La fase finale dell'analisi ha cercato di indagare sulla sensibilità della costruzione ai cedimenti differenziali in fondazione conseguenti alla grande disuniformità delle caratteristiche meccaniche del terreno; la rigidezza del terreno, noti comunque i limiti di tale assunzione, è stata modellata con molle a rigidezza verticale commisurata ai diversi valori dei coefficienti di sottofondo ($1-3 \text{ daN/cm}^3$).

È stata utilizzata l'analisi dinamica lineare ed è stata impiegata per le verifiche una combinazione di carico sismica che ha previsto la contestuale presenza del sisma nella componente orizzontale e verticale.

Nodal Body Force Factor			
X	0		
Y	0		
Z	-0.5		

Load Case	X	Y	Z
sisma verticale	0	0	-0.5

Load Combination List					
No	Name	Active	Type	Description	
1	sisma vert+X	Active	Add	sisma verticale+X	
2	sisma vert.+Y	Active	Add	sisma verticale+Y	
*					

Load Cases and Factors	
LoadCase	Factor
PP(ST)	1.0000
PSTRUTT(ST)	1.0000
PnoSTRUTT(S)	1.0000
VAR(ST)	0.3000
sisma verticale	1.0000
sisma y(RS)	1.0000
*	

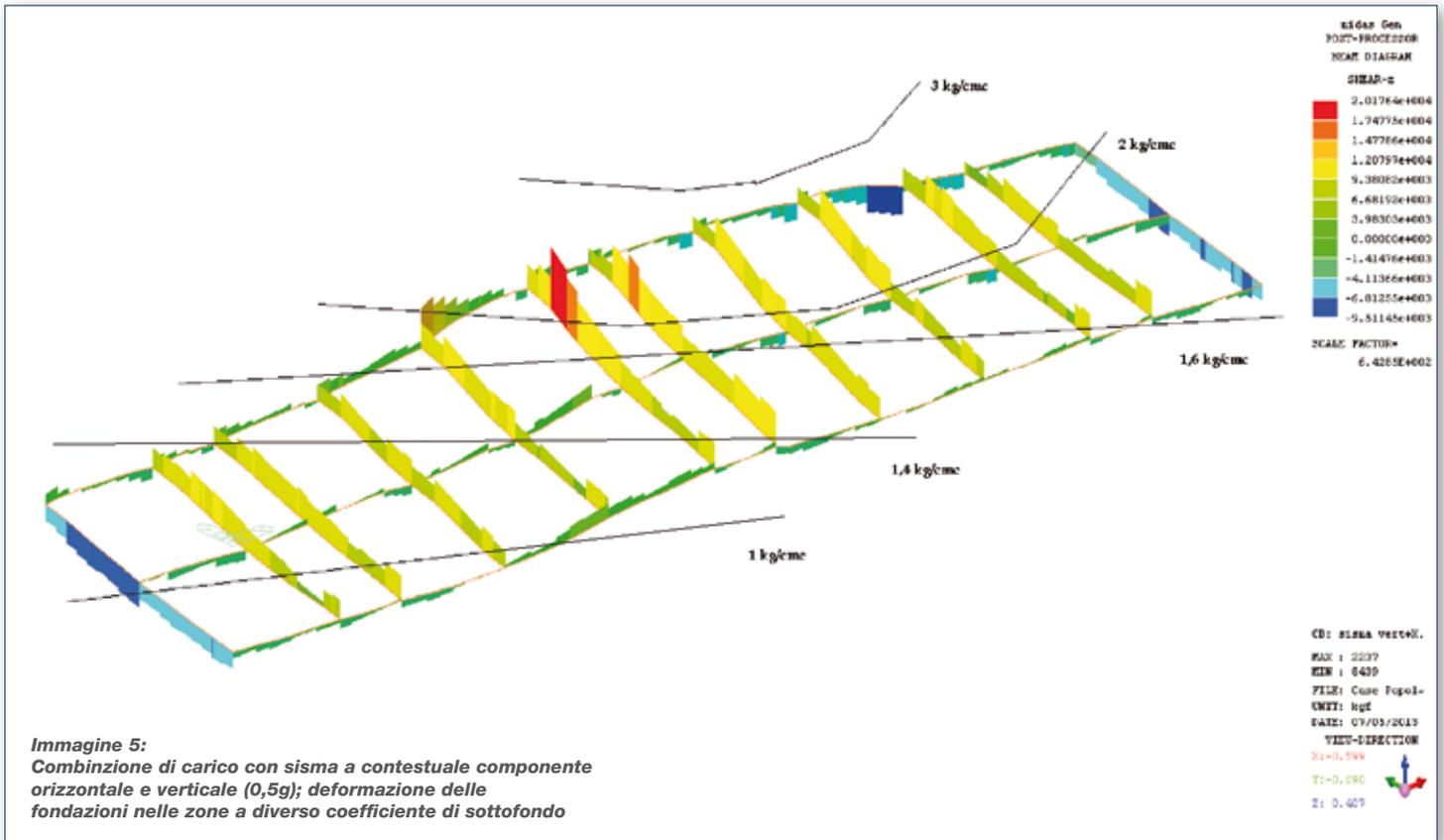


Immagine 5:
 Combinazione di carico con sisma a contestuale componente orizzontale e verticale (0,5g); deformazione delle fondazioni nelle zone a diverso coefficiente di sottofondo

L'intervento in progetto per la riduzione della vulnerabilità del fabbricato, ha previsto la cerchiatura con piatti metallici di tutte le aperture e l'affiancamento di cordoli in cemento armato alle fondazioni esistenti, tra loro reciprocamente connessi.

I piatti di cerchiatura sono stati modellati con corrispondenti beam disposte tra i nodi compresi nel perimetro delle aperture; le fondazioni sono state modellate alla base degli elementi plate costituenti

le pareti, disponendo tra i nodi beam su suolo elastico, con le corrispondenti sezioni in muratura piuttosto che in calcestruzzo.

Si riportano a seguire le mappe delle tensioni tangenziali in una facciata esterna, per la combinazione di carico sismica descritta sopra, prima in assenza e poi in presenza dei descritti interventi di riduzione della vulnerabilità; nelle mappe vengono rimosse le superfici che superano la tensione di +/- 2,5 kg/cm².

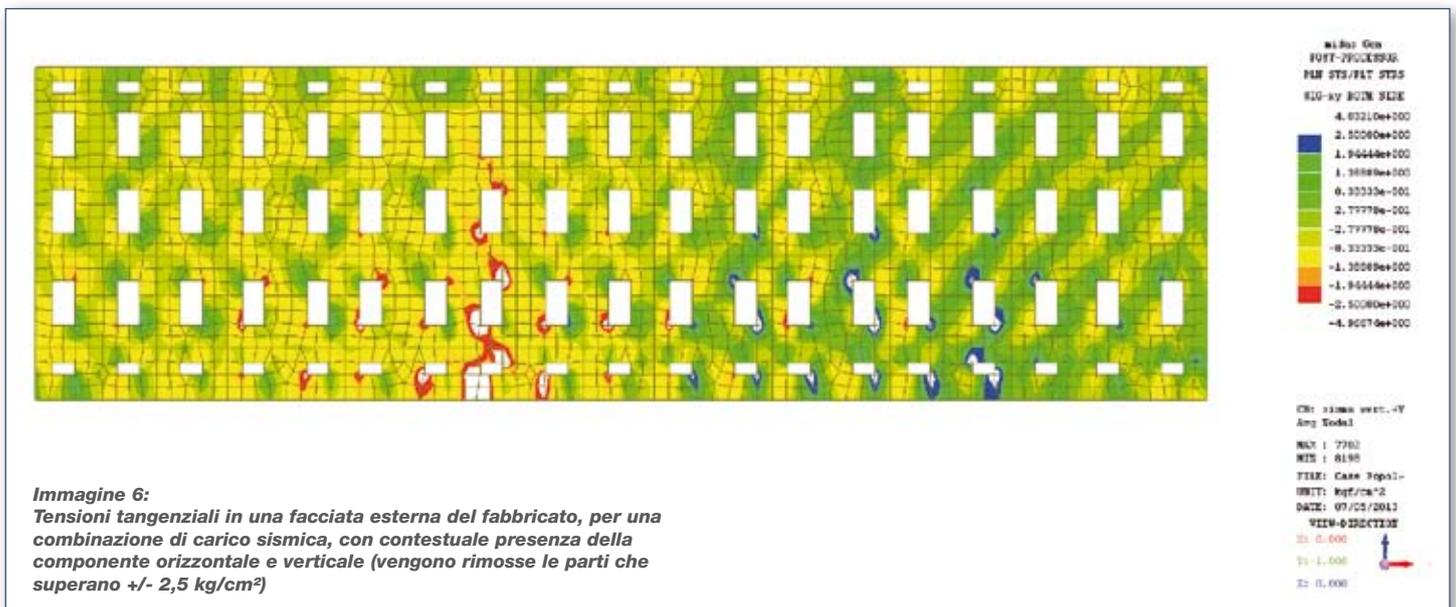


Immagine 6:
 Tensioni tangenziali in una facciata esterna del fabbricato, per una combinazione di carico sismica, con contestuale presenza della componente orizzontale e verticale (vengono rimosse le parti che superano +/- 2,5 kg/cm²)

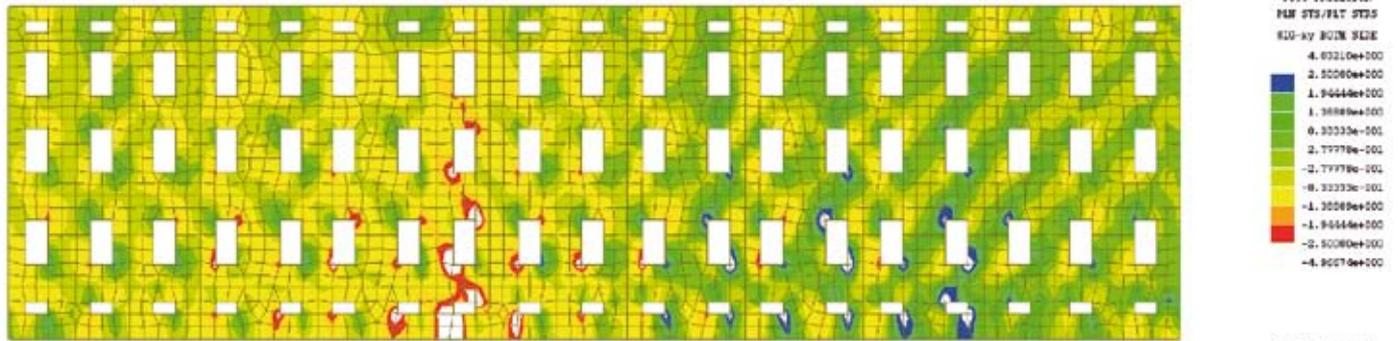


Immagine 7:
Tensioni tangenziali in una facciata esterna del fabbricato, per una combinazione di carico sismica, con contestuale presenza della componente orizzontale e verticale (vengono rimosse le parti che superano +/- 2,5 kg/cm²), con modellazione degli interventi di riduzione della vulnerabilità

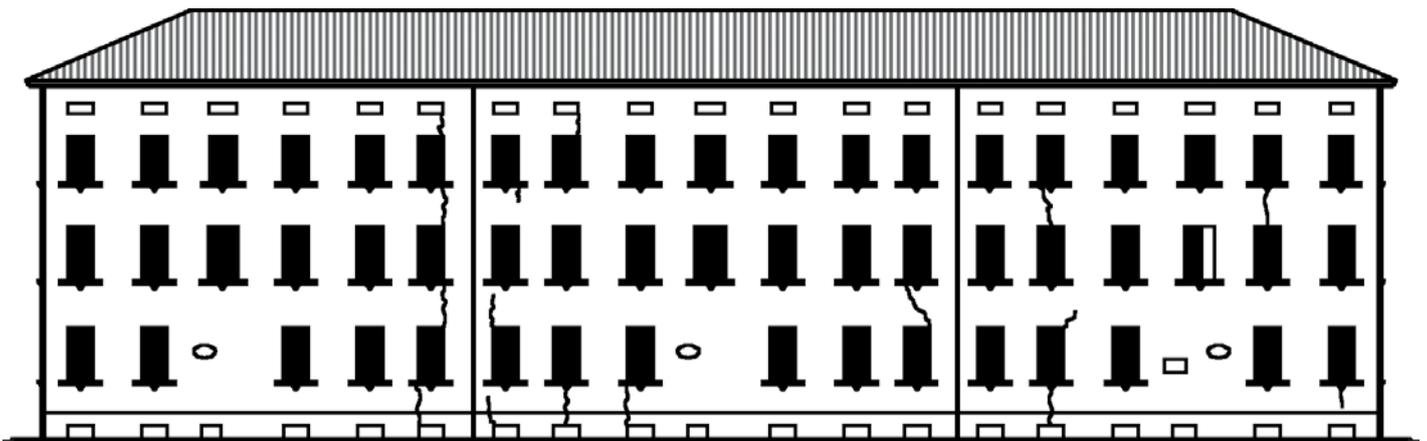
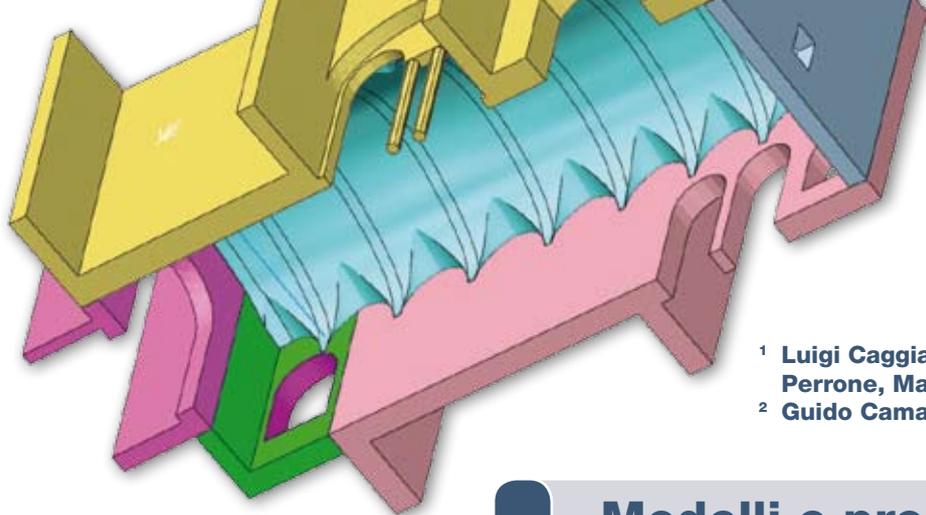


Immagine 8:
Rilievo del quadro fessurativo dell'immobile a seguito dei recenti eventi sismici

Le varie fasi della modellazione hanno permesso inizialmente una valutazione sommaria della vulnerabilità del fabbricato, quindi la sensibilità delle murature portanti alla presenza di cedimenti differenziali in fondazione ed infine la limitazione delle conseguenze

dei cedimenti differenziali in presenza di interventi di cerchiatura delle aperture e di irrigidimento/ampliamento fondale; il confronto tra il quadro fessurativo rilevato nell'immobile e quello derivato dalla modellazione è risultato sufficientemente congruo.



¹ Luigi Caggiano, Giulia Mazzarella, Francesco Sabini, Monia Perrone, Massimo Petracca, Yves Rolli, Nicola Tarque
² Guido Camata, Cristina Cantagallo, Enrico Spacone

muratura

Modelli e procedure di analisi avanzate applicati allo studio di strutture nuove e esistenti

¹ ASDEA srl
² Università "G.D'Annunzio" di Chieti-Pescara

Nella sezione seguente sono illustrati due interventi su strutture esistenti in muratura. L'utilizzo di modelli non lineari avanzati permette, in casi come questi, di individuare gli elementi strutturali, o loro porzioni, che sono in crisi e di valutare la tipologia d'intervento ottimale. Per entrambi questi esempi è stato utilizzato il codice di calcolo Midas FEA che offre strumenti molto avanzati per questo tipo di studi.

Valutazione di sicurezza e miglioramento sismico di un edificio storico in muratura

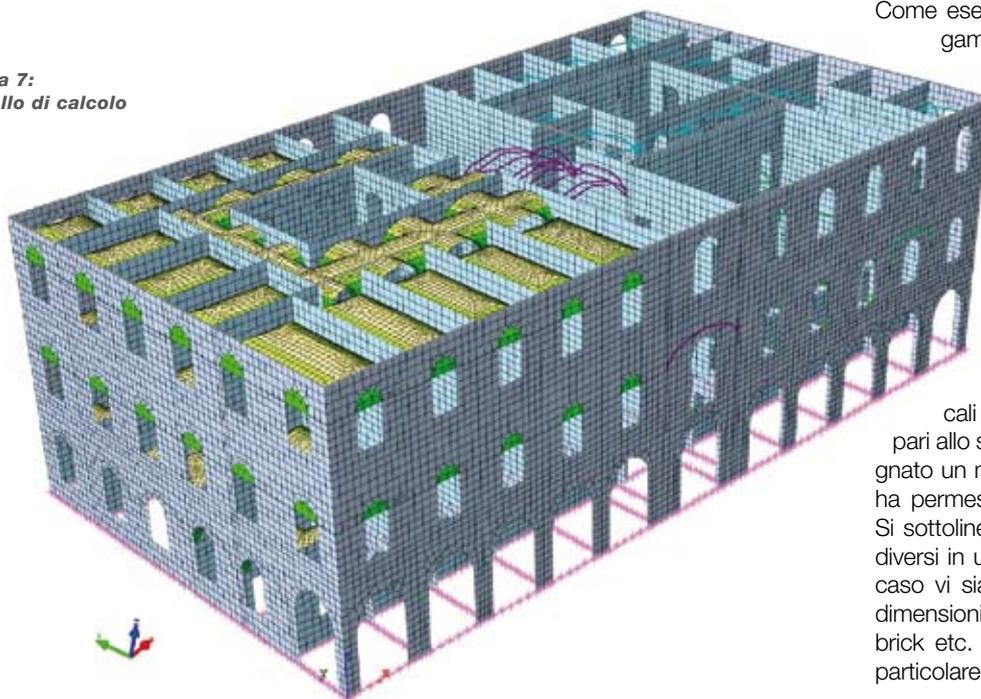
Questo paragrafo descrive le analisi e il miglioramento sismico di un edificio storico danneggiato dagli eventi sismici del 6 aprile 2009. La modellazione strutturale elaborata è particolarmente avanzata e complessa data la geometria del fabbricato.

L'intero edificio è stato accuratamente schematizzato attraverso un sofisticato modello tridimensionale sviluppato utilizzando elementi bidimensionali.

Il modello di calcolo è stato sviluppato usando 3589 elementi beams e 51556 elementi shells (Figura 7). Si è scelto di sviluppare un modello così sofisticato poiché l'uso di elementi monodimensionali per effettuare analisi nonlineari su strutture così complesse è poco affidabile. Il modello con elementi monodimensionali non è in grado di rappresentare correttamente la distribuzione del carico verticale in particolare quando le porte e le finestre non sono allineate verticalmente o quando come nel caso in esame ci sono delle volte complesse difficilmente riconducibili a elementi monodimensionali.

Tuttavia, sviluppare correttamente un modello così complesso implica l'assunzione di diverse ipotesi. Come esempio si concentri l'attenzione sul collegamento tra volte a crociera e elementi verticali. Come si può vedere in Figura 8, l'imposta delle volte è stata modellata evitando di far convergere gli archi in un punto ma in modo da distribuire gli sforzi su più punti di contatto e quindi di Gauss. Nel caso di analisi non lineari questo è un aspetto importante da considerare, in quanto un'eccessiva concentrazione di tensioni avrebbe portato alla plasticizzazione locale dell'imposta. Quindi si è deciso di collegare le imposte delle volte ai muri verticali per mezzo di elementi shell di dimensioni pari allo spessore del muro, al quale è stato assegnato un materiale sufficientemente rigido. Questo ha permesso di ridistribuire il carico sull'imposta. Si sottolinea che il problema di collegare elementi diversi in un modello è ricorrente in particolare nel caso vi siano collegamenti di elementi di diverse dimensioni ad esempio trave con shell o shell con brick etc. Sono quindi situazioni sulle quali porre particolare attenzione.

Figura 7:
Modello di calcolo



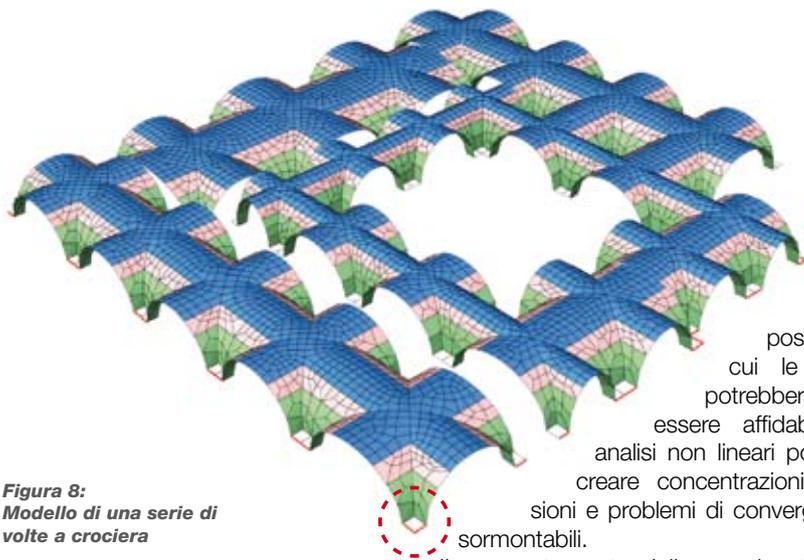


Figura 8: Modello di una serie di volte a crociera

Nelle analisi lineari sono posizioni in cui le tensioni potrebbero non essere affidabili, nelle analisi non lineari potrebbero creare concentrazioni di tensioni e problemi di convergenza insormontabili.

Il comportamento delle pareti sotto azioni sismiche è stato analizzato mediante analisi di pushover lungo le due direzioni principali, mentre il comportamento delle volte rinforzate è stato valutato mediante analisi non lineari con un modello a fibre (Spacone et al. 1996). L'obiettivo dell'intervento era quello di recuperare la struttura nella quasi totalità prestando particolare attenzione agli elementi di notevole pregio o con chiara valenza storica, garantendo la sicurezza statica e migliorando il comportamento sismico dell'edificio in accordo con le normative vigenti.

Dalle indagini visive e prove in situ si è potuto appurare che le situazioni critiche erano concentrate soprattutto nel lato sud dell'edificio. In questa zona infatti, le indagini geologiche hanno evidenziato la presenza di terreni di fondazione costituiti da terreni di riporto di natura variabile sovrastanti terreni colluviali di buona consistenza.

In una prima fase è stata condotta un'analisi non lineare dello stato di fatto sotto carichi verticali per valutare lo stato fessurativo. Dai risultati delle prove SPT è stato possibile parametrizzare i terreni superficiali al fine di poter fornire i valori di rigidità dei terreni per la modellazione semplificata terreno-struttura. I terreni mostrano un trend migliorativo dalla parte sud a quella nord del piano di posa del fabbricato. I valori del modulo di reazione verticale sono stati supposti variabili tra 10 e 25 MN/m³. In seguito alle indagini conoscitive sui materiali costituenti gli elementi strutturali dell'edificio, sono stati calibrati i legami costitutivi a compressione (Figura 9) e trazione (Figura 10) utilizzati nel modello costitutivo Total Strain Crack, che è adatto a rappresentare il comportamento fragile di materiali come la muratura.

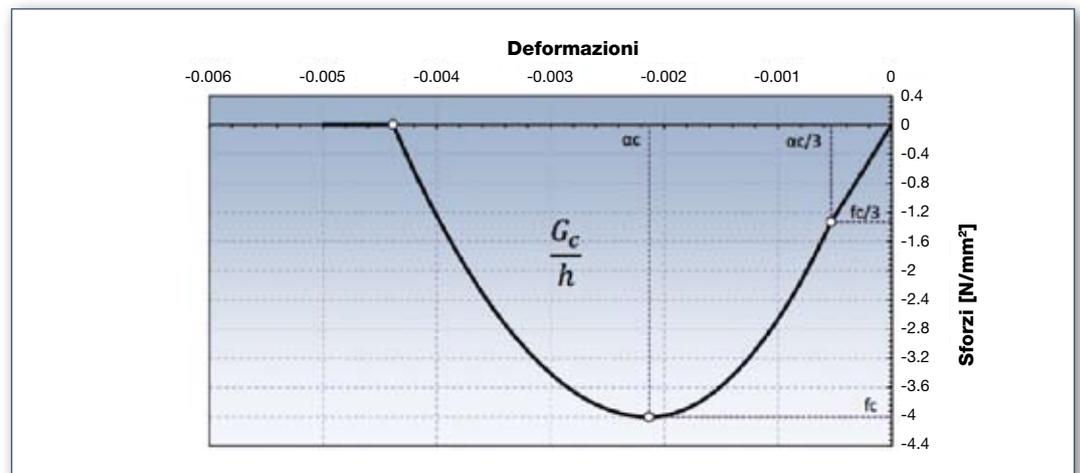


Figura 9: Legame costitutivo a compressione

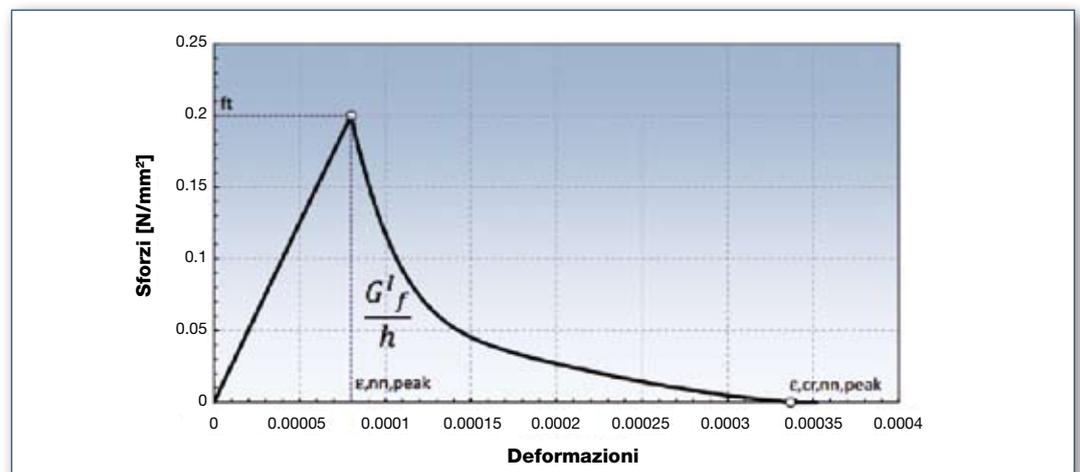


Figura 10: Legame costitutivo a trazione

I risultati di questa prima analisi indicano che il modello è in grado di riprodurre con buona approssimazione sia i cedimenti differenziali (Figura 11) che il fenomeno di degrado dell'edificio allo stato di fatto (Figura 12, Figura 13 e Figura 14) e hanno fornito informazioni essenziali per identificare gli elementi critici e per scegliere le tipologie d'intervento più adatte per il consolidamento.

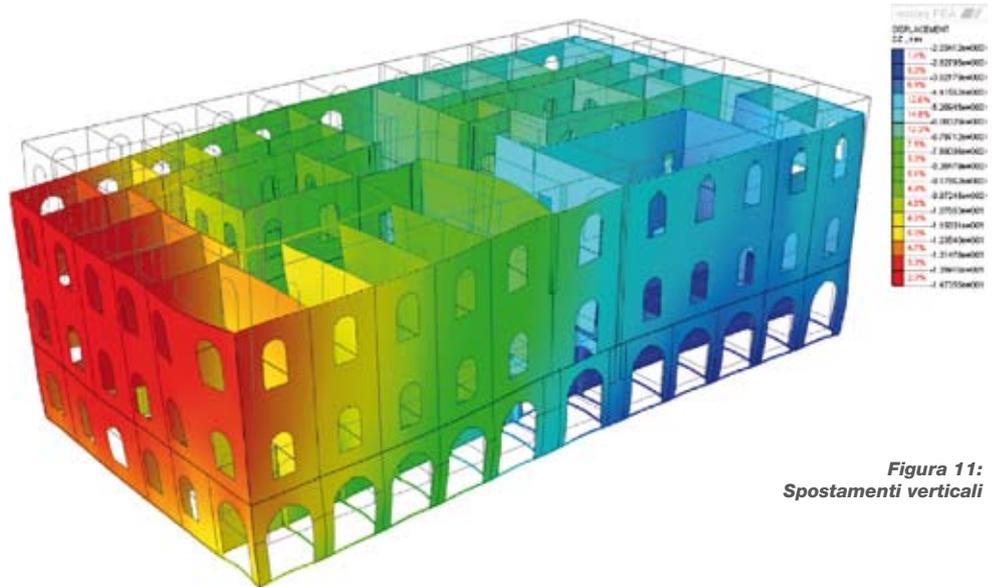


Figura 11: Spostamenti verticali

Figura 12: Quadro fessurativo delle facciate ovest e sud

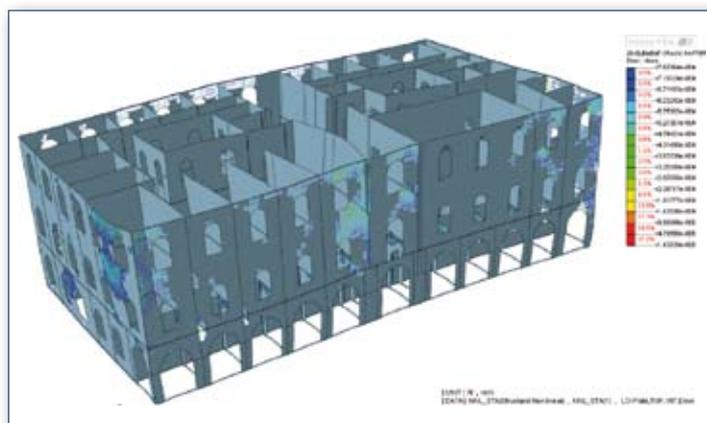
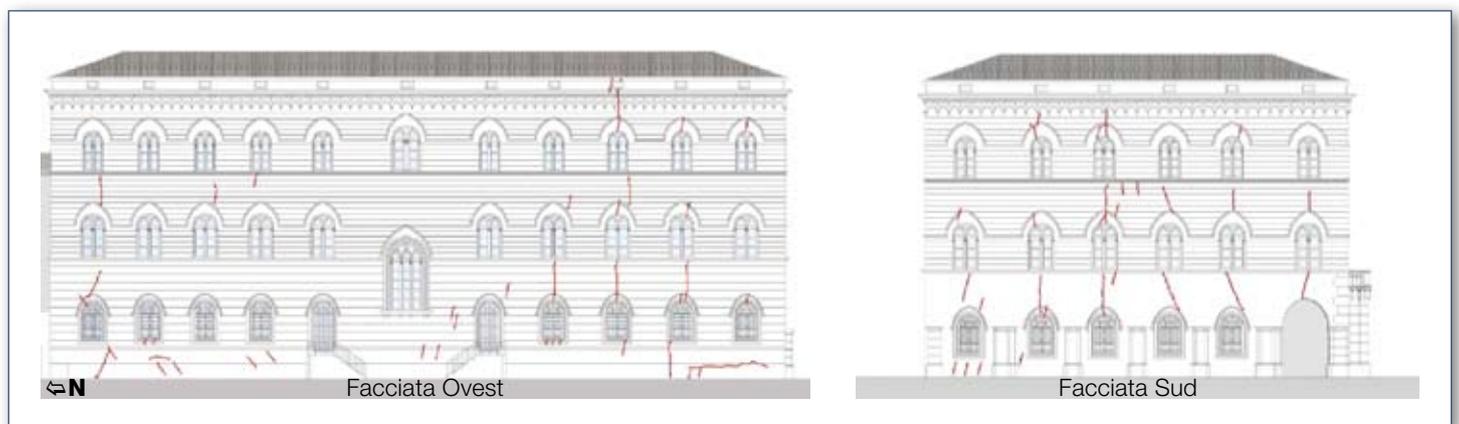


Figura 13: Stato fessurativo - carichi verticali

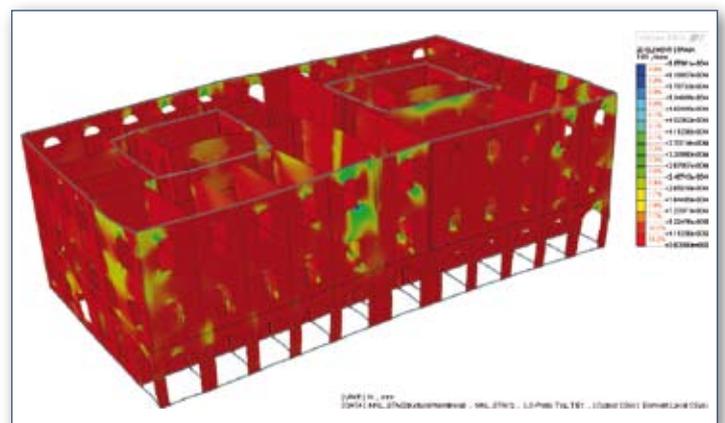


Figura 14: Deformazioni principali E1 - carichi verticali

Il passo successivo è stato quello di progettare gli interventi di rinforzo e di modificare il modello numerico per simulare lo stato di progetto. I valori del modulo di reazione verticale sono stati incrementati per tenere conto del consolidamento effettuato attraverso l'iniezione di resine nel terreno, i carichi agenti sulle volte sono stati diminuiti per tener conto dello svuotamento delle stesse e le volte sono state consolidate attraverso elementi di rinforzo. Il modello così ottenuto è stato utilizzato per valutare il livello di sicurezza statica e sismica globale dell'edi-

ficio nello stato di progetto, verificando quindi l'efficacia e la validità degli interventi scelti. Per quanto concerne l'analisi sismica globale, la vulnerabilità è stata verificata tramite un'analisi statica non lineare con due distribuzioni di forze (metodo Pushover N2). L'edificio è stato spinto attraverso un sistema di forze orizzontali proporzionali alle masse e proporzionale al primo modo di vibrare. Sono state fatte due analisi per ogni direzione analizzata, lungo la direzione longitudinale denominata X, e lungo la direzione trasversale denominata Y.

La Figura 15 mostra la facciata longitudinale durante l'azione di spinta in direzione X e indica che durante la spinta la struttura si fessura uniformemente e progressivamente. Questo dimostra che,

grazie all'inserimento dei diaframmi di piano e delle cordolature, la struttura si comporta scatolarmente sfruttando al massimo le proprie capacità in termini di duttilità.



Figura 15:
Stato fessurativo - Pushover
direzione X



Figura 16:
Deformazioni principali E1 -
Pushover direzione Y

È stato infine effettuato un confronto tra la capacità della struttura e la domanda sismica (Figura 17 e Figura 18), espressa in termini di spettri anelastici nel formato ADRS (acceleration-displacement response spectrum), definiti secondo il sito in cui giace la struttura e per la categoria di suolo B. L'intersezione

fra lo spettro e l'idealizzazione bilineare della curva pushover (espressi entrambi nel formato accelerazione-spostamento) è il punto di prestazione della struttura (performance point), che rappresenta la condizione per cui la capacità sismica di una struttura è pari alla domanda sismica imposta.

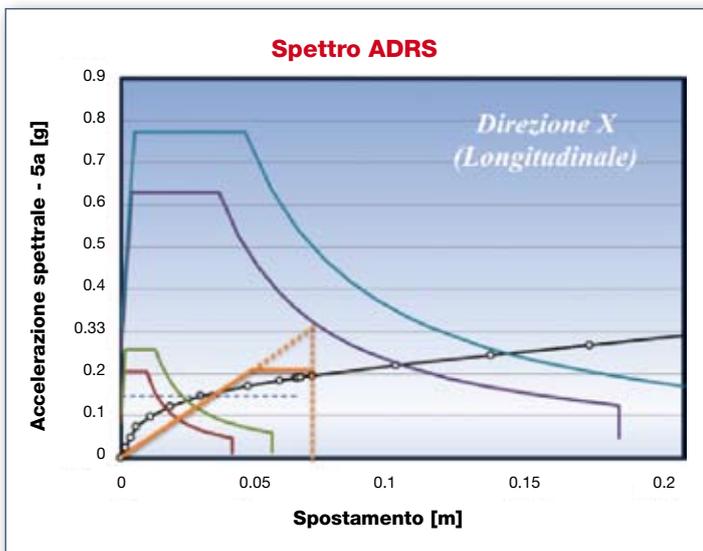


Figura 17: Spettri ADRS e curva di capacità - Direzione X

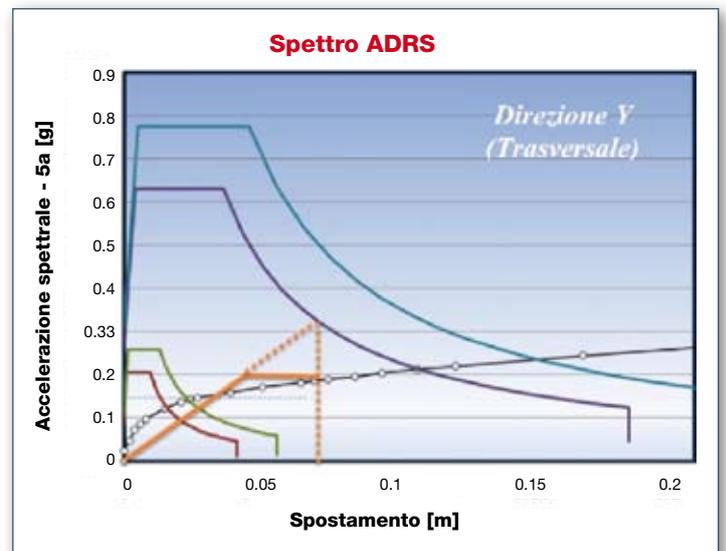


Figura 18: Spettri ADRS e curva di capacità - Direzione Y

Il calcolo effettuato attraverso la procedura descritta e in modo conforme alle norme vigenti indica che l'accelerazione spettrale massima in direzione X è pari a 0.221 g, mentre in direzione Y è pari a 0.209 g. L'intersezione della curva di capacità con gli spettri consente di calcolare il valore dell'accelerazione al suolo

corrispondente allo stato limite SLV e si calcola l'Indicatore di Rischio facendo il rapporto tra la PGA allo SLV e il corrispondente valore dell'accelerazione di aggancio allo spettro per lo stato limite esaminato. Nel caso in esame l'indice di rischio è pari 0.73 nella direzione X e pari a 0.7 nella direzione Y.

Analisi e consolidamento di una volta a botte

L'edificio in esame è dislocato su due livelli (fuori terra) collegati tra loro mediante quattro gradinate, due interne e due esterne.

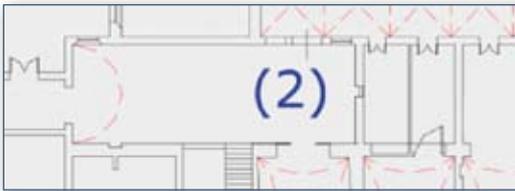


Figura 19: Pianta della porzione da analizzare e indicazione della volta a botte (2)

La disposizione planimetrica generale è riconducibile a una pianta a "T" alla quale sono annessi due corpi di fabbrica minori: locale bagni e locale palestra. L'intera struttura è costituita da muratura portante di laterizi pieni.

Il nucleo centrale è costituito da un vano a pianta rettangolare di dimensioni 5,95 m x 17,0 m circa sormontato da una volta a botte lunettata. Il vano è delimitato per la quasi totalità da muri interni, e nell'angolo a nord-ovest da un muro perimetrale. Il suddetto cantonale, prospiciente il cortile interno, presenta un quadro fessurativo con lesioni passanti; sono inoltre presenti precedenti interventi di ricucitura della muratura e di chiusura di finestre. Si nota inoltre che in quest'angolo di edificio, le murature costruite in epoche diverse non risultano essere ben connesse tra loro (Figura 20).

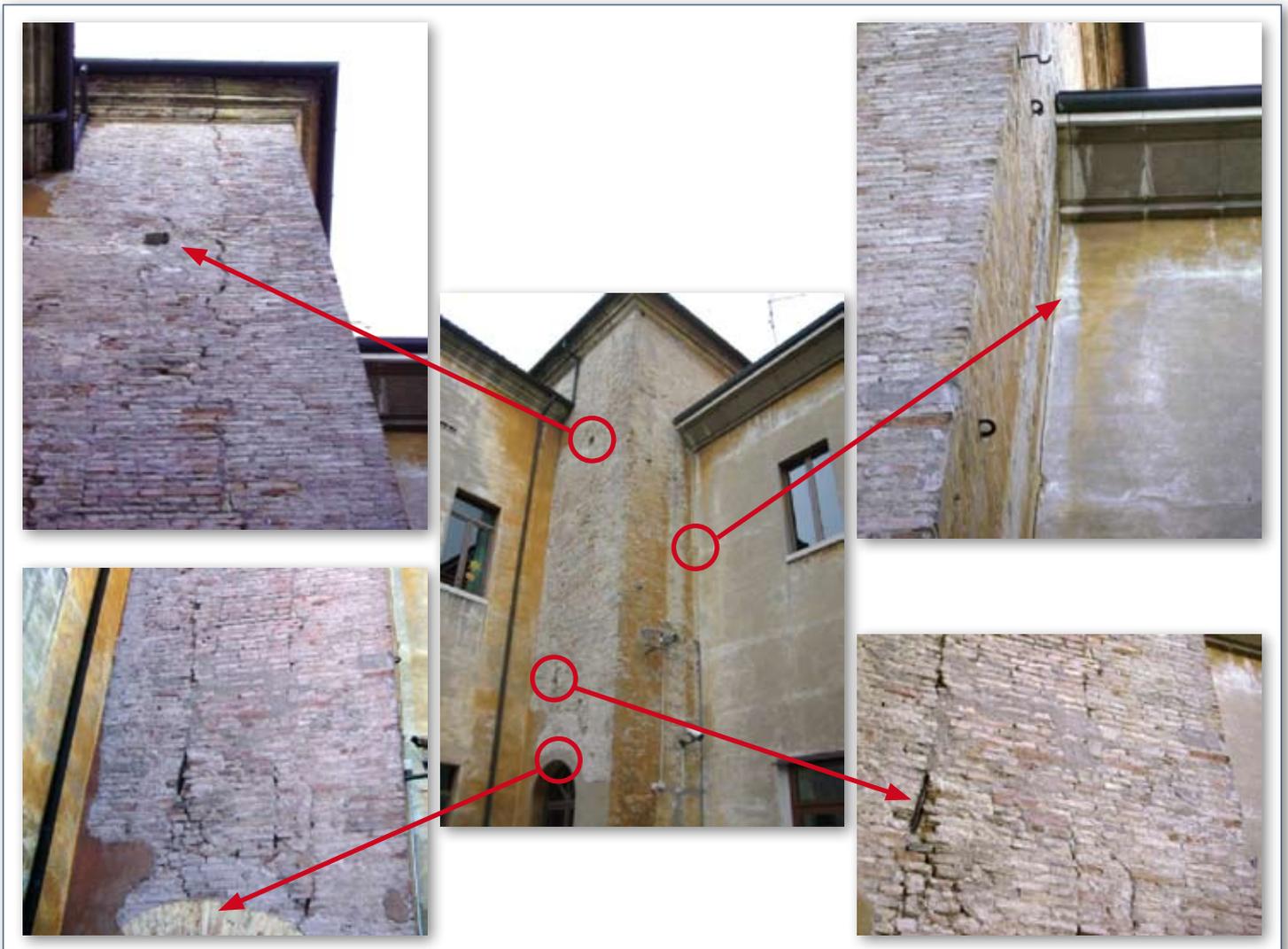


Figura 20: Vista dell'antica torre muraria giuntata con i due corpi di fabbrica più recenti con fessure verticali



Figura 21:
Vista interna della volta a botte lunettata

La volta a botte lunettata inoltre ha perso la sua forma originale, risultando deformata e presentando su una delle reni una lesione all'incrocio parallela alla generatrice della volta nel quadrante nord-ovest, proprio in prossimità del cantonale sopra citato, come mostrato in Figura 21.

Per valutare il danno locale, è stata modellata solo la porzione di edificio d'interesse (con delle opportune condizioni al contorno) utilizzando degli elementi solidi per modellare la muratura, brick e tetraedri, come mostrato in Figura 22. Per simulare il comportamento non lineare della muratura è stato utilizzato il modello Total Strain Crack, di cui i legami a trazione e compressione in forma qualitativa (i valori numerici sono diversi) sono riportati in Figura 9 e Figura 10. Con questo modello è stata condotta un'analisi non lineare statica per valutare l'effettiva risposta della struttura allo stato di fatto.

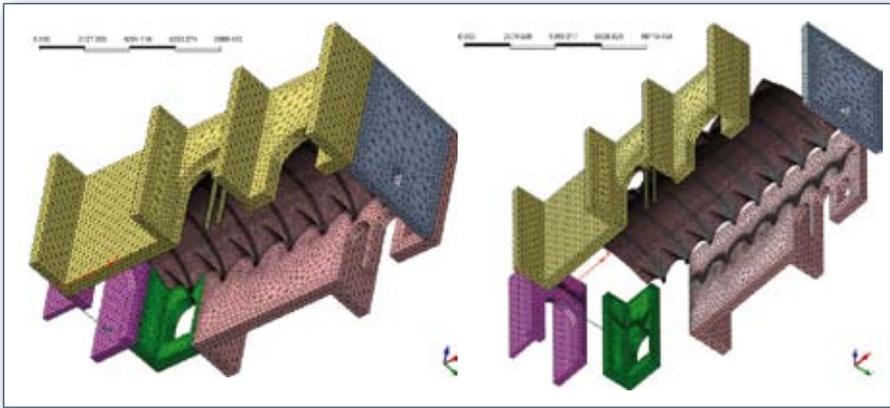


Figura 22: Modello discreto della porzione di fabbricato analizzata

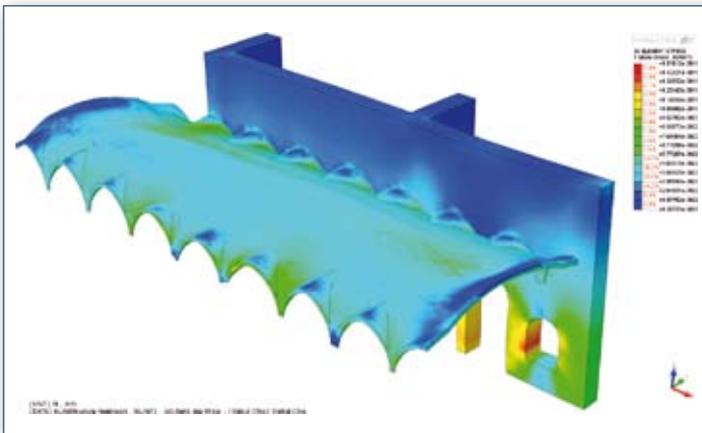


Figura 23: Stato tensionale nella volta e nella parete

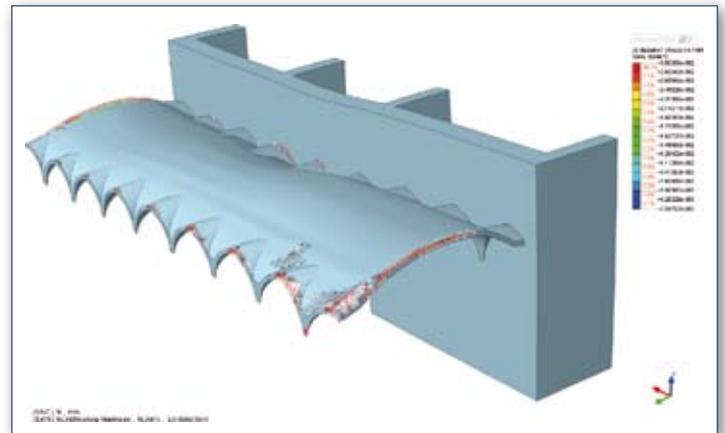


Figura 24: Stato fessurativo sui bordi della volta

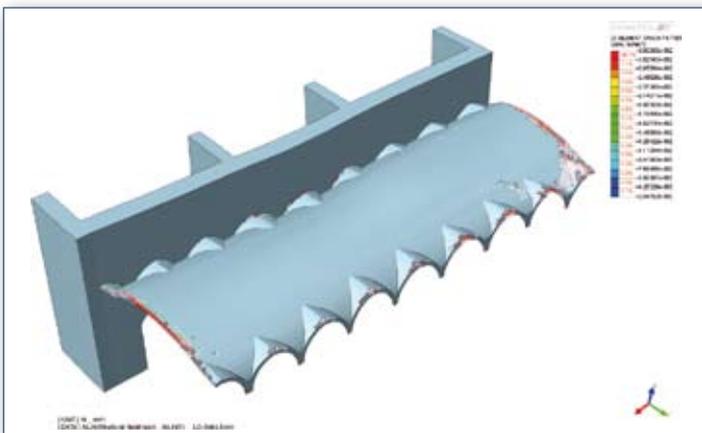


Figura 25: Stato fessurativo sui bordi della volta

In una prima fase, le mesh generate dalla volta e dai muri adiacenti sono state fuse insieme, considerando così una completa ammortatura tra volta e muri. I risultati ottenuti con questo modello hanno indicato che le zone di contatto tra le lunette e gli elementi verticali si fessuravano a causa delle differenti rigidzze degli elementi strutturali a contatto (Figura 23, Figura 24 e Figura 25).

È molto probabile che nella realtà le lunette non siano ammortate ai muri verticali e che la volta a botte sia collegata agli elementi verticali solo nei punti di scarico degli archi. Le mesh sono

state quindi disconnesse in modo da realizzare la continuità solo nelle zone dove le reni entrano nelle murature verticali, come riportato in Figura 26.

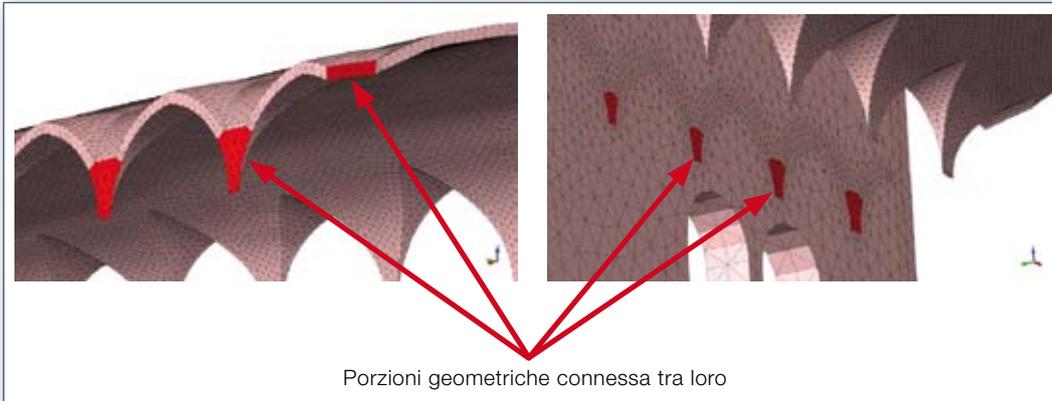


Figura 26:
Connessione tra volta e pareti verticali

Dai risultati ottenuti dall'analisi con l'utilizzo del nuovo modello si nota come la continuità tra spostamenti e stato tensionale si verifici sono nelle

zone dove effettivamente la volta entra in contatto con le pareti, come evidenziato in Figura 27 e Figura 28.

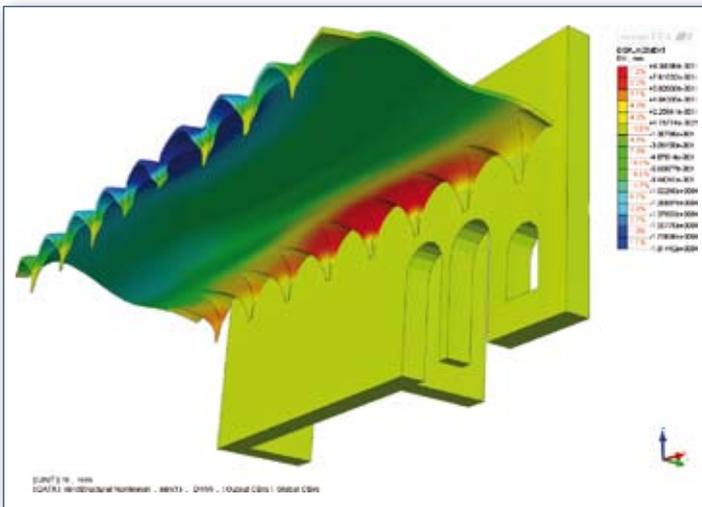


Figura 27: Spostamenti in direzione Y

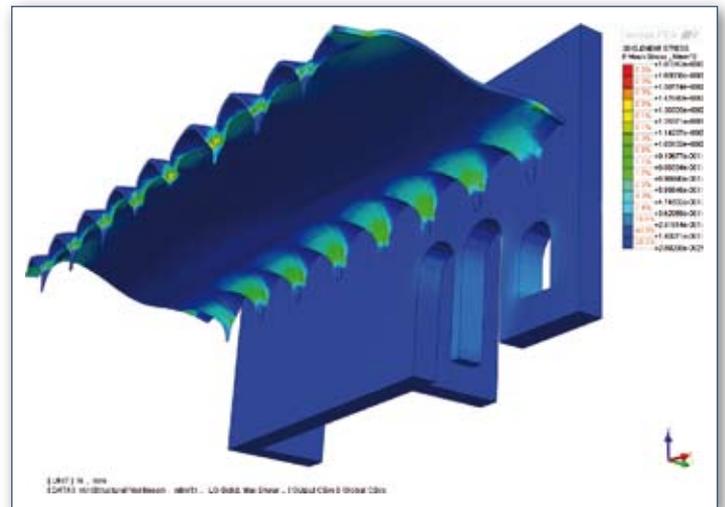


Figura 28: Stato tensionale sulla volta e sulle pareti

Figura 29 indica gli spostamenti verticali della volta. Figura 30 e Figura 31 mostrano che la spinta della volta tende a deformare eccessi-

vamente il muro verticale su cui la volta è imposta. Il fenomeno deformativo è amplificato dall'apertura sottostante la volta.

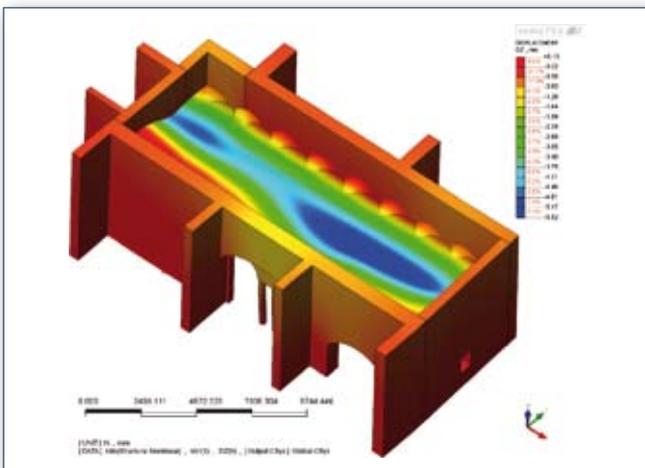


Figura 29; Spostamenti lungo l'asse Z per un load factor pari ad 1,00

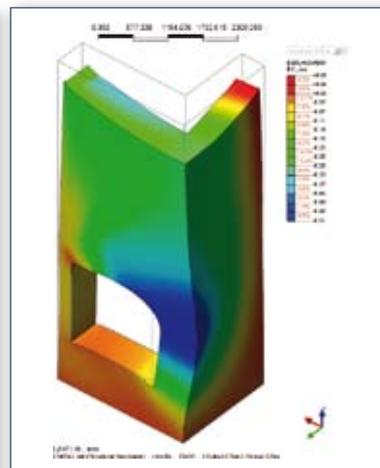


Figura 30: Spostamenti in X per un Load Factor pari ad 1,00

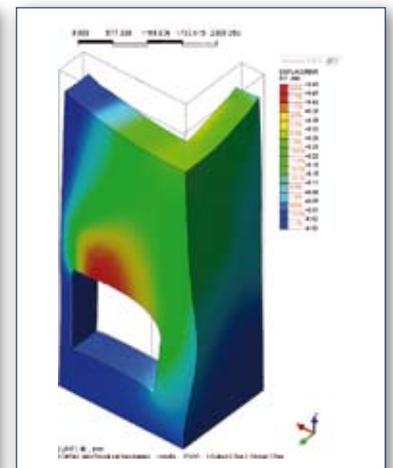


Figura 31: Spostamenti in Y per un Load Factor pari ad 1,00

Figura 32 mostra la progressione dello stato fessurativo in funzione del carico applicato. L'analisi mostra che la spinta della volta a circa il 50% del carico di esercizio inizia a fessurare gli elementi verticali. Le lunette della volta tendono a distaccarsi e i cantonali si lesionano. Il muro verticale perde quindi di rigidità aumentando conseguentemente lo spostamento laterale e incrementando l'abbassamento della volta. A circa il 90% del carico la volta si lesiona all'intradosso. A seguito della formazione della lesione anche un piccolo incremento di carico porta a un

considerabile allargamento della fessura. Questi risultati descrivono fedelmente lo stato fessurativo riscontrato nella realtà degli elementi strutturali dimostrando la validità del modello utilizzato. Il modello illustra il meccanismo e le cause che hanno generato il danno e consente di intervenire con una precisione quasi chirurgica. In seguito sono state formulate delle ipotesi d'intervento, e il modello sopra citato è stato modificato al fine di cogliere il comportamento della struttura nello stato di progetto e valutare quindi la validità di tali ipotesi.

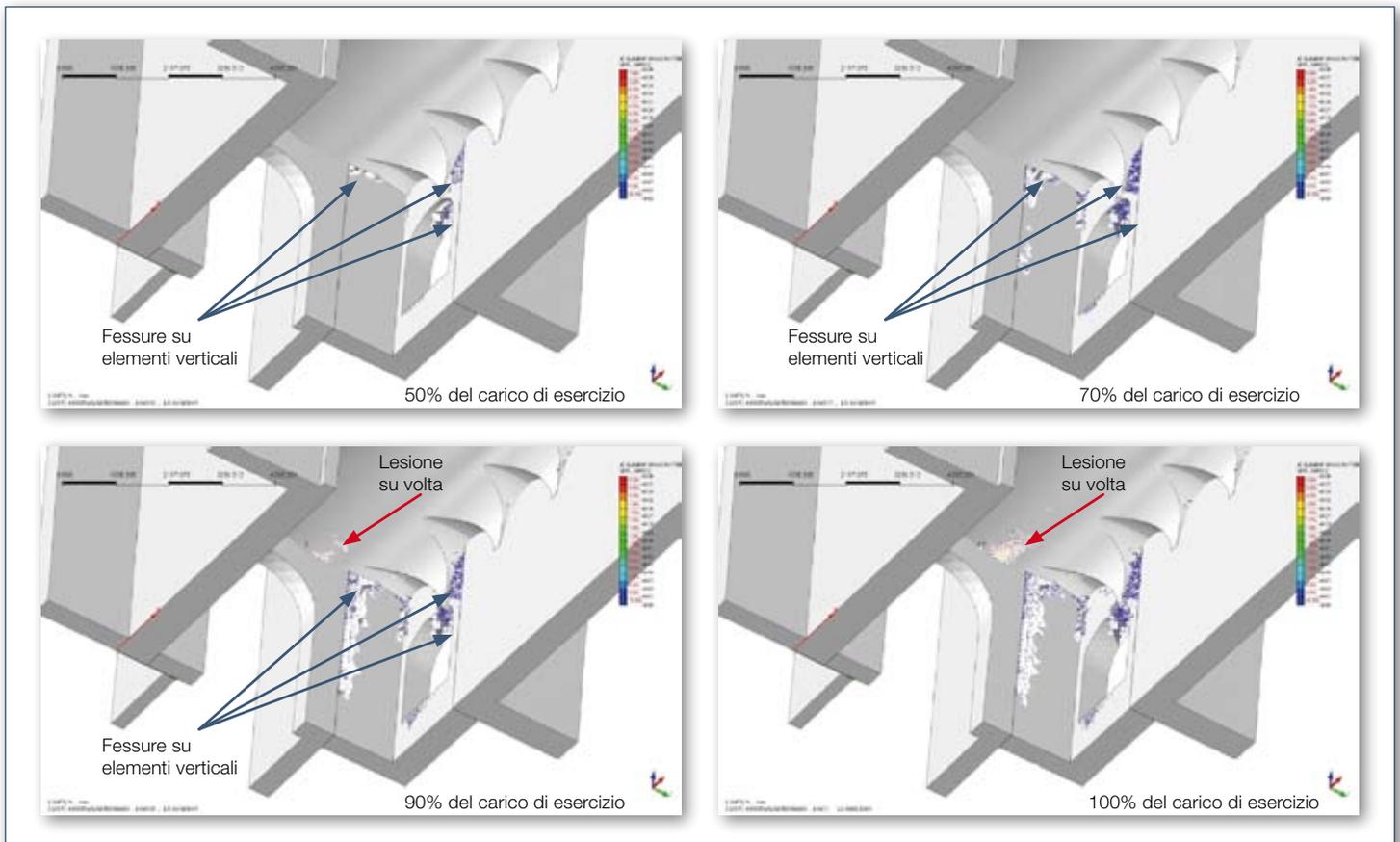
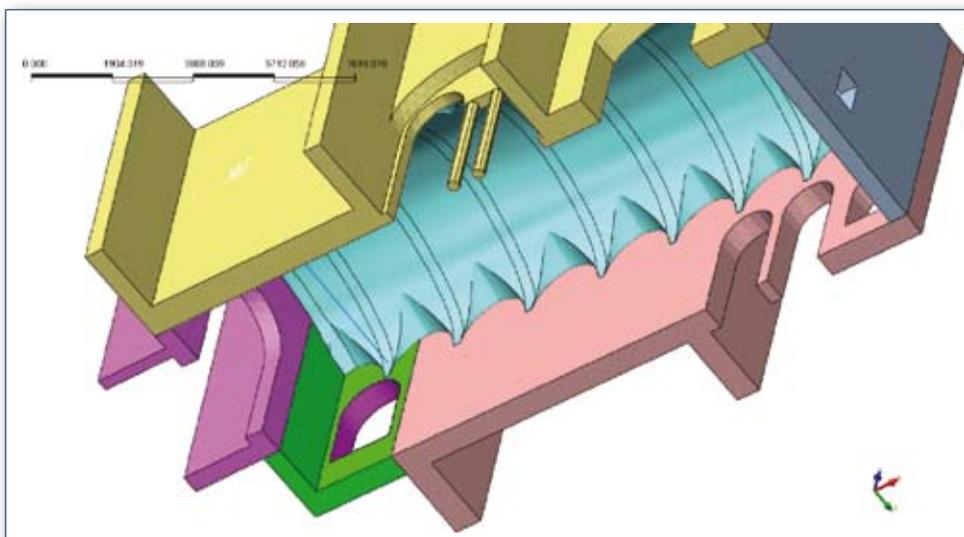


Figura 32: Evoluzione dello stato fessurativo all'aumentare del carico



In Figura 33 viene mostrato il modello modificato a seguito degli interventi di consolidamento. In particolare le proprietà meccaniche della muratura del cantonale sono state modificate per tener conto degli interventi di risarcitura, sono stati modellati i materiali fibro rinforzati utilizzati per il rinforzo e sono state aggiunte delle catene.

I risultati dell'analisi dello stato di progetto mostrano che l'intervento è efficace nel risanare il dissesto inibendo la formazione di lesioni.

In particolare le tensioni nei materiali compositi utilizzati per consolidare la volta sono inferiori alle tensioni di delaminazione del composito (Figura 34).

Figura 33: Modello modificato per lo stato di progetto

I risultati dell'analisi dello stato di progetto mostrano che l'intervento è efficace nel risanare il dissesto iniziando la formazione di lesioni.

In particolare le tensioni nei materiali compositi utilizzati per consolidare la volta sono inferiori alle tensioni di delaminazione del composito (Figura 34).

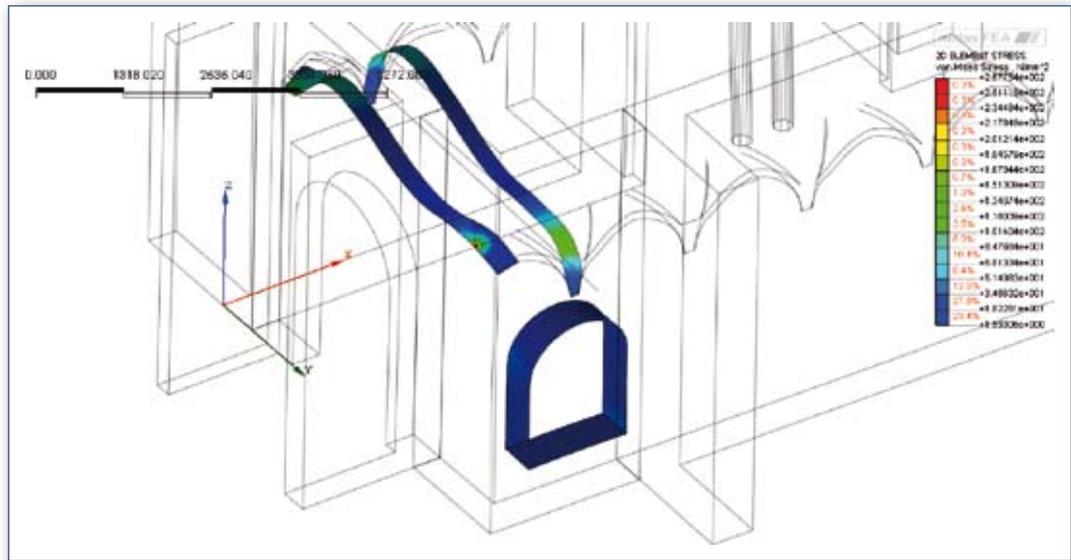


Figura 34:
Stato tensionale delle fasce di rinforzo per un Load Factor pari ad 1.00 – Tensioni di Von Mises

Conclusioni

Questo breve articolo mette in evidenza l'efficacia delle analisi non lineari nel predire correttamente la risposta delle strutture soggette ad azioni statiche e dinamiche. I risultati che si ottengono permettono di valutare le performance della struttura con dettaglio e precisione e consentono di ottenere preziose informazioni che possono essere usate nella fase di intervento.

Nel caso delle analisi non lineari al passo è possibile valutare le forze e gli spostamenti istantanei applicando le componenti del terremoto simultaneamente e non combinando le direzioni con i massimi delle forze o degli spostamenti o una quota arbitraria degli stessi come nel caso delle analisi dinamiche con spettro di risposta o nel caso del pushover. Appare quindi ovvio, vista la natura del terremoto, che questo sia il modo più razionale per valutare le performance delle strutture. Nel caso del telesco-

pio per esempio sono stati indicati i cicli di carico a cui sono sottoposti gli isolatori e le accelerazioni massime istantanee degli specchi, informazioni non ottenibili con analisi più semplificate.

Quando si applicano tecnologie così avanzate è inoltre possibile ottimizzare i costi poiché il progetto è calibrato attraverso un'accurata analisi delle prestazioni e quindi mirata al minimo spreco. Negli esempi in muratura indicati, le analisi non lineari hanno permesso di risparmiare sugli interventi strutturali circa 1 milione di euro su 2.2 milioni di euro finanziati a base di gara nel primo caso e circa 50 mila euro su 100 mila euro preventivati nel secondo caso. In aggiunta, è stato possibile valutare la duttilità effettiva e quindi la sicurezza delle strutture senza utilizzare metodi convenzionali, come il coefficiente di struttura, che non sono in grado di fornire risultati affidabili.

Il progresso raggiunto negli ultimi anni nel campo delle analisi non lineari è considerevole malgrado purtroppo non siano ancora applicate quotidianamente nella pratica lavorativa. Le procedure di pushover sono state inizialmente sviluppate su modelli piani e l'estensione e la loro applicazione a strutture irregolari tridimensionali risulta ancora immatura e inaffidabile. Nel caso di modelli tridimensionali, non è chiaro come sia possibile combinare gli effetti direzionali. Non è ovviamente credibile combinare le forze come erroneamente suggerito nell'eurocodice 8 e non appare sensato neppure combinare il 100% degli spostamenti in una direzione e il 30% nell'altra direzione. La regola di combinazione del 100/30, originariamente sviluppata da Rosenblueth e Contreras nel 1976 (Rosenblueth e Contreras, 1976), è stata derivata in modo da calibrare la domanda ottenuta dal 100/30 sulla domanda ottenuta con il SRSS. Si trova su molte normative sismiche sebbene sia una regola empirica senza una vera base teorica (Wilson et al., 1995 e Menun e Der Kiureghian, 1998 e 2000). È basata sull'ipotesi che le due componenti orizzontali del sisma siano processi non correlati di uguale intensità. Statisticamente il rapporto tra gli spettri ottenuti con accelerogrammi registrati può avere un rapporto variabile tra 0.5 e oltre 0.9. Il parametro 0.3 non è applicato quindi all'azione (lo spettro), ma è applicato all'effetto dell'azione in modo tale da minimizzare la differenza "media" fra SRSS e regola percentuale.

È chiaro quindi che 0.3 non rappresenta il rapporto di intensità tra i due spettri ortogonali. Alla luce di questo appare ovvio che, nel caso del pushover, combinare le direzioni con la regola del 100/30 è assolutamente non corretto e ad oggi non vi è ancora una regola di combinazione applicabile. Tuttavia il pushover può dare delle indicazioni utili sul comportamento nonlineare delle strutture e indicazioni sulla reale capacità della struttura con la raccomandazione di interpretare e valutare criticamente i risultati ottenuti con l'analisi.

Le analisi non lineari con integrazione al passo prevedono la simultanea applicazione degli accelerogrammi nelle tre direzioni. La metodologia rappresenta correttamente il fenomeno del terremoto e diventerà in futuro l'analisi di riferimento quando verranno risolti i dubbi in particolare riguardanti la selezione, il numero e la direzione di applicazione degli accelerogrammi.

L'applicazione di questa procedura in modo sempre più diffuso permetterà di chiarire i dubbi ancora irrisolti e questo potrà essere fatto solo attraverso una forte integrazione tra ricerca e professione. A tale riguardo si deve sottolineare purtroppo come, a nostro parere, la ricerca abbia fallito fino a questo momento nel risolvere le necessità del campo professionale. La gran parte degli sforzi di ricerca svolti fino ad ora sono nella direzione dello sviluppo di elementi, legami costitutivi, metodi di analisi e modelli sempre più sofisticati, modelli che a volte richiedono la taratura di decine di parametri che spesso sono completamente slegati da proprietà misurabili. L'obiettivo è lo sviluppo del modello e la taratura viene effettuata su elementi singoli e su strutture semplici, il cemento armato e la muratura sono una semplice applicazione. Siamo convinti che, per rendere questi modelli più accessibili e affidabili, la ricerca dovrebbe concentrarsi sullo studio di strutture sofisticate, acquisire maggiori esperienze nello spiegare il comportamento di strutture più complesse e reali che presentano necessità e problemi che si riscontrano quotidianamente nel campo professionale.



ASDEA S.r.l. (www.asdea.net) è una società di ingegneria costituita da professionisti che nel corso di decenni hanno maturato significative esperienze di ricerca e lavorative in campo internazionale. La società è nata con l'obiettivo di offrire soluzioni innovative ed altamente tecnologiche nel campo dell'ingegneria strutturale e opera attivamente in di-

versi paesi. Nel 2011 ASDEA ha co-fondato con SGI Spa (www.sgi-spa.com), Holabird & Root (www.holabird.com), NSA (www.nsa-ae.com) Design Alliance 250 Plus (www.da250plus.com). Il gruppo può contare su più di 300 professionisti e ha la possibilità di fornire in tutto il mondo servizi di ingegneria e architettura altamente specializzati.



STUDIO GALLI
INGEGNERIA

HOLABIRD & ROOT

NSA Architects
Engineers
Planners

Bibliografia:

- [1] ASDEA 2010. *Probabilistic seismic assessment at Ventarrones site (Northern Chile)*. Final report: E-TRE-ASD-222-0001, Italy.
- [2] ASDEA 2011. *Conceptual design study of a Seismic Isolation System for the E-ELT Structure*. Report Mile Stone n°5, Italy.
- [3] Camata G., Spacone E., Al Mahaidi R. and Saouma V. (2004). "Analysis of Test Specimens for Cohesive Near-Bond Failure of Fiber-Reinforced Polymer-Plated Concrete." *Journal of Composite for Construction*, ASCE, 8 (6), 528-538.
- [4] Cantagallo C., Camata G., Spacone E. and Corotis R. (2011) *The variability of deformation demand with ground motion intensity*. *Journal of Probabilistic Engineering Mechanics*, Elsevier.
- [5] fib Bulletin No. 45 *Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*, State-of-art report, ISBN: 978-2-88394-085-7
- [6] Menun, C., Der Kiureghian, A. , 1998. *A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis*. *Earthquake Spectra*, 14 (1), p. 153-163.
- [7] Menun, C., Der Kiureghian, A., 2000. *Envelopes for seismic response vectors. I: Theory*. *Journal Structural Engineering*, 126, p. 467-473.
- [8] Rosenblueth E and Contreras H. (1977). *Approximate design for multicomponent earthquakes*. *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, EM5 103: 895-911
- [9] Spacone E., Camata G., Faggella M. (2008) *Nonlinear models and nonlinear procedures or seismic analysis of reinforced concrete frame structures*. In: Champis D.C., Papadrakakis M., Lagaros N.D., Tsompanakis Y. *Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. ISBN: 9780415452618. Taylor and Francis (Netherlands).
- [10] Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. (1996). *Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames*. I: Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, N. 7., pp. 711-725.
- [11] Spacone, E., Filippou, F.C., and Taucer, F.F. (1996). *Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames*. II: Applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, N. 7, pp. 727-742.
- [12] Wilson, E.L., Suharwardy, I., Habibullah, A., 1995. *A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis*. *Earthquake Spectra* 11 (4), 659-666.

Articolo pubblicato sul Numero Speciale 2 della Rivista Structural Modeling



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

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	plate/shell	
Numero elementi totale	18000	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D		
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Lanczos	
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	Si / NP	
%massa partecipante estratta	20 autovalori sono stati considerati, quale 89% di massa calcolata	
Metodi di combinazione auto valori	CQC	
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	56%	
Nonlinearità del materiale	Strumas	
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	controllo in forze	

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.

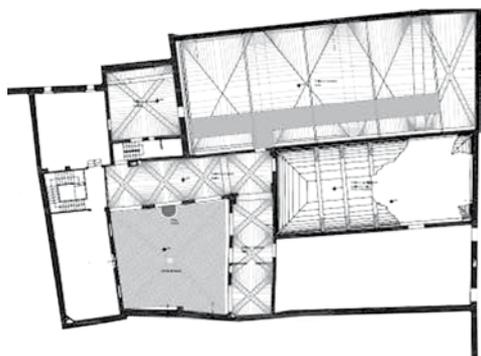


Figura 1:
Pianta della struttura

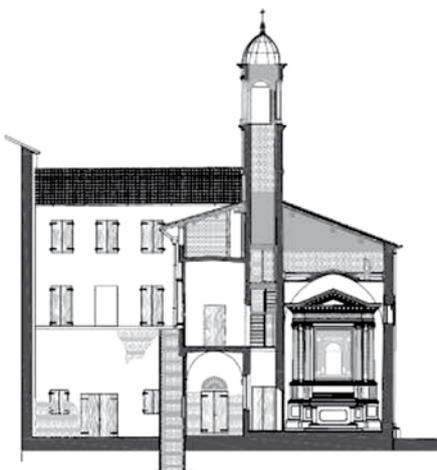


Figura 2:
Prospetto della struttura



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, 2000 e 2012; 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.

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.

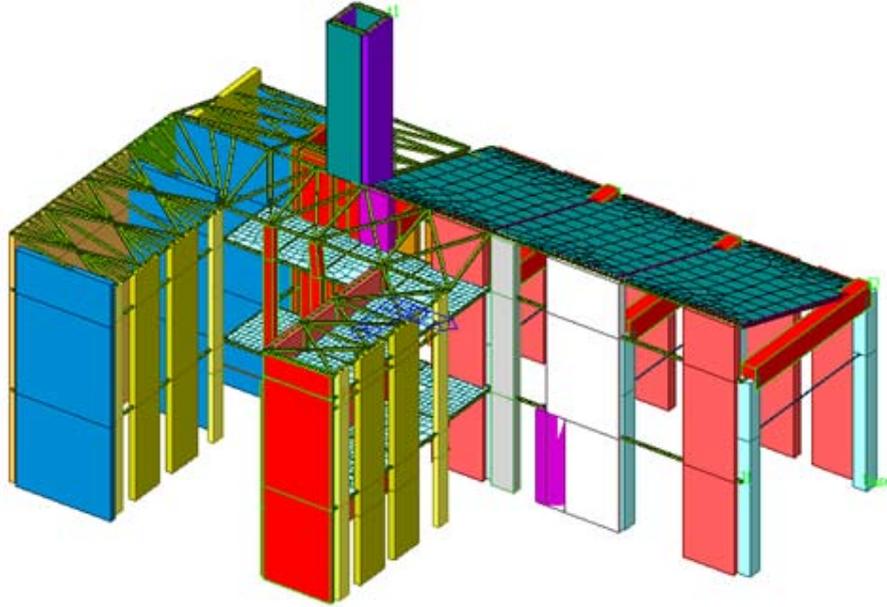


Figura 4:
Modellazione a telaio equivalente

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.

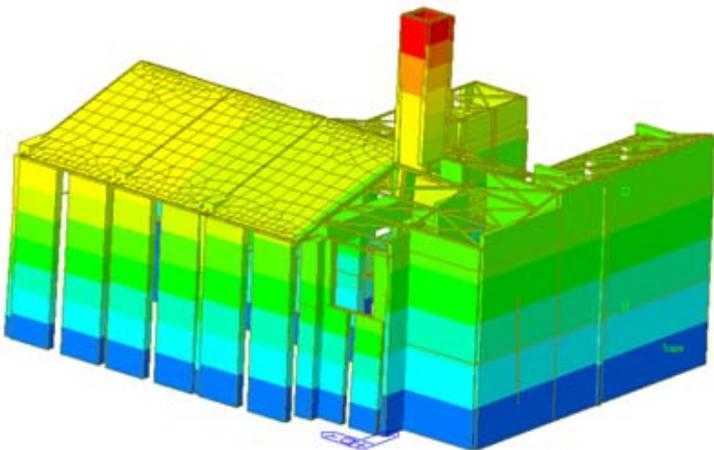


Figura 5:
Deformata relativa al Modo 1
per il modello a telaio equivalente

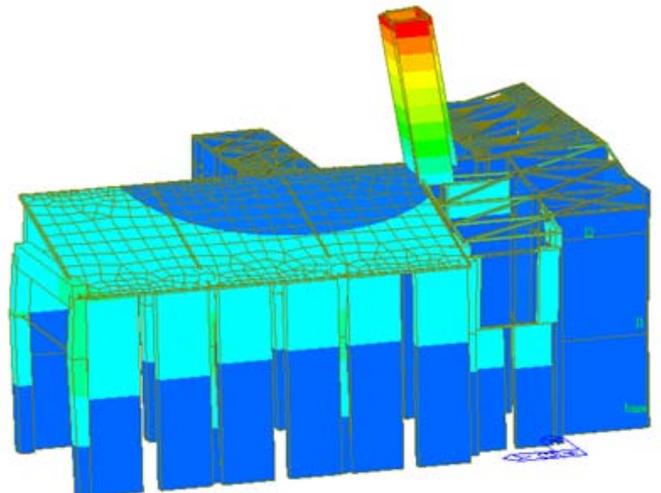


Figura 6:
Deformata relativa al Modo 2
per il modello a telaio equivalente

Modellazione con elementi plate

Con l'intenzione di ottenere informazioni più dettagliate si è proceduto ad una modellazione ad elementi finiti bidimensionali (fig. 7).

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 (fig. 8).

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 (fig. 9).

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.

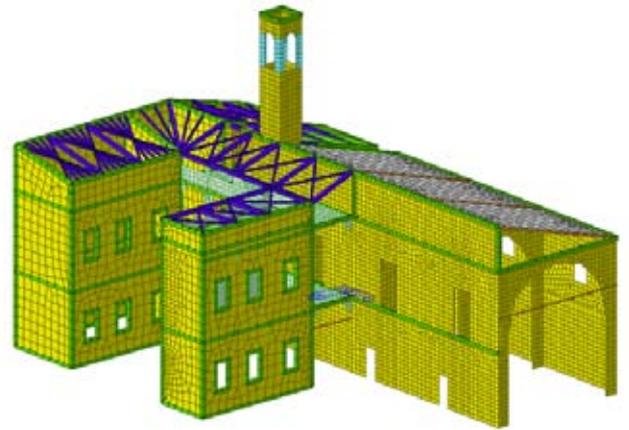


Figura 7: Modellazione ad elementi finiti bidimensionali

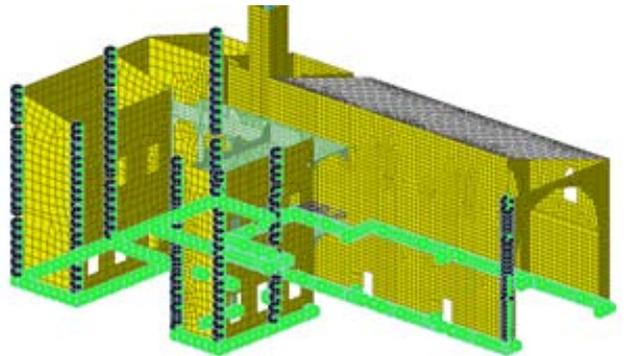


Figura 8: Vincolamento esterno

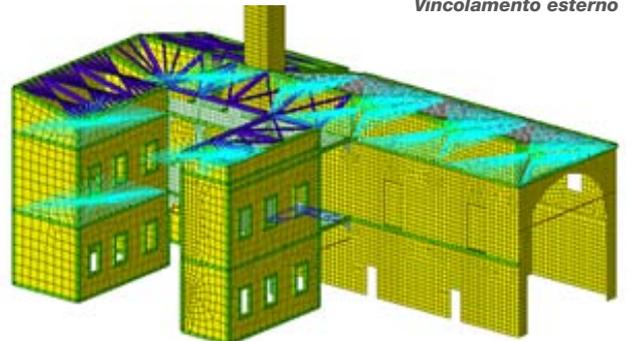


Figura 9: Modellazione impalcati rigidi

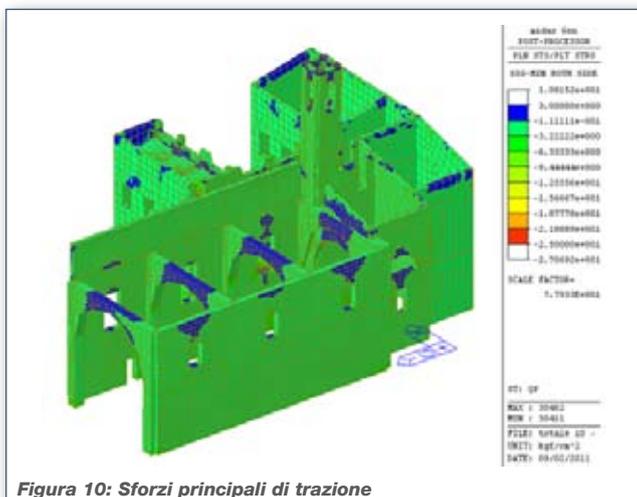


Figura 10: Sforzi principali di trazione

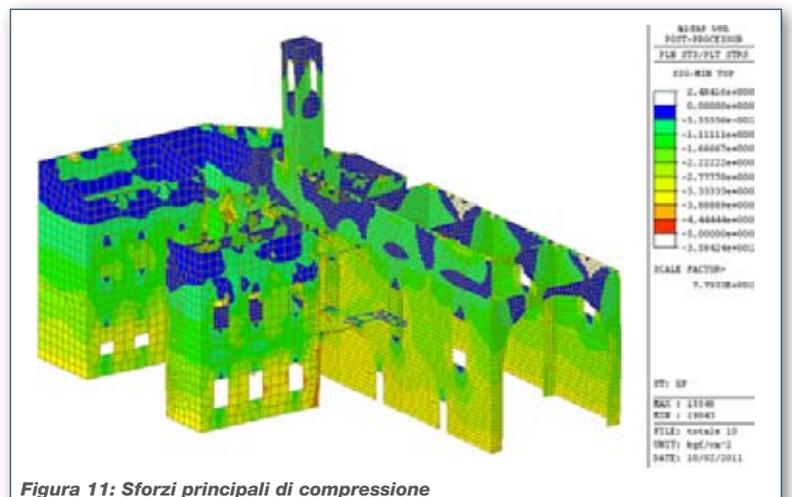


Figura 11: Sforzi principali di compressione

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.

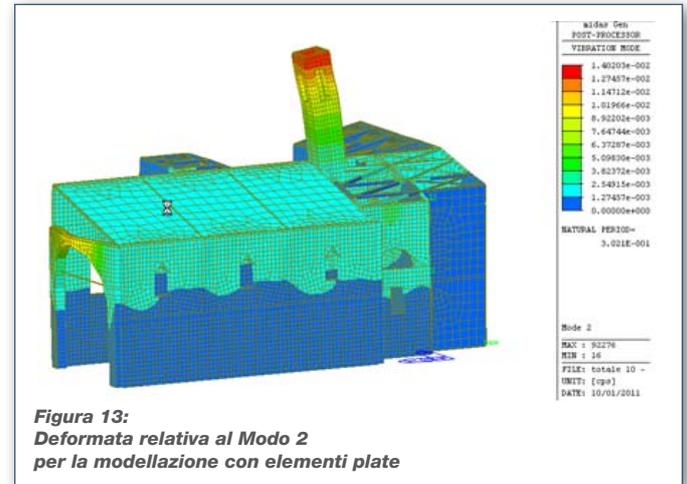
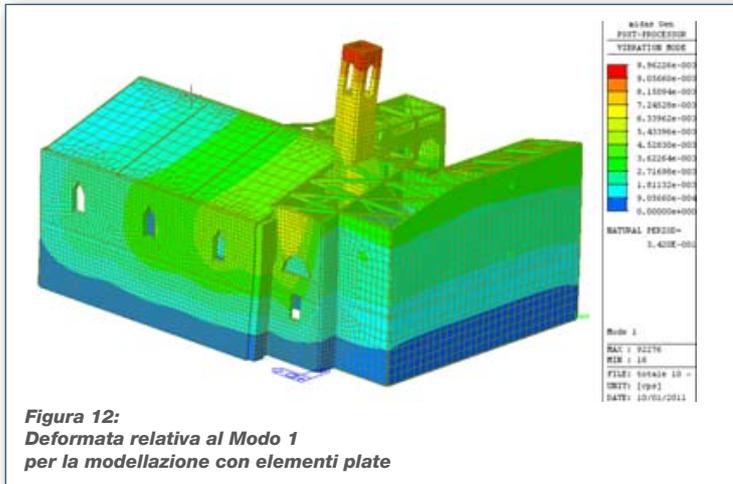


Figura 12:
Deformata relativa al Modo 1 per la modellazione con elementi plate

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 ($a = 0.33 \text{ ag/g}$), in quanto i dati sui sismi passati della zona forniscono accelerazioni molto vicine a questa.

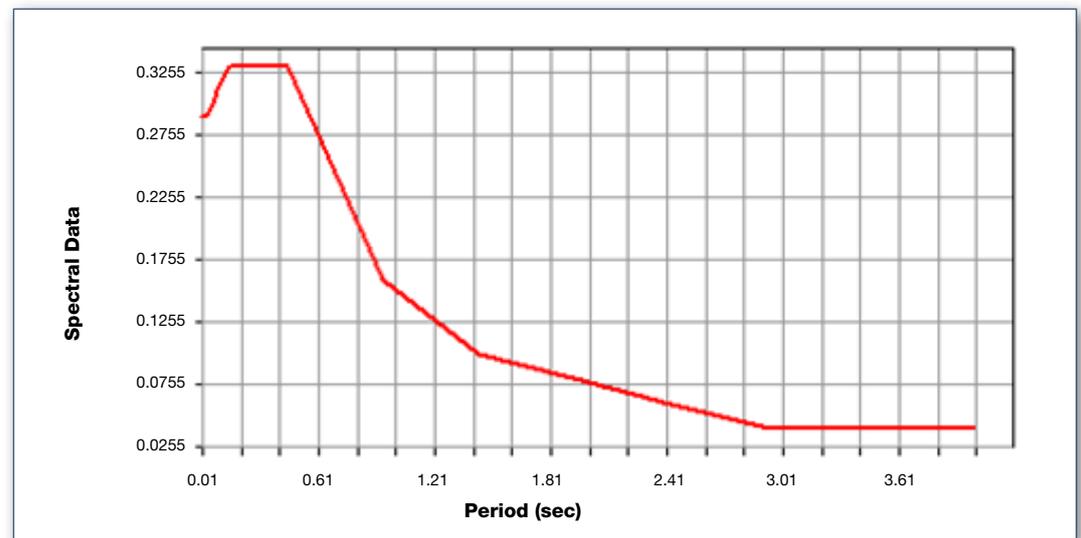
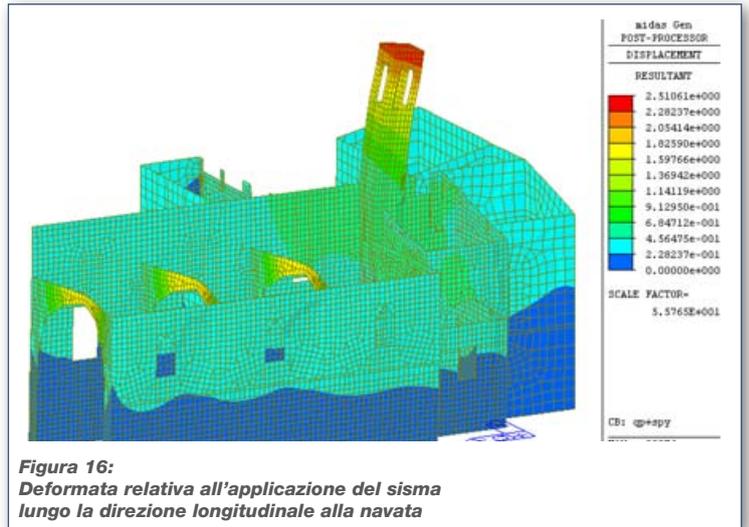
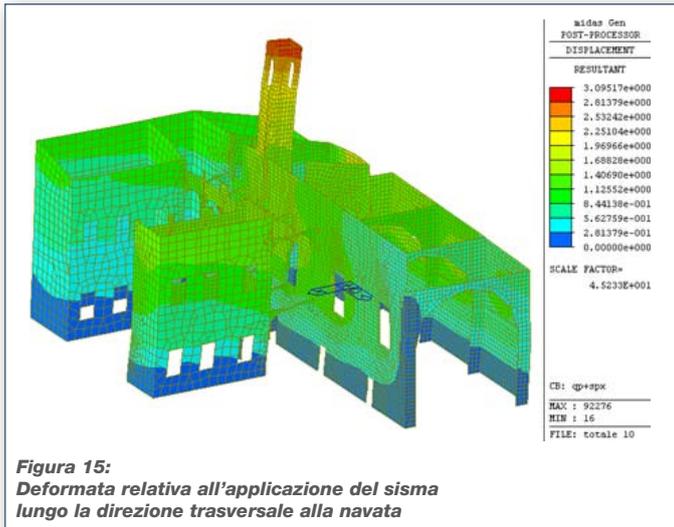


Figura 14:
Spettro di progetto utilizzato per le analisi dinamiche

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 nella prima metà XIX secolo, a seguito di un rilevante evento sismico.



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.

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

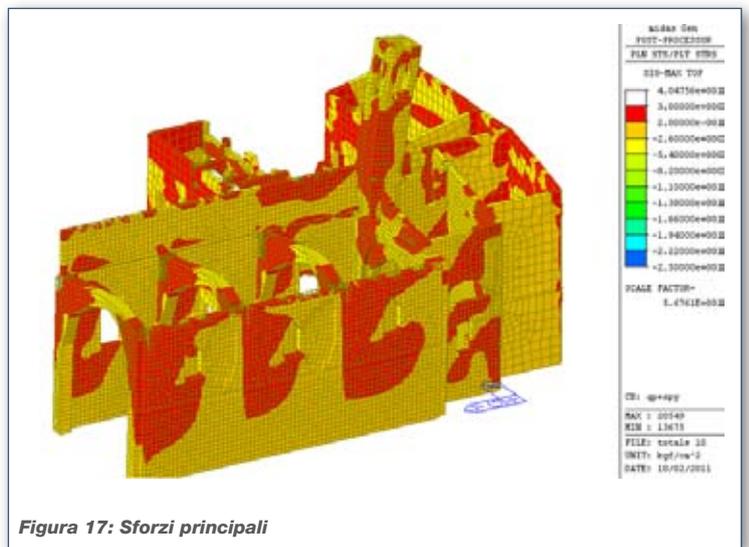
Le precedenti analisi hanno evidenziato la necessità di studi più approfonditi sulla zona del campanile, tenendo conto del comportamento non lineare delle murature.

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.



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.

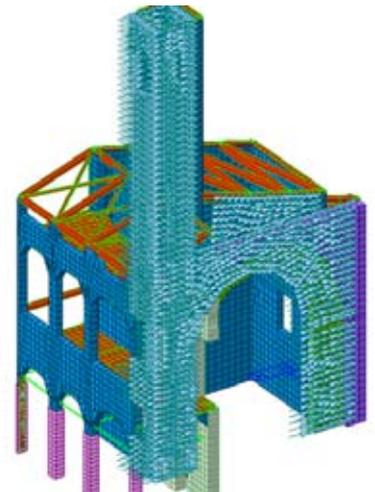
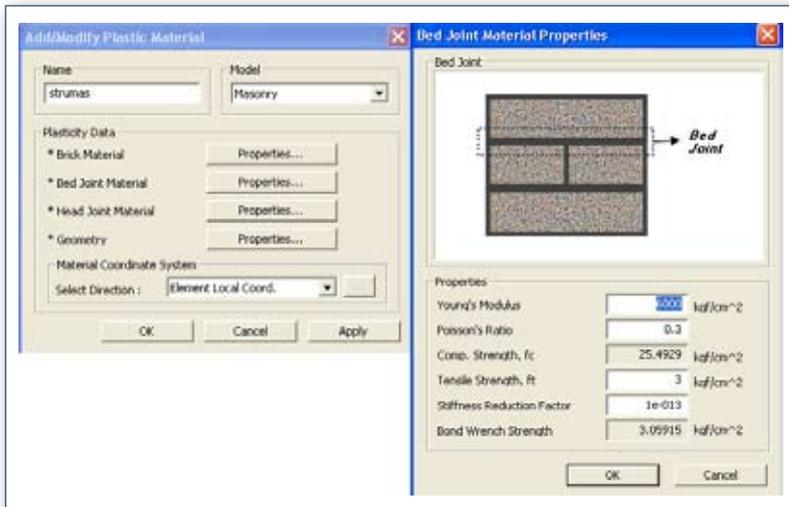


Figura 18: Forze d'inerzia e proporzionali alle masse derivanti dalla porzione di struttura non considerata

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 piano 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: $5 \cdot \text{limite SLD} = 5 \cdot 7.25 \cdot 3 / 1000 = 10.8$ 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.

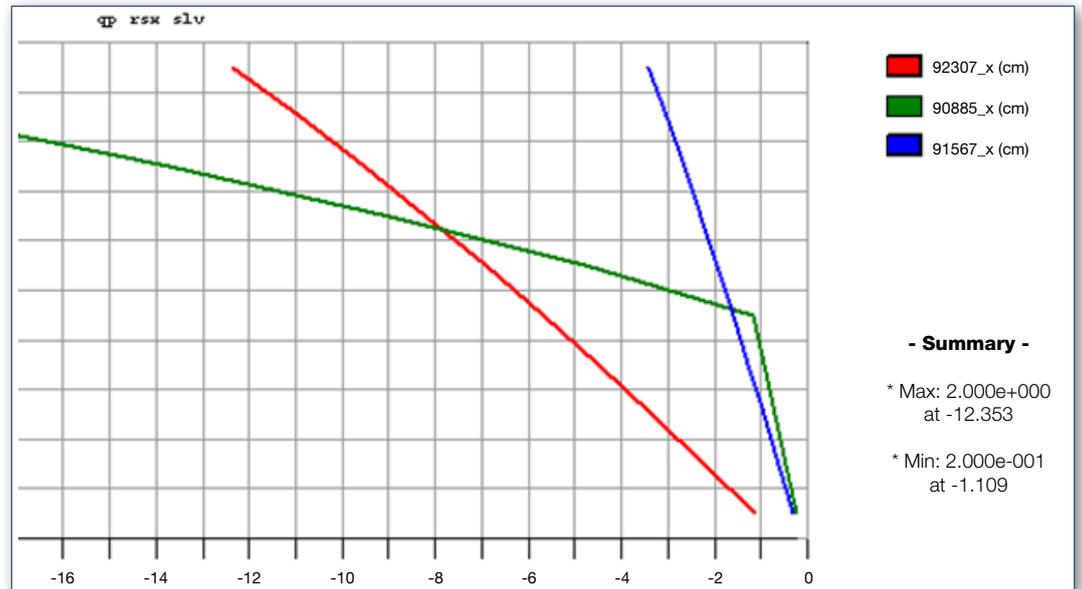


Figura 20: Curve di capacità per tre punti significativi

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 concen-

trazione alla base del campanile, sui pilastri della volta campanaria e sull'arco principale, zone nella realtà estremamente danneggiate.

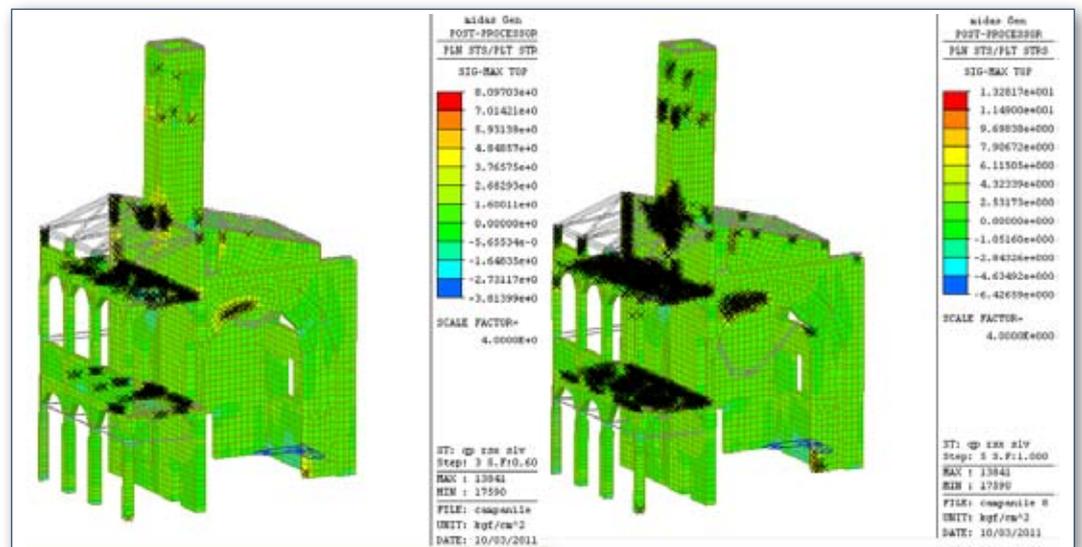


Figura 21: Punti di raggiungimento della resistenza a trazione della malta, rispettivamente per lo step 3 e 5.

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.

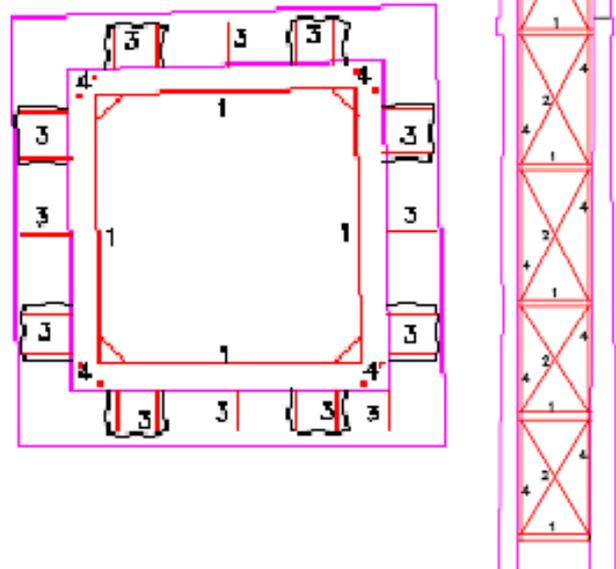


Figura 22:
Intervento di consolidamento sul campanile.

Considerazioni sui rilievi propedeutici alla modellazione e sui risultati ottenuti con i vari metodi di analisi

Una analisi storica della costruzione ed accurate operazioni di rilievo sulla geometria, sui materiali costituenti e del quadro fessurativo presente, sono una ineludibile premessa alla fase di modellazione, che diversamente restituirebbe risultati completi ma non rappresentativi della realtà fisica della costruzione.

L'analisi storica permette di risalire alle diverse fasi di intervento ed alla rispettiva collocazione temporale, indirizzando nell'individuazione delle zone di giunzione dei corpi di fabbrica, che saranno interessati da vincoli con minore o assente continuità, oltre che nell'attribuzione delle caratteristiche dei materiali per le quali potranno essere prese in considerazione le consuetudini di preparazione nei corrispondenti periodi storici.

Analisi vibrazionali strumentali che permettano l'individuazione dei modi di vibrazione principali, eseguite diffusamente in pianta ed ai vari livelli, consentono un efficace riscontro ai valori ottenuti con l'analisi modale ed una possibile validazione della modellazione eseguita.

Il rilievo del quadro fessurativo permette sia i riscontri in localizzazione ed entità sulle concentrazioni delle tensioni che hanno portato a rotture, ottenute dal modello che considera la struttura integra, sia la capacità e vulnerabilità della struttura

rappresentata dal modello nel quale sono stati applicati coerenti svincolamenti locali nelle zone riconosciute fessurate o indebolite.

La contemporanea possibilità di valutazione dei periodi di vibrazione dei modi principali ottenuti per via strumentale e numerica, oltre che delle zone con accentrimento delle tensioni e dei relativi valori numerici, che possono corrispondere o meno a fessurazioni nella realtà fisica, costituiscono un importante elemento per l'adattamento prima e per la validazione poi del modello creato.

La costruzione modellata in questo specifico caso è caratterizzata da prevalenti colonne ed archi oltre che da aperture sufficientemente allineate; per una analisi globale si presta dunque ad una modellazione tanto con il procedimento a telaio equivalente che ad una modellazione eseguita al continuo con elementi bidimensionali, che in questo caso offrono entrambe risultati comparabili; ma con l'esigenza di una analisi anche locale, che possa tenere conto pienamente delle caratterizzazioni derivate dai rilievi propedeutici alla modellazione, è molto più performante la modellazione al continuo, la sola che si è dimostrata in grado di riconoscere punti critici coerenti alla realtà fisica.



Ing. Biagio Puzzolante

Liberò Professionista, Foggia (FG) - biagio.puzzolante@gmail.com

muratura

Il comportamento sismico di Palazzo Recchi Franceschini

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Brick con forma tetraedrica	Utilizzati elementi truss per evitare possibili ribaltamenti delle pareti
Numero elementi totale		
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D		
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Ritz	
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	No	
%massa partecipante estratta	- Str. Preintervento Necessari 87 modi di vibrare per ottenere l'85% di massa partecipante - Str. Postintervento Necessari 77 modi di vibrare per ottenere l'85% di massa partecipante	La rotazione è nulla perché sono stati utilizzati elementi brick. Nei primi due modi di vibrare è stata interessata una percentuale compresa tra circa 39,8% e 45% di massa partecipante per entrambe le tipologie strutturali.
Metodi di combinazione auto valori	CQC	
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	- Str. Preintervento 1° modo, massa partecipante = 39,83% - Str. Postintervento 1° modo, massa partecipante = 45,46%	
Nonlinearità del materiale	Total strain crack model	$E = 150000$ [N/cm ²] $\nu = 0,2$ $\gamma_m = 0,018$ [N/cm ²] $h = 35$ [cm] Trazione: $f_t = 0,06$ [N/mm ²] $G_f = 0,0175$ [N/mm] Compressione: $F_c = 2.1$ [N/mm ²] $C = 0.28$ [N/mm]
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Controllo in spostamento	Raggiunta la convergenza

Scopo della tesi è stato quello di valutare il comportamento sismico di un edificio storico in muratura, analizzando nel dettaglio le sue condizioni strutturali in due momenti storici differenti.

L'edificio analizzato è il Palazzo Recchi Franceschini situato nel comune di Castignano, provincia di Ascoli Piceno. Nello specifico sono state considerate ed analizzate le sue condizioni strutturali negli anni '50, dopo gli interventi effettuati a seguito del forte terremoto del '43 e nella sua situazione attuale (2012), dopo gli interventi di consolidamento strutturale del '97.

La modellazione strutturale è di fondamentale importanza nell'analisi sismica, perché grazie ad essa non solo si ottiene una geometria della strut-

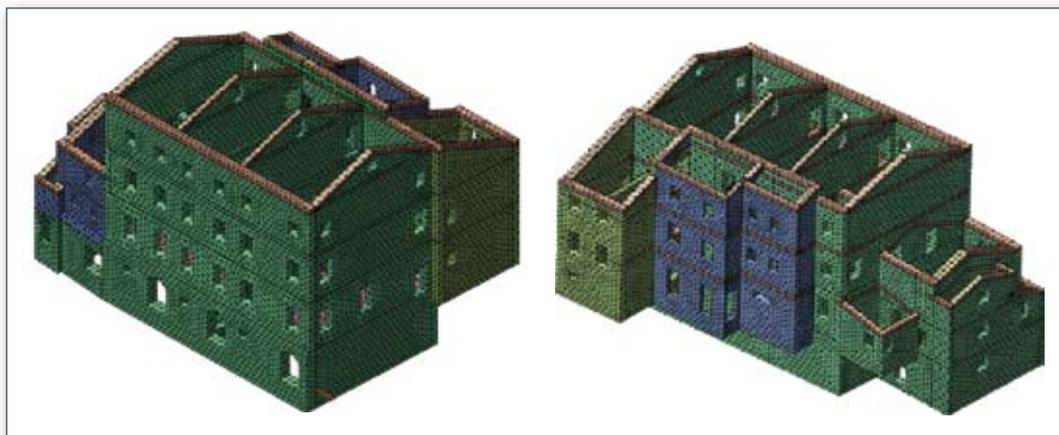
tura che meglio approssima la realtà, ma si riesce ad interpretare nel modo più verosimile possibile il comportamento di una struttura quando è sottoposta a carichi statici, o carichi inerziali causati da eventi sismici. Il software utilizzato per modellare ed effettuare le relative analisi è stato il Midas FEA. La modellazione strutturale può essere portata a vari livelli di precisione, seguendo diverse strade, però questo causa l'aumento delle difficoltà nella risoluzione del problema. Inoltre non è detto che modelli complessi possano migliorare i risultati, perché può capitare che risultati che si vorrebbero ottenere possono essere più significativi con un modello più semplice. Una modellazione numerica può riscontrare diversi errori e questo causa una

diversità tra il modello fisico ed il modello matematico. Per questo motivo è stata data molta importanza, al fine di evitare errori di analisi, la fase del rilievo, in modo da ottenere più informazioni possibili sull'edificio, sia dal punto di vista delle tipologie e caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali e non (es. malte leganti, tipo di muratura, etc), sia dal punto di vista delle condizioni generali di degrado del manufatto (quadro fessurativo, ritiro, deterioramento, etc). Molto importanti sono state le fasi d'applicazione dei carichi e delle condizioni di vincolo. Questi fattori sono stati determinati ed assegnati rispettando il più possibile il modello reale, in modo da evitare errori nell'input e di conseguenza risultati finali incorretti.

Inoltre data la complessità delle geometrie dell'edificio, è stato impedito l'impiego di modellazioni semplificate a telai equivalenti o con setti schematizzati come macroelementi. Tale difficoltà, in particolare, è stata legata al fatto che erano presenti alcune aperture poste in maniera irregolare nell'edificio che non permettevano di individuare dei maschi murari (in particolar modo sul retro del palazzo). Per questo motivo è stata necessaria una modellazione numerica più raffinata, agli elementi finiti, in grado di rappresentare significativamente

le geometrie della struttura reale. Per la modellazione sono stati utilizzati elementi tridimensionali di tipo brick. Si ricorda che gli elementi brick hanno 3 gradi di libertà per ciascun nodo, corrispondenti alle tre traslazioni; non viene trasferita rigidità per gli altri gradi di libertà. L'elemento brick non ha rotazioni e quindi quando si analizzerà la struttura si valuteranno le rotazioni nella globalità. Ed è appunto questo il motivo per il quale è stato deciso di applicare tale elemento, in modo da analizzare il comportamento della struttura a livello globale. Per realizzare il modello tridimensionale sono state importate da un file CAD le piante dei vari impalcati della struttura nel Midas Fea. Le piante sono state leggermente approssimate (spessori dei setti murari, collegamenti, etc) in modo da semplificare la realizzazione del modello 3D.

Per una modellazione agli elementi finiti bisogna usare l'elemento più semplice in grado di risolvere il problema; mai usare elementi complicati se non li si conoscono perfettamente; impiegare la mesh più grossa possibile in grado di catturare il comportamento della struttura. Infatti è stata realizzata una mesh con primitive (elementi finiti) di forma tetraedrica (si può optare per triangoli e quadrilateri per domini 2D, esaedri e tetraedri per domini 3D).



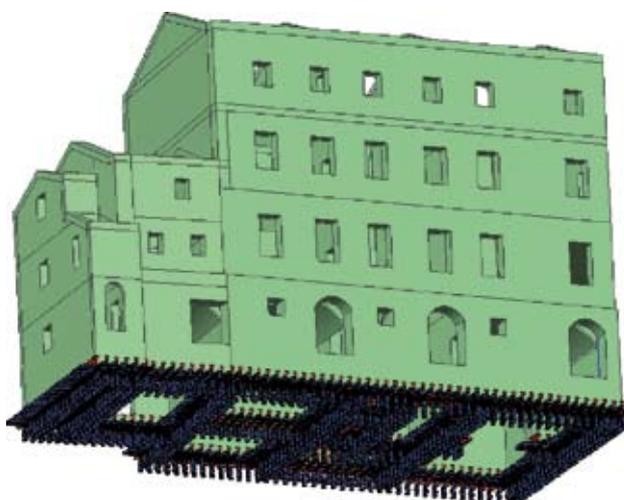
Modello 3D del Palazzo Recchi Franceschini, immagini prelevate dal Midas Fea

Molto importante da sapere è che gli elementi della mesh adiacenti tra loro devono avere almeno un nodo in comune, altrimenti se non ci fosse collegamento tra essi, potrebbero sorgere problemi di instabilità della struttura.

Poiché non si avevano grandi informazioni in merito alla struttura di fondazione ed alle caratteristiche del terreno sottostante, per simulare le fondazioni sono stati applicati vincoli di tipo incastro (constrain). Quest'ultimo è stato applicato alla base di tutti gli elementi verticali, in modo da impedire le traslazioni in tutte le direzioni dei soli punti incastrati; in questo modo la struttura risultava incastrata al terreno. (Nell'immagine di lato si notano gli incastrati applicati alla struttura).

Il modello è stato caricato mediante la funzione "Body Force" con valore in direzione verticale pari a -1 (si tratta del self weight). Successivamente la struttura è stata sottoposta a carichi verticali differenti in base alla struttura analizzata, perché alcuni solai in legno (appartenenti alla struttura degli anni

'50) sono stati sostituiti con altri in laterocemento dopo gli interventi del '97 e quindi i carichi erano ovviamente ben differenti.



Come detto in precedenza il Palazzo Recchi Franceschini è stato analizzato sia nella sua situazione pre-intervento del '97 e sia nella situazione post-intervento. Si nota dalle immagini sottostanti che le struttu-

re pre e post-intervento differiscono tra loro per alcuni dettagli strutturali, come la concentrazione di cordoli interpiano (fig. 1 e 2 evidenziati in arancione) e la presenza di alcuni elementi strutturali (fig. 3 e 4).

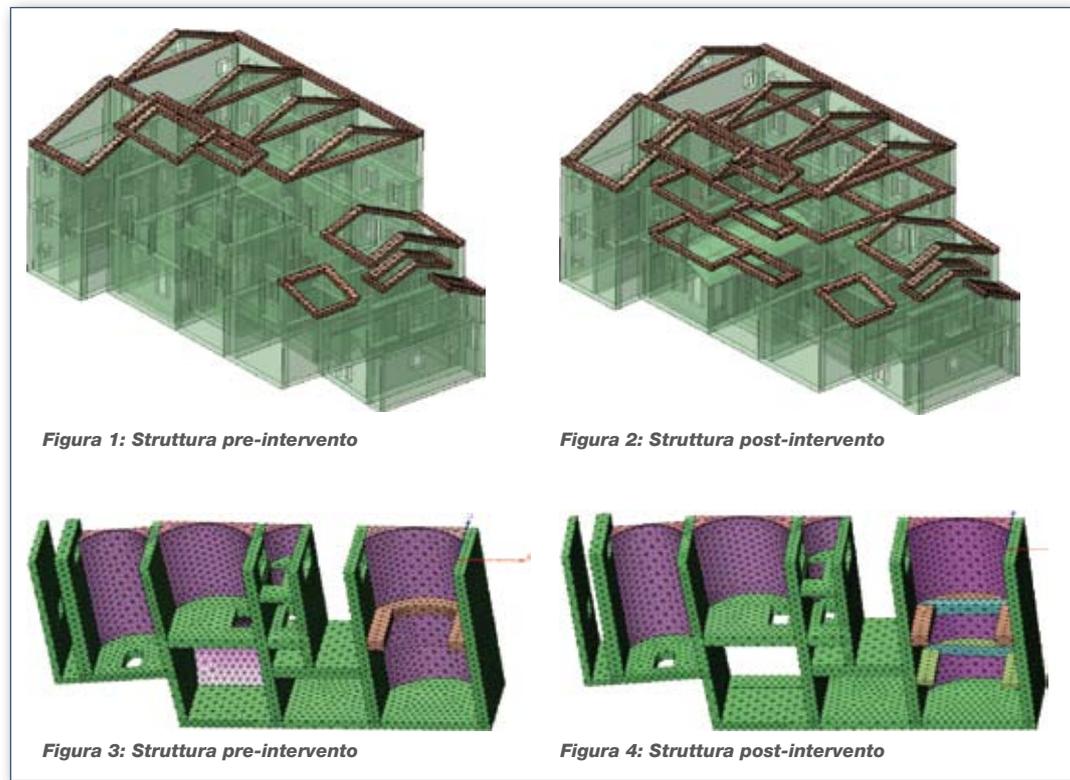


Figura 1: Struttura pre-intervento

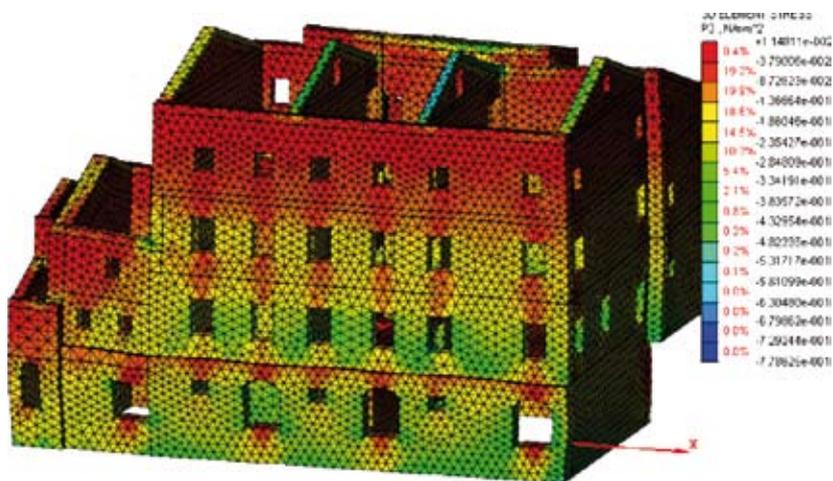
Figura 2: Struttura post-intervento

Figura 3: Struttura pre-intervento

Figura 4: Struttura post-intervento

Per entrambe le strutture è stata effettuata l'analisi statica equivalente, la dinamica modale e la statica non lineare (pushover analysis). I risultati ottenuti sono stati confrontati tra loro in modo da capire se gli ultimi lavori eseguiti nel '97 hanno migliorato o meno il comportamento strutturale (dal punto di vista della sicurezza) dell'edificio, rispetto alle sue condizioni negli anni '50. Come prima analisi è stato valutato il comportamento della struttura soggetto al solo peso proprio (figura di lato) e come previsto dalle varie ipotesi iniziali fatte durante il rilievo, la struttura ha reagito bene a tali sforzi, perché essendo costituita da

mattoni pieni, ha un'ottima resistenza a compressione. I valori delle tensioni medie ottenuti erano compresi tra 0.012 e 0.48 [N/mm²]. Dall'analisi modale si è evidenziato un notevole numero di forme modali secondarie, relative a movimenti localizzati di un numero ridotto di elementi strutturali. Dopo aver analizzato le masse partecipanti ai diversi modi di vibrare, è stato possibile individuare quelli più significativi nelle diverse direzioni principali dell'azione sismica, in rapporto agli assi principali del complesso edilizio. Per quanto riguarda il raggiungimento dell'85% di massa partecipante in entrambe le direzioni si è verificata una differenza di 10 modi; infatti la struttura degli anni '50 ha raggiunto l'85% di massa partecipante in entrambe le direzioni, all'87° modo di vibrare, mentre la struttura più recente lo ha raggiunto al 77° modo. Il motivo per il quale il raggiungimento dell'85% di massa partecipante ha richiesto molti modi di vibrare, era collegato al fatto che la struttura non possedeva piani rigidi, quindi le pareti seguivano un andamento indipendente. La struttura post-intervento ha impiegato meno modi per raggiungere l'85% e questo sicuramente è dipeso dai cambiamenti strutturali che l'edificio ha subito; infatti sono stati inseriti cordoli interpiano e di catene tiranti che hanno reso più rigida la struttura. Di seguito sono raffigurate alcune viste relative agli spostamenti ottenuti dai modi principali, sia per la struttura pre-intervento che per la struttura post-intervento.



Struttura pre-intervento del '97

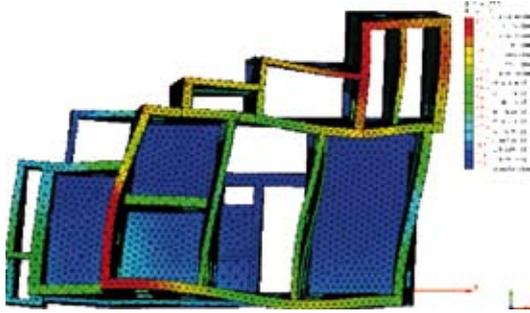


Figura 5: Rotazione globale (7° modo)

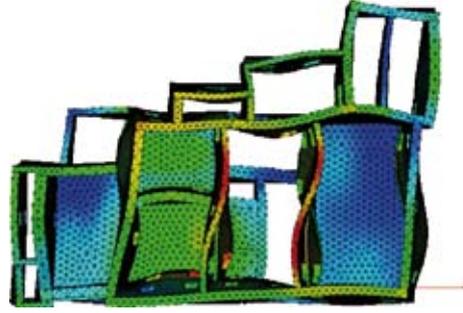


Figura 6: Traslazioni irregolari (23° modo)

Struttura post-intervento del '97

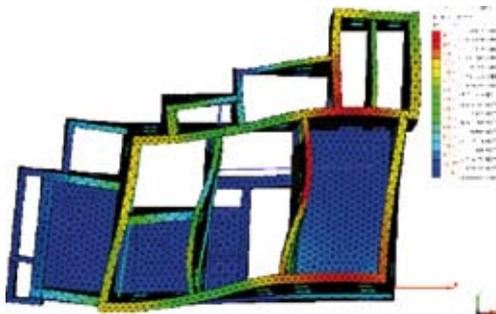


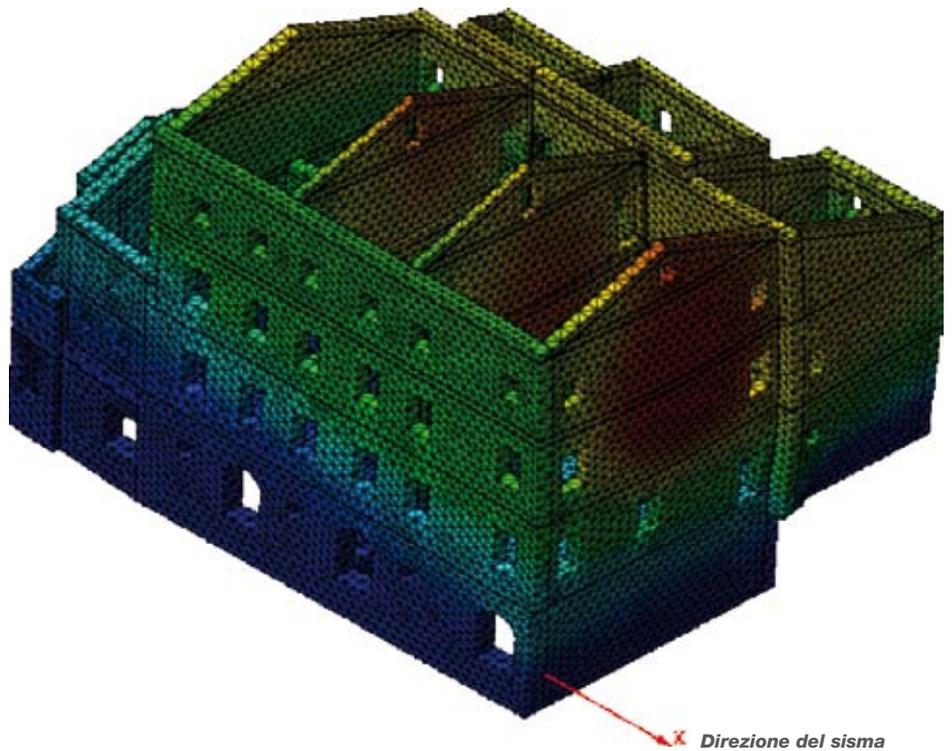
Figura 7: Rotazione globale (4° modo)



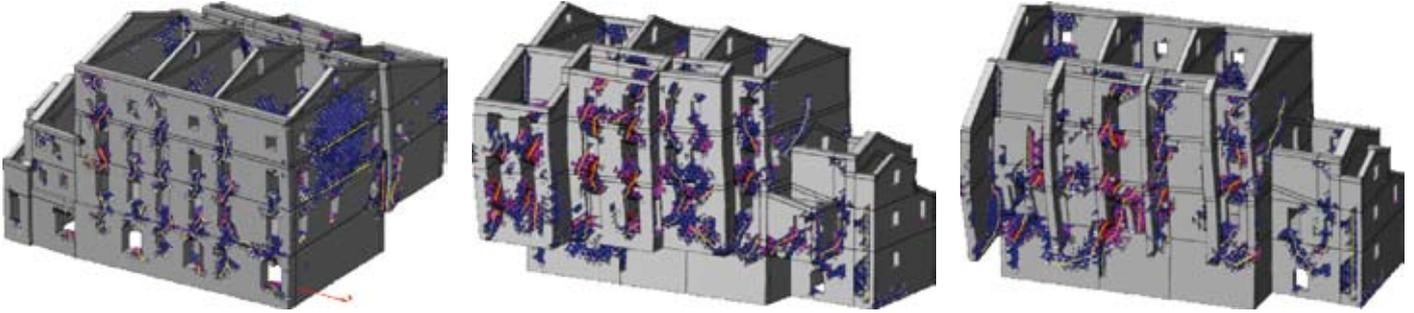
Figura 8: Struttura resa più rigida (19° modo)

Ultima analisi effettuata è stata l'analisi statica non lineare (pushover analysis). Il pushover è una metodologia che consente di indagare il comportamento della struttura sotto sisma oltre il limite elastico e sino allo stato limite ultimo. I valori corrispondenti alle caratteristiche dei materiali implementati nel modello sono stati decrementati del fattore di confidenza $FC = 1.2$. Il legame costitutivo, rappresentato dalle caratteristiche della muratura in esame, è stato determinato per mezzo del total strain crack model. L'analisi pushover prevede che il sisma debba essere applicato in tutte le direzioni; di seguito si possono notare le due strutture messe a confronto con il sisma in una direzione.

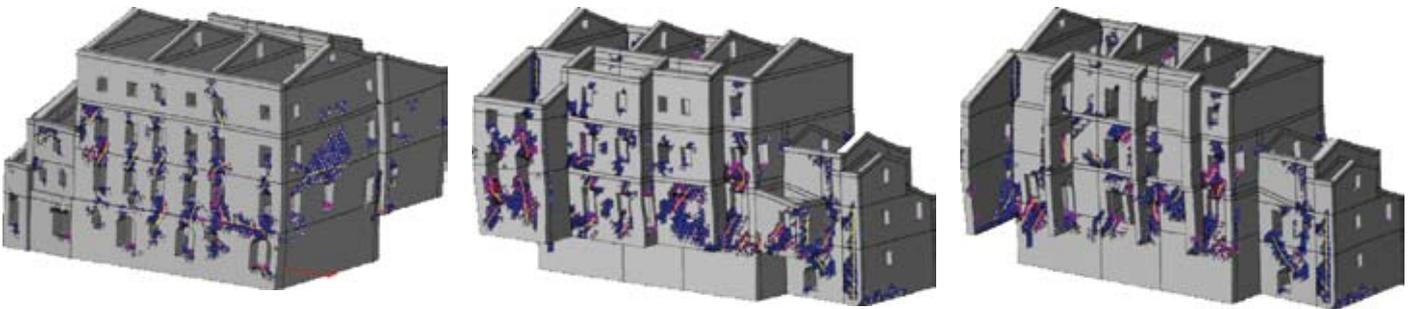
Il raggiungimento dello stato limite ultimo della struttura è stato individuato non automaticamente dal programma di calcolo, ma attraverso un'attenta osservazione della diffusione e della disposizione delle plasticizzazioni nelle strutture. Per quanto riguarda gli spostamenti massimi, si è ottenuto 7.13 [mm] per la struttura pre-intervento e 4.93 [mm] per la struttura post-intervento. Di seguito sono messe a confronto le plasticizzazioni ottenute in entrambe le strutture, con accelerazione in direzione x di 0.288g.



Struttura pre-intervento del '97



Struttura post-intervento del '97



No	Step	Node:37472
1	STAGE 1, S	0.000264
2	STAGE 2, S	0.000300
3	STAGE 2, S	0.000332
4	STAGE 2, S	0.000364
5	STAGE 2, S	0.000395
6	STAGE 2, S	0.000426
7	STAGE 2, S	0.000457
8	STAGE 2, S	0.000489
9	STAGE 2, S	0.000520
10	STAGE 2, S	0.000551
11	STAGE 2, S	0.000583
12	STAGE 2, S	0.000614
13	STAGE 2, S	0.000645
14	STAGE 2, S	0.000677
15	STAGE 2, S	0.000708
16	STAGE 2, S	0.000740
17	STAGE 2, S	0.000771
18	STAGE 2, S	0.000802
19	STAGE 2, S	0.000834
20	STAGE 2, S	0.000865
21	STAGE 2, S	0.000897
22	STAGE 2, S	0.000928
23	STAGE 2, S	0.000960
24	STAGE 2, S	0.000991
25	STAGE 2, S	0.001023
26	STAGE 2, S	0.001054
27	STAGE 2, S	0.001086
28	STAGE 2, S	0.001117
29	STAGE 2, S	0.001149
30	STAGE 2, S	0.001181
31	STAGE 2, S	0.001212
32	STAGE 2, S	0.001244
33	STAGE 2, S	0.001276

Extract Result

Output Data

Analysis: Pushover X(Construction Stage)

Ref. Step: STAGE 1, STEP 1(LF 1.000,)

Data: DX(V)

Step : Data

- STAGE 1, STEP 1(LF 1.000,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.008,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.017,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.025,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.033,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.042,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.050,) : DX(V)
- STAGE 2, STEP 1(LF 0.058,) : DX(V)

Select All Unselect All

Order

Step Node Global Rectangular

Total Summation

Nodal Result Extraction

User-Defined

39573

Sort X(R) Dir Y(T) Dir Z Dir Ascending

Maximum

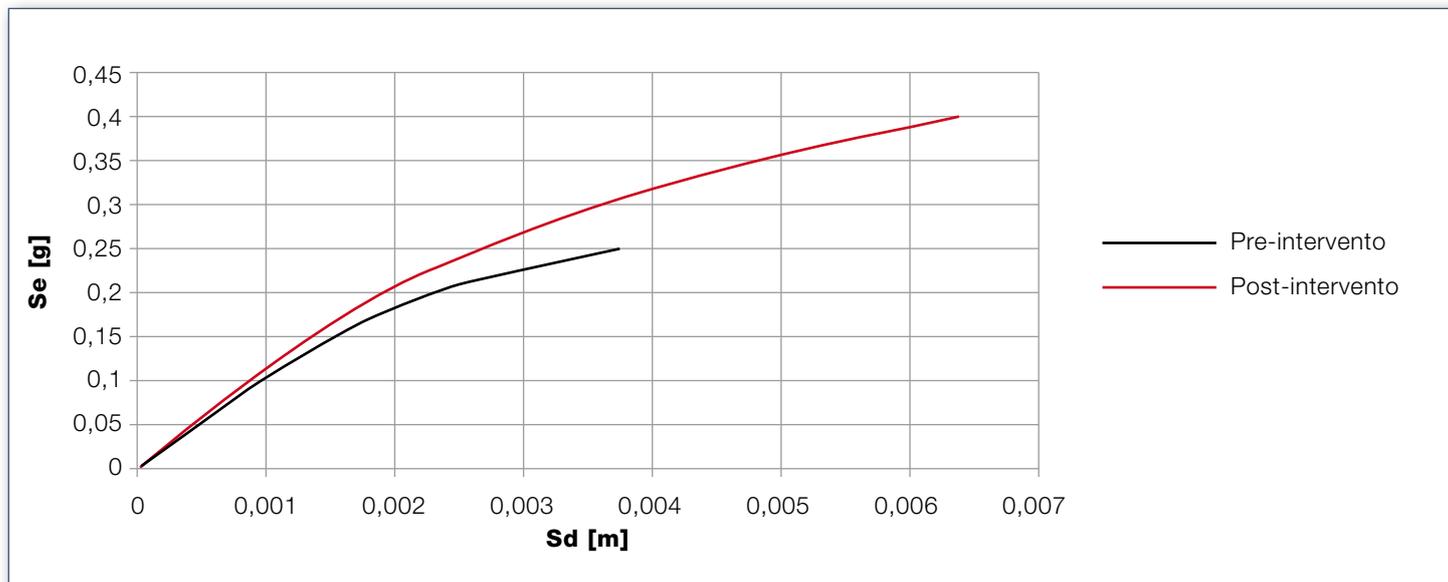
Minimum

Absolute Maximum Only Active Node/Element

Come si può ben notare dal quadro fessurativo ottenuto, la struttura post-intervento reagisce meglio al sisma rispetto alla struttura pre-intervento. Dai risultati ottenuti dal Midas Fea, è stato possibile determinare le curve di capacità, copiando gli spostamenti ottenuti in un foglio di calcolo. Le analisi sono state effettuate con un personal computer Dell con processore Intel Core i7, RAM 8 Gb, e scheda video da 1 Gb. I tempi di attesa sono stati di circa 9/10 ore per analisi.

Di seguito sono stati riportati i confronti dei risultati ottenuti sia dalle curve di capacità che dalle verifiche effettuate:

Confronto curve di capacità ottenute



Confronto verifiche agli spostamenti

	PUSHOVER X				PUSHOVER Y			
	g	du	dmax	du/dmax	g	du	dmax	du/dmax
	[m/sq]	[mm]	[mm]	[%]	[m/sq]	[mm]	[mm]	[%]
Pre-intervento	0.250	3.751	12.788	29	0.288	4.211	13.001	32
Post-intervento	0.400	6.410	10.647	60	0.400	5.916	10.851	55

Confronto Verifiche alla resistenza (PGA)

	DIREZIONE X			DIREZIONE Y		
	PGAdlv	PGAclv	PGAclv / PGAdlv	PGAdlv	PGAclv	PGAclv / PGAdlv
	[g]	[g]	[%]	[g]	[g]	[%]
Pre-intervento	0.254	0.137	54	0.138	54	54
Post-intervento	0.254	0.155	89	0.254	0.128	80



Stefano Lenci, Enrico Quagliarini,
Francesco Clementi*, Francesco Latini

muratura

Primi risultati di ricerca scientifica inerente la valutazione del rischio sismico dell'edilizia scolastica del dopo guerra

Analysis Report

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura
*Corrispondente: francesco.clementi@univpm.it

PLESSO VECCHIO	Definizione	Note
Tipo di modellazione	Struttura a telaio	-
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Beam	Beam e beam tapered
Numero elementi totale	317	-
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	-	-
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Lanczos	55 frequenze
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	no	-
%massa partecipante estratta	38 autovalori considerati per ottenere l'85% di massa partecipante nelle due direzioni pianta	Primi tre modi prevalentemente traslazionali. Quarto modo torsionale.
Metodi di combinazione auto valori	CQC	Usati metodi di recupero dei segni delle sollecitazioni
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	-	Profilo utilizzato: proporzionale ai tagli di piano
Nonlinearità del materiale	Cerniere plastiche	PMM, M e V
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Schema iterativo: controllo in spostamento. Parametri: norma su spostamenti. Iterazioni massime: 10.	Raggiunta la convergenza

AMPLIAMENTO	Definizione	Note
Tipo di modellazione	Struttura a telaio	-
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Beam	-
Numero elementi totale	60	-
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	-	-
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Lanczos	45 frequenze
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	no	-
%massa partecipante estratta	10 autovalori considerati per ottenere l'85% di massa partecipante nelle due direzioni pianta	Primi tre modi prevalentemente traslazionali.
Metodi di combinazione auto valori	CQC	Usati metodi di recupero dei segni delle sollecitazioni
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	-	-
Nonlinearità del materiale	-	-
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	-	-

1. Oggetto

Il ricco patrimonio di edilizia scolastica esistente del dopo guerra presente in Italia ci ha portato ad analizzare alcuni casi di studio.

In questo contributo si presentano i primi risultati di ricerca riguardanti lo studio di vulnerabilità sismica di una scuola realizzata negli anni '60 con telaio in cemento armato composta da due plessi separati da un giunto: "plesso vecchio" e "ampliamento". Sono state fatte delle campagne di indagini in situ per verificare la rispondenza: geometrica,

tecnologica e le proprietà dei materiali rispetto alle informazioni presenti nel progetto originale. Le due porzioni di edificio, aventi solai flessibili nel piano, sono state studiate separatamente. Le analisi sono state condotte secondo la normativa nazionale NTC2008. La valutazione di vulnerabilità sismica è stata condotta per il plesso vecchio con un'analisi di tipo pushover mentre l'ampliamento è stato studiato con analisi dinamica lineare con spettro di progetto.

2. Descrizione generale dell'opera

Il Complesso scolastico è stato realizzato in due momenti differenti (Figura 2.1) : il "Plesso vecchio" risalente al 1960-61, poi nella seconda metà degli anni '60 è stato fatto un ampliamento. Realizzato con scheletro in c.a., composto da elementi pilastro e trave, è costituito da tre piani (Tab.2.1): uno seminterrato, uno rialzato e un primo (ciascun solaio è in latero-cemento). La copertura, non praticabile, è piana. Il plesso vecchio è caratterizzato

un portico di ingresso avente una superficie coperta di circa 100mq e un'altezza di interpiano di circa 3.30m.

La fondazione del plesso vecchio è realizzata in plinti di dimensioni variabile collegati tra loro da cordoli. La fondazione dell'ampliamento è realizzata da travi a T rovesce.

I due corpi sono separati tra loro da un giunto. Le due strutture verranno studiate separatamente.

3. Caratteristiche materiali impiegati

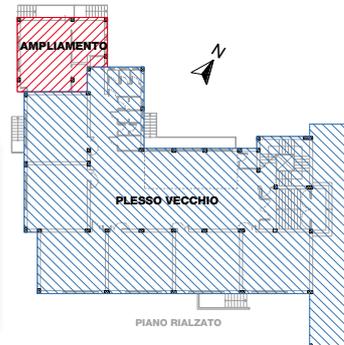
Nel plesso vecchio sono state fatte prove di caratterizzazione dei materiali, che hanno portato l'impiego nel modello di valori di resistenze del calcestruzzo differenti per ogni elevazione sia per le travi che per i pilastri, mentre per l'acciaio è stato considerato

un unico valore per le travi e anche per i pilastri. Nell'ampliamento non sono state fatte prove in situ, i materiali adottati hanno caratteristiche usuali per l'epoca: un cemento di tipo 730, barre d'armatura per i pilastri di tipo lisce Aq50 e per travi tipo TOR.

4. Azione sismica

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è stato ricavato secondo il § 3.2.3.2.1 NTC2008 (Tab. 4.1, Grafico 4.1).

n° piano	Altezza interpiano m	Superficie Plesso Vecchio m ²	Superficie Ampliamento m ²
Piano seminterrato	0	500	60
Piano rialzato	2.90	500	60
Piano primo	3.30	500	60
Piano secondo	3.70	590	75



Tab.2.1: Caratteristiche principali dell'edificio.

Figura 2.1: Pianta della seconda elevazione. In blu in plesso vecchio e in rosso l'ampliamento.

5. Modellazione della struttura

Per quanto riguarda il plesso vecchio (Figura 5.1 a) si è adottata un'analisi statica non lineare. La struttura è supposta incastrata alla base in corrispondenza delle fondazioni, i solai sono considerati flessibili nel loro piano [cfr. 7.2.6 NTC2008].

Si è utilizzato il software Midas Gen 2012 vs. 3.1 che adotta il modello a plasticità concentrata, con cerniere plastiche a flessione e a taglio secondo la formulazione prevista dall'EC8. Le verifiche globali sono effettuate tramite pushover mentre le verifiche locali eseguite in

termini di rotazione rispetto alla corda allo snervamento (SLD) e in condizioni ultime (SLV) per gli elementi duttili, mentre per i meccanismi fragili in termini di taglio resistente per travi, pilastri e pannelli nodali (SLV).

L'ampliamento (Figura 5.1 b) è stato studiato tramite un'analisi modale con spettro di risposta di progetto ed impalcati deformabili in quanto non sussistono del condizioni del §7.2.6 della NTC2008. La modellazione è sempre a telaio con elementi trave e pilastro elastici lineari incastrati alla base.

Parametri sismici			
Vita Nominale (Anni)	100	Classe d'uso	IV
Longitudine (Grd)	13.2176	Latitudine (Grd)	43.7102
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1

Tab.4.1: Parametri sismici scuola

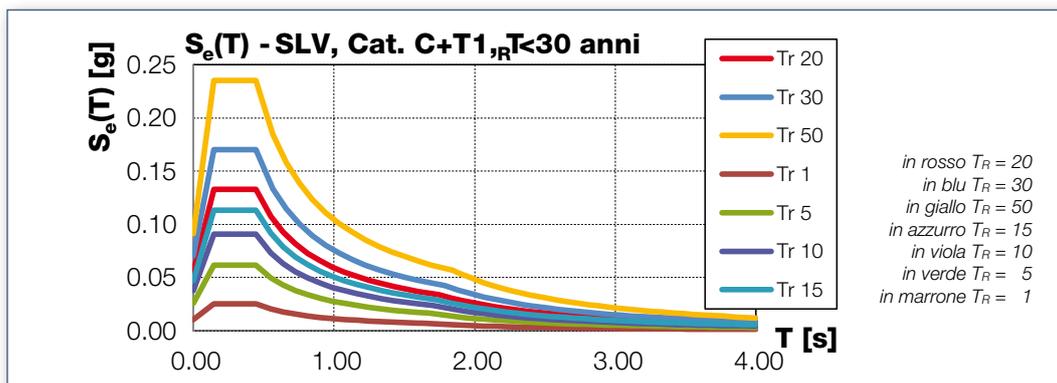


Grafico. 4.1: Spettro elastico SLV

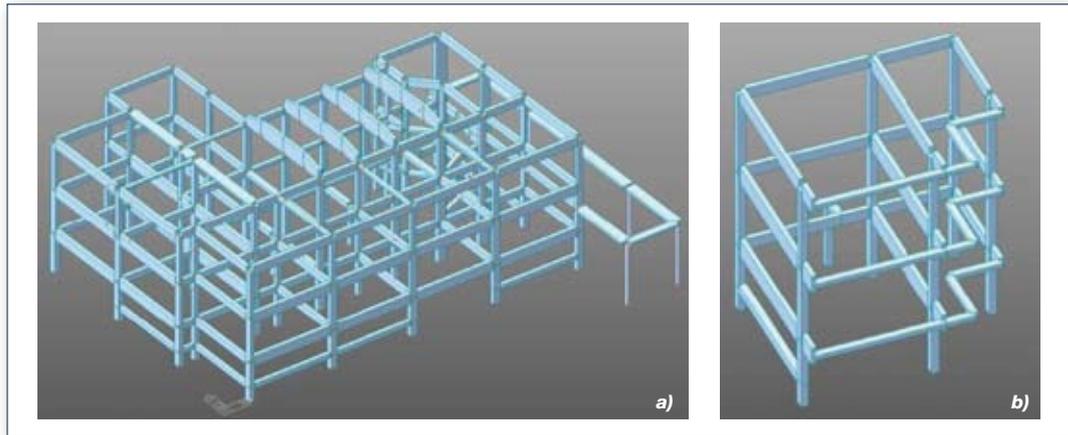


Figura 5.1:
a) Vista 3D del modello riguardante il plesso vecchio;
b) Vista 3D del modello riguardante l'ampliamento.

Come già accennato per l'analisi statica non lineare si è utilizzata una modellazione a plasticità concentrata. In particolare si è fatto riferimento alla formulazione presente nei §§C8.7.2.5 e C8A.6.1 della Circolare n°617.

Per quanto riguarda le cerniere plastiche dei pilastri si è fatto uso di cerniere elasto-plastiche con interazione, i.e. PMM, come riportato nella Figura 5.2. I limiti elastici e ultimi sono calcolati secondo

le equazioni [8.7.2.1a] e [C8A.6.1]. Visti i ferri lisci e la mancanza di opportuni dettagli costruttivi antisismici si è ridotto il valore della Θ_u di un coefficiente 0.85.

Per quanto riguarda il taglio sono state implementate cerniere concentrate elasto-fragili con valore al limite elastico calcolato secondo l'eq. [4.1.20] della NTC2008. Un esempio di cerniera a taglio utilizzata nella modellazione è riportata in Figura 5.3.

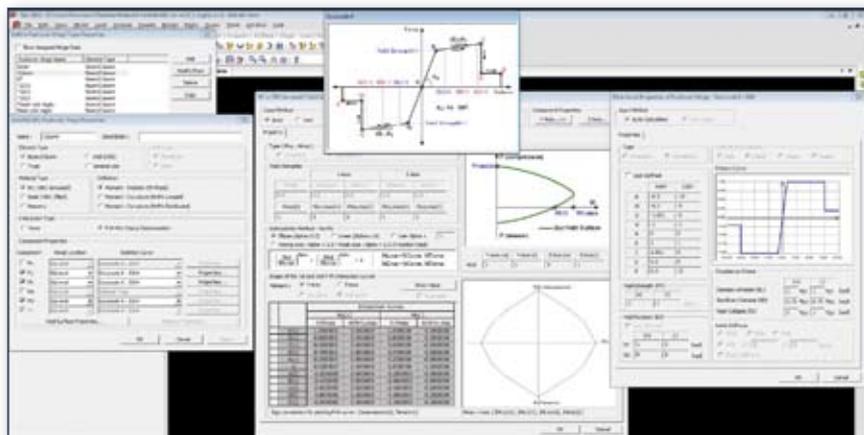


Figura 5.2:
Cerniera di interazione a pressoflessione deviata.

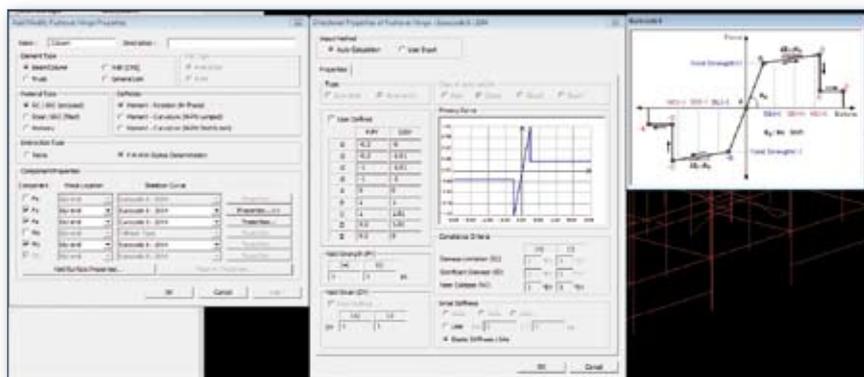


Figura 5.3:
Cerniera a taglio.

Sono state condotte analisi lineari e non lineari (pushover) sulle due strutture supponendo l'impalcato non rigido nel proprio piano.

5.1 Analisi dinamica lineare con spettro di progetto

Tale analisi è stata adottata per l'ampliamento. Poiché si tratta di un'analisi dinamica lineare non ci sono particolari controlli dei requisiti di ammissibilità del metodo. L'impalcato è deformabile nel

proprio piano e per questo risulta non applicabile l'eccentricità accidentale. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi si è utilizzata una combinazione quadratica completa, i.e. CQC. Gli elementi duttili sono stati verificati con $q=2$ mentre gli elementi fragili con $q=1.5$.

5.2 Analisi statica non lineare (pushover)

Sono state eseguite 8 analisi pushover nel solo plesso vecchio poiché non sono stati applicati gli

effetti torsionali accidentali per la presenza del piano deformabile.

Le distribuzioni considerate sono state scelte tenendo conto che la struttura del plesso vecchio si presenta irregolare in pianta e in altezza:

1. Distribuzione principale:

proporzionale alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare a

patto che il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C . L'applicazione di questa distribuzione è possibile, per la nuova bozza delle NTC2012, a qualsiasi tipo di struttura (regolare o non) a prescindere dal periodo della struttura.

2. Distribuzione secondaria:

uniforme proporzionale alle masse di piano.

6. Indice di rischio (I_R)

Per lo studio della vulnerabilità sismica del plesso vecchio (Tabella 6.1) l'indicatore di rischio è stato valutato per tre differenti situazioni:

1. elementi/meccanismi duttili con riferimento alla rotazione rispetto alla corda in condizioni ultime allo SLV;
2. elementi/meccanismi fragili con riferimento alla sollecitazione di taglio in travi e pilastri e nei pannelli nodali allo SLV;
3. elementi/meccanismi duttili con riferimento alla rotazione rispetto alla corda allo snervamento allo SLD.

Distribuzione	$T_{R,D}$ SLV	$T_{R,C}$ Duttili SLV	Indice Duttili SLV	$T_{R,C}$ Fragili SLV	Indice Fragili SLV	$T_{R,C}$ Duttili SLD	$T_{R,D}$ SLD	Indice Duttili SLD
Seconda distribuzione +X	712.5	20	0.23	5	0.13	1	75	0.17
Seconda distribuzione +Y	712.5	20	0.23	5	0.13	1	75	0.17
Prima distribuzione +X	712.5	100	0.45	5	0.13	1	75	0.17
Prima distribuzione +Y	712.5	20	0.23	5	0.13	1	75	0.17
Seconda distribuzione -X	712.5	20	0.23	5	0.13	1	75	0.17
Seconda distribuzione -Y	712.5	20	0.23	5	0.13	1	75	0.17
Prima distribuzione -X	712.5	100	0.45	5	0.13	1	75	0.17
Prima distribuzione -Y	712.5	20	0.23	5	0.13	1	75	0.17

Tab.6.1: Sintesi delle verifiche di vulnerabilità sismiche in termini di indice di rischio.

Analisi modale con spettro di progetto con fattore di struttura	$T_{R,D}$ SLV	$T_{R,C}$ Duttili SLV	Indice Duttili SLV	$T_{R,C}$ Fragili SLV	Indice Fragili SLV
q=2.0, elementi duttili	712.5	5	0.13		
q=1.5, elementi fragili	712.5			5	0.13

Tab.6.2: Sintesi delle verifiche di vulnerabilità sismiche in termini di indice di rischio.

L'indicatore di rischio è definito in base al rapporto tra i periodi di ritorno di Capacità $T_{R,C}$ e di Domanda $T_{R,D}$ i quali, per non restituire valori fuori scala rispetto a quelli ottenibili col rapporto fra le accelerazioni, va elevato alla 0.41:

$$I_{R_SL} = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41} \quad (6.1)$$

Nell'ampliamento l'indicatore di rischio è stato valutato per due differenti situazioni:

1. elementi/meccanismi duttili in termini di resistenza flessionale allo SLV;
2. elementi/meccanismi fragili in termini di resistenza a taglio e a trazione-diagonale e compressione diagonale per i nodi, entrambi allo SLV.

L'espressione con cui è stato valutato l'indice di rischio è sempre la (6.1), mentre gli indici di rischio sono riassunti in Tabella 6.2.

7. Conclusioni

In questo contributo si presentano i primi risultati di ricerca di una più vasta problematica serie di casi di studio di vulnerabilità sismica di edilizia scolastica. La scuola, realizzata negli anni '60 con telaio in cemento armato, è composta da due plessi separati da un giunto: "plesso vecchio" e "ampliamento". I due corpi sono stati studiati separatamente. La struttura del plesso vecchio presenta un

diffuso danneggiamento "flessionale" nella parte centrale un attimo dopo l'attingimento del massimo taglio alla base. Non è possibile individuare un chiaro comportamento di "piano soffice" (meccanismo globale fragile) in tale struttura.

I risultati principali che si evincono dall'analisi modale con spettro di risposta effettuata sull'ampliamento vede una struttura discre-

tamente sollecitata nei vari elementi, duttili e fragili, con una ridotta capacità di ridistribuire i carichi a seguito di plasticizzazioni vista la presenza di numerosi elementi a sbalzo.

Dai risultati presentati nel paragrafo precedente si evince che entrambi gli edifici presentano significative carenze di capacità all'azione sismica sia per i meccanismi duttili che fragili.



D. Campagna¹
A. Aronica²
C. Lualdi³

muratura

Analisi dinamica lineare del Santuario di Lovere (Bg)

¹ Studio MSC Associati, Ingegneria e Architettura - danilo.campagna@mscassociati.it
² Studio MSC Associati, Ingegneria e Architettura - alessandro.aronica@mscassociati.it
³ Studio MSC Associati, Ingegneria e Architettura - claudia.lualdi@mscassociati.it

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Beam, plate/shell, brick	-
Numero elementi totale	MODELLO MESH100 44878 elementi MODELLO MESH50 116962 elementi MODELLO MESH25 581089 elementi	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	2D: 1 3D: 0.93	Mesh ben strutturata con aspect ratio medio di 0.6 per elementi 2D e 3D.
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Lanczos	-
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	No	-
%massa partecipante estratta	MODELLO MESH100 N° modi 52; P.M.M 86.12% MODELLO MESH50 N° modi 200; P.M.M 85.01% MODELLO MESH25 N° modi 208; P.M.M 85.01%	Il numero di modi indicato è stato ottenuto a seguito dell'operazione di filtraggio delle frequenze significative. MODELLO MESH100: primo modo flessionale n°1 MODELLO MESH50: primo modo flessionale n° 2 MODELLO MESH25: primo modo flessionale n° 4
Metodi di combinazione auto valori	CQC	-
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	-	-
Nonlinearità del materiale	-	-
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	-	-

Il Santuario di Lovere (Bg), costruito tra il 1929 ed il 1938, è un monumento che ospita le salme delle Sante Bartolomea Capitanio e Vincenza Gerosa. L'edificio, progettato da Mons. Ing. Arch. Maria Spirito Chiappetta, è una costruzione in stile neogotico-lombardo che presenta una pianta "romanica" a tre navate, di dimensione complessiva pari a circa 20 x 30 metri. Il lato di ingresso è caratterizzato da una torre campanaria a sezione quadrata che si erge per circa 21, m posta al di sopra delle scale di ingresso alla chiesa. Il santuario è stato costruito con tecnologie costruttive tipiche dell'epoca, caratterizzato da murature portanti perimetrali e telai in calcestruzzo centrali.

La bellezza architettonica di questo monumento ben nasconde le notevoli problematiche strutturali che il fabbricato ha manifestato sin dalle origini della sua costruzione. Infatti, il terreno su cui sorge è caratterizzato da subsidenze profonde che inducono nel tempo sulla costruzione significativi cedimenti fondazionali. Da 10 anni dalla sua inaugurazione ad oggi si sono succeduti numerosi interventi di consolidamento volti a risanare l'esteso quadro fessurativo sulle strutture portanti causato dai cedimenti fondazionali occorsi. Le più recenti opere di messa in sicurezza e di consolidamento statico sono state progettate dall'Ing. Danilo Campagna della MSC Associati s.r.l. di Milano

ed hanno visto l'autorevole supervisione del Prof. Antonio Migliacci del Politecnico di Milano. Questi interventi sono stati posti in essere al fine di evitare il collasso strutturale, riconosciuto come incipiente quando nel 1997 è stato assunto l'incarico professionale. La progettazione degli interventi di consolidamento statico si è caratterizzata principalmente nella realizzazione di un sistema di compensazione dei cedimenti, attraverso l'utilizzo di martinetti oleodinamici impostati su pali "radice" posti al di sotto della fondazione originaria. La corretta definizione degli interventi ha richiesto un'attenta valutazione statica della struttura portante; tra le varie analisi è stata svolta anche una modellazione tridimensionale ad elementi finiti del Santuario che è stata successivamente utilizzata per lo studio del comportamento dinamico globale, descritto successivamente nel presente articolo.

Tale lavoro è stato svolto contestualmente alla presentazione di una tesi di laurea Magistrale presso la facoltà di Ingegneria dei Sistemi Edilizi del Politecnico di Milano.



Figura 1:
Vista del Santuario di Lovere (Bg)

Modellazione numerica

La geometria del Santuario è stata ricostruita digitalmente in ambiente Cad sulla base dei disegni originali di progetto e dei rilievi geometrici complementari svolti in situ. Il wiframe in formato dxf è stato importato in Midas Fx+, il quale ha permesso la creazione degli elementi solidi, piani e lineari elementari, successivamente discretizzati al fine di avere una mesh sufficientemente accurata delle geometrie originali. I maschi murari sono stati modellati con elementi finiti tetraedrici con funzioni di forma lineari, mentre le volte e gli orizzontamenti sono stati idealizzati come elementi bidimensionali tipo shell a quattro nodi con comportamento alla Mindlin. La copertura lignea è stata modellata con

elementi beam a due nodi in quanto, per questi elementi strutturali, è stato assunto un tipico comportamento a trave. Il collegamento tra elementi finiti beam e brick è stato effettuato tramite piccoli telai thin-beam tra i nodi di interfaccia per garantire il corretto trasferimento di componenti torsionali. La presenza di numerose irregolarità geometriche ha suggerito l'utilizzo dell'auto-meshing con il solo controllo della dimensione massima dell'elemento. Ai fini di valutare la dipendenza tra la dimensione dell'elemento finito e la risposta dinamica del modello FEM, sono state create tre diverse mesh del Santuario con elementi finiti di dimensione massima rispettivamente pari a 100, 50 e 25 cm.

E.F	Modello		
	MESH 100	MESH 50	MESH 25
Beam	1.740	2.874	5.509
Shell	3.462	7.599	21.842
Brick	39.676	106.489	553.738
n° Nodi	15.518	40.254	164.305

Tabella 1:
Elementi finiti costituenti i tre modelli EF

I tre modelli numerici, differenti per dimensione massima della discretizzazione, sono stati impor-

tati in Midas FEA, all'interno del quale sono state svolte le successive analisi dinamiche.



Figura 2:
I tre modelli numerici del Santuario (100, 50 e 25 cm)

La caratterizzazione meccanica degli elementi strutturali è stata effettuata considerando i dati sperimentali ottenuti dalle indagini diagnostiche eseguite in situ. In particolare, per i maschi murari, è stato assunto un modulo elastico pari 5000 MPa e un peso di 19 kN/m³. Tali valori sono stati così assegnati per simulare e tenere conto gli intonaci armati applicati su ambo i lati del paramento murario. Questo intervento è stato infatti realizzato per permet-

tere il consolidamento del preoccupante quadro fessurativo preesistente su molte murature portanti del Santuario. Infine, per conteggiare la reale massa del fabbricato, sono state inserite le "non-structural mass" sui nodi di interesse per considerare anche le masse delle finiture. Il valore di tali masse è stato accuratamente stimato per ogni superficie di piano analizzando i rispettivi pacchetti di finitura posti al di sopra delle strutture portanti.

Obbiettivi del lavoro svolto e ragioni dell'analisi dinamica lineare

L'obiettivo del caso di studio è stato quello di quantificare la variazione delle frequenze proprie di vibrazione di un modello così complesso, in relazione alla dimensione massima data agli elementi finiti costituenti la mesh adottata. Tale lavoro è stato infatti ritenuto fondamentale per testare la convergenza dei risultati in termini di frequenze, al fine di avere, a valle delle analisi dinamiche, un campo di risultati attendibili.

Avendo a disposizione un modello così accurato, è stato ritenuto ingegneristicamente interessante eseguire sullo stesso anche un'analisi di tipo dinamica lineare con spettro di risposta, al fine di quantificare le sollecitazioni inerziali da questa derivanti. Questo tipo di analisi è infatti contemplata nelle Norme Tecniche delle Costruzioni NTC 2008 [3] al punto (cfr.7.3.4.2 [3]) che suggeriscono di confrontare i risultati di un'analisi dinamica non lineare con quelli derivanti da un'analisi dinamica lineare.

Per gli edifici in muratura, infatti, sono previste quattro tipologie di analisi per lo studio del com-

portamento delle strutture sollecitate da azioni sismiche. Tra esse vi è l'analisi dinamica non lineare, i cui risultati devono "essere confrontati con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture".

Quindi tale lavoro ha la volontà di validare, in termini di frequenze proprie, il comportamento dinamico del modello FEM, e fornire, attraverso i dati derivanti dall'analisi dinamica lineare, una base di risultati che saranno poi comparati con quelli derivanti da un'analisi dinamica di tipo non lineare.

Si evidenzia infatti che per le Linee Guida [2], invece, l'analisi dinamica lineare risulta poco attendibile per edifici storici complessi, caratterizzati da trasformazioni e fasi costruttive differenti. Pur essendo preferibile un'analisi in ambito non lineare delle strutture in muratura, l'analisi lineare può però essere utilizzata come studio preliminare qualora emerga che l'escursione in campo non lineare risulti modesta" (cfr.5.2.3 [2]).

Risultati delle analisi in frequenza

Come anticipato, per questo caso di studio, è stata condotta una campagna di analisi in frequenza su tre modelli numerici, con l'obiettivo di evidenziare la variazione delle frequenze proprie della struttura in relazione alla dimensione massima degli elementi finiti utilizzata nelle mesh adottate. La ricerca degli autovalori e autovettori sui tre modelli è stata svolta con il metodo numerico di Lanczos che ben si adatta a geometrie con numerosi gradi di libertà. L'operazione di filtraggio delle frequenze, resa necessaria dall'insorgere di modi non puri di singoli elementi, ha evidenziato due modi principali flessionali in direzione x e y, cioè lungo i due assi di simmetria principali del Santuario, caratterizzati

da masse partecipanti superiori al 40%, per tutte le ipotesi di meshatura. Nel modo principale in y si è distinta chiaramente una flessione longitudinale abbastanza uniforme della struttura, mentre, nella direzione ortogonale, si è evidenziata una tendenza del campanile a oscillare in controfase rispetto all'aula costituente la chiesa a piano terra. Tutti e tre i modelli numerici, differenti tra loro per la sola dimensione della discretizzazione, hanno mostrato una buona corrispondenza tra le deformate modali dei modi principali. La differenza riscontrata è stata nel valore dei periodi dei due modi principali e nel numero di frequenze necessarie al raggiungimento dell'85% delle masse partecipanti.

	MODI PRINCIPALI			
	1° modo flessionale		2° modo flessionale	
	N° freq.	Periodo [s]	N° freq.	Periodo [s]
MESH 100	1	T = 0.175	4	T = 0.123
MESH 50	2	T = 0.207	5	T = 0.143
MESH 25	4	T = 0.198	5	T = 0.154

Tabella 2:
Frequenze naturali dei modi flessionali dei tre modelli EF

In generale è emersa la tendenza dei modelli con discretizzazione più fitta ad essere più flessibili e quindi ad avere periodi propri maggiori rispetto a quelli associati ad una discretizzazione minore. I due modelli con mesh di dimensioni inferiori hanno rivelato un comportamento molto simile con scarti, tra i parametri dinamici, dell'ordine del 7-5%. Anche il numero di frequenze necessarie al raggiungimento dell'85% delle masse partecipanti è stato paragonabile (200 modi per il modello MESH 50 e 208 per MESH 25). Invece il primo modello numerico, con discretizzazione più rada, ha evidenziato un valore minore dei primi periodi di vibrazione rispetto ai precedenti (-15-20%) e si è distinto nel numero inferiore di modi necessari ad eccitare l'85% delle masse (52 modi). Dal confronto dei risultati ottenuti dalle diverse analisi in frequenza si è dedotto che

il comportamento dinamico globale della struttura è significativamente influenzato dalla scelta della dimensione della discretizzazione operata. Modelli con elementi finiti di dimensioni minori, in linea con le teorie degli errori, hanno approssimato con più precisione il comportamento reale della struttura, ma hanno richiesto tempi di calcolo dell'elaboratore più lunghi.

Per questo caso di studio, la comparazione dei risultati ha evidenziato che il target ottimale è costituito dal modello i cui elementi finiti abbiano una dimensione massima pari a 50 cm, dimensione paragonabile a circa 1/15 dell'altezza globale dei maschi murari principali. Tale discretizzazione rappresenta infatti un buon compromesso tra precisione numerica, accuratezza del campo degli sforzi e velocità computazionale.

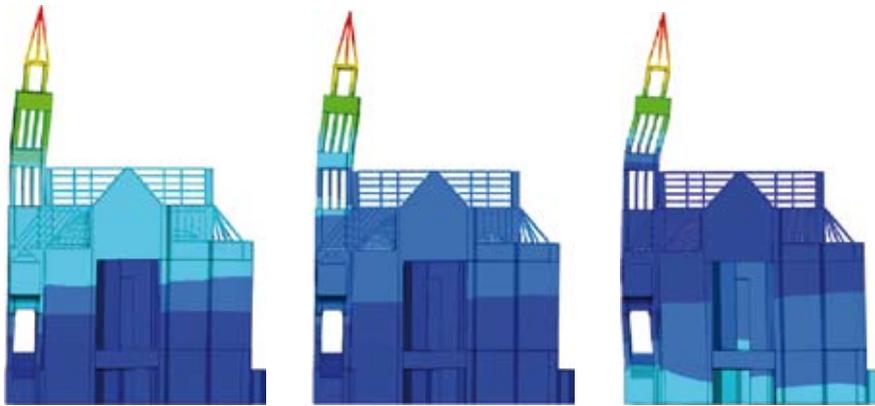


Figura 3:
Deformata modale in y: MESH 100,
MESH 50 e MESH 25



Figura 4:
Deformata modale in x: MESH 100,
MESH 50 e MESH 25

Risultati dell'analisi dinamica lineare

Utilizzando come premessa quella precedentemente esposta, si riportano in seguito i principali risultati dell'analisi dinamica lineare svolta. Lo spettro di progetto per tale analisi è stato calcolato con il software "Spettri NTC", disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Il periodo di riferimento VR è risultato pari a 50 anni, in accordo con la formula 2.4.1 delle Norme Tecniche [3]. I consolidamenti statici, eseguiti al fine di scongiurare il collasso strutturale del Santuario, hanno reso il monumento sufficientemente robusto, rendendo impraticabile la riduzione del perio-

do di riferimento dell'azione VR tramite la definizione dell'indice di sicurezza esplicitato nelle Linee Guida [2] (§ 2.4). Per la costruzione dello spettro di progetto il fattore di struttura q è stato posto pari a 1,8 congruamente alle indicazioni normative (§C87.1.2 [1]). Le scarse proprietà meccaniche del terreno profondo, causa dei cedimenti fondazionali occorsi, hanno suggerito l'adozione di un coefficiente di amplificazione stratigrafica associato ad un terreno di categoria D.

Lo spettro di progetto così ottenuto è stato importato nel software Midas-FEA come dato di

input per l'analisi dinamica lineare. Tale analisi ha evidenziato spostamenti elastici corrispondenti allo SLV (§ 7.3.3.3 [3]) maggiori nella direzione y, per la quale l'analisi in frequenza aveva mostrato periodi di vibrazione maggiori. Lo stato tensionale, studiato in termini di sforzi principali, ha rivelato la maggior criticità di alcuni elementi strutturali, come gli archi dei matronei ed i pilastri della torre campanaria. Le amplificazioni locali di tensioni sono risultate legate a restringimenti repentini di sezione e non a particolari carichi concentrati ivi applicati. Lo sforzo massimo registrato per i maschi murari più sollecitati, in zone limitate, ha raggiunto 1,4 MPa. I risultati tensionali ottenuti con l'analisi dinamica

lineare sono stati infine confrontati con i legami costitutivi non lineari. Ciò è stato fatto al fine di esprimere un giudizio sullo stato di sollecitazione agente sulla struttura, imponendo un'analisi di tipo elastica lineare, in relazione alle caratteristiche meccaniche della muratura.

Il modello proposto da Turnsek-Cacovic, ormai noto in letteratura, è stato scelto per considerare un comportamento non lineare della muratura. Confrontando la curva di Turnsek-Cacovic, affiancata a quella proposta da EC6, con gli sforzi ottenuti dalla simulazione dinamica lineare (punti rossi nella figura 5), si è evidenziata la lontananza dello stato tensionale agente da quello non lineare della muratura.

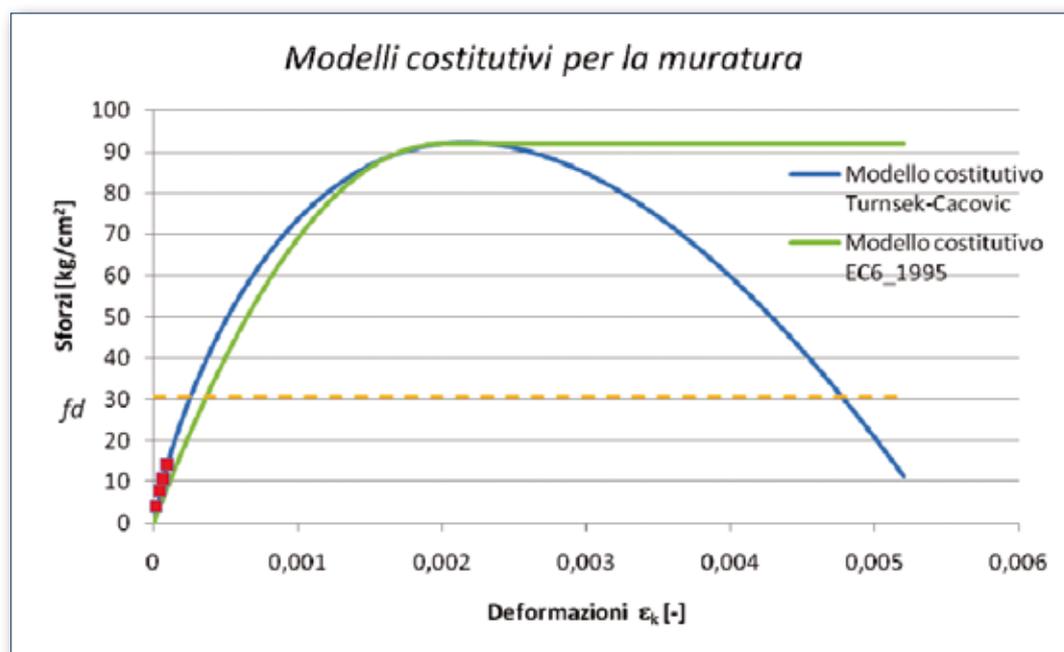


Figura 5:
Modelli costitutivi non lineari per
la muratura del
Santuario di Lovere

L'idealizzazione, svolta nella simulazione FEM, di un comportamento perfettamente elastico è risultata accettabile, anche se si auspica una futura analisi del modello ipotizzando un legame costitutivo non lineare, per valutare eventuali meccanismi locali di plasticizzazione.

I futuri studi saranno infatti mirati all'analisi del comportamento non lineare della struttura, partendo da un modello ad elementi finiti già asseverato in termini di caratteristiche intrinseche relative alla dimensione degli elementi finiti costituenti la mesh.



MSC Associati S.r.l.
architettura e ingegneria

Bibliografia:

- [1] Circolare n°617 del 2/2/2009, Istruzione per le applicazioni delle nuove norme tecniche per le co-struzioni
- [2] Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, 2/12/2011
- [3] D.M. 14 gennaio 2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni



Dott. Ing. Michele Altilia¹

DAR2²

www.enerplan.it

muratura

Progetto e verifica di vulnerabilità sismica di un edificio in muratura ordinaria portante

Località: Borgo Faraone Antico (AP)

¹ Ingegnere Civile Strutturista ENERPLAN S.r.l. CARPI (MO)

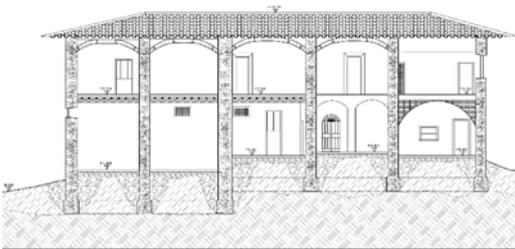
² Modellazione strutturale e Calcoli FEM

Quality Report dell'Analisi

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM	Elementi meshati, micromodellazione FEM discreta e rigorosa.
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Beam, plate/shell, ed altro	Attivazione di "drilling DOF", si sono adottati elementi rigid-link per alcune zone particolari di connessione tra maschi murari più grandi, elementi truss, utilizzati come elementi fittizi per trasferire il carico dei solaio sugli elementi plate/shell, rigid diaphragm per simulare solai rigidi nel post-intervento sulla struttura.
Numero elementi totale	Totale nodi 12016, totale elementi 14368 di cui 188Beam/truss e 14180plate,279boundaries support, Total Number Of Valid Dofs In Model:70422	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D		Per meshature abbastanza grossolane si riscontra una distorsione discreta di esse, poi raffittendo la meshatura quasi non vi sono distorsioni, ad esempio per gli elementi voltati e meshati non vi è nemmeno una distorsione.
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Subspace Iteration, Lanczos.	N° di iterazioni 50 in subspace Dimension 1, n° di frequenze Eigen Vectors 125,
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	Si	
% massa partecipante estratta	È stata calcolata una percentuale di massa partecipante modale totale superiore all'85% per le singole direzioni, e comunque una massa partecipante modale superiore al 5%per ogni singolo modo di vibrare considerato.	Primo modo traslazionale in direzione x, lato corto della struttura, secondo modo traslazione lato y, lato lungo edificio e per modi alti si è notato una distribuzione flessio-torsionale delle pareti, e da tener conto le deformate modali per modi altissimi con massa partecipante modale più bassa, per i modi di vibrare delle volte a crociere modellate.
Metodi di combinazione auto valori	CQC, SRSS,e per le combinazioni sismiche si è adottata la regola E100-E30,descritta in NTC2008.	Si è preso in considerazione per alcune combinazioni particolari dei modi, il segno di valore assoluto nelle determinate direzioni.
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	La massa partecipante modale per il 1°modo di vibrare ai fini della pushover è stata pari a 41.67%.	
Nonlinearità del materiale	modelli di materiale (Drucker - Prager, Strumas, TSC).	Parametri della non linearità (c, ϕ , E, ν , Energia di frattura h) etc.
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Schema iterativo (controllo in forze, in spostamento), parametri (norma su Spostamenti), iterazioni.	Raggiunto la convergenza con il controllo in forze-spostamenti



Dalla Planimetria l'antico borgo di Faraone è costituito da vari comparti edilizi, che a seguito dei numerosi eventi tellurici, e frane avviate, si presentano in condizioni fatiscenti, o addirittura veri e propri ruderi. Nel riquadro rosso vi è evidenziato la struttura oggetto di intervento.



In figura una sezione particolareggiata dello stato di fatto del corpo di fabbrica, dove si possono desumere i vari livelli ed i vari sistemi sismo-resistenti. Inoltre si identificano i vari orizzontamenti con sistemi lignei e voltati di copertura.

La struttura quindi è divisa in:

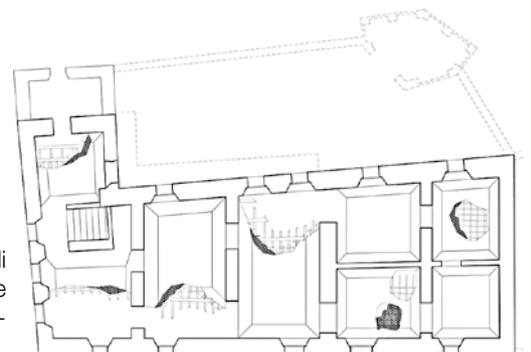
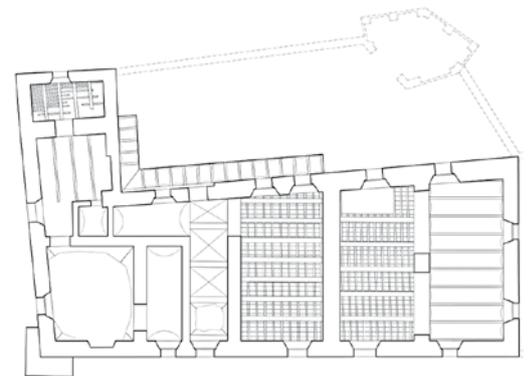
- Piano Terra
- Piano Primo

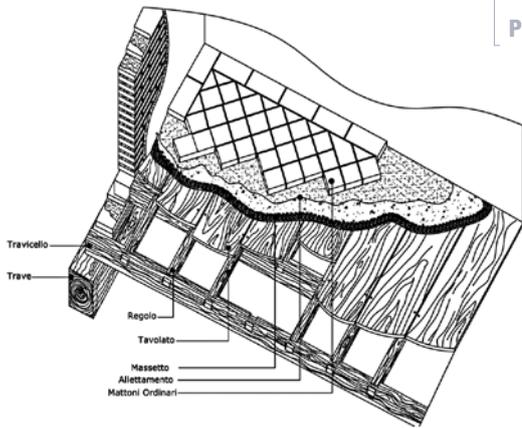
Il Corpo di Fabbrica: Piano Terra

Sono presenti al piano terra, soffitti in legno o ciò che ne rimane, ambiente voltato interamente crollato, un corridoio con una serie di volte a crociera, ambienti con solai in legno con doppio assito, e infine un soffitto eseguito in voltine e putrelle che risulta essere di nuova costruzione rispetto al comparto esistente.

Il Corpo di Fabbrica: Piano Primo

Al piano primo a differenza dei soffitti del piano terra vi sono in ogni ambienti dei sistemi di volta, anche se tutte crollate. Tali sistemi voltati cui si fa riferimento risultano essere delle false volte in camera canna, che logicamente non contribuiscono alla resistenza della struttura e tanto meno non si oppongono alle forze sismiche.





Il corpo di Fabbrica: Particolari Costruttivi

Tale tipologia di solaio in legno è tipica di struttura antiche, la sua costituzione rimane comunque in legno con la presenza o meno di un assito secondario. Le travi in legno emergenti esistenti di tali solai, nel 90% dei casi risultano inflesse, aventi una freccia residua permanente.

Il corpo di Fabbrica: Particolari Costruttivi

Sono presenti in alcuni ambienti del piano terra, vedasi piante precedenti, sistemi voltati a crociera. Esse sono delle Volte a crociera a sesto ribassato, con mattoncini e gretonato superiore.

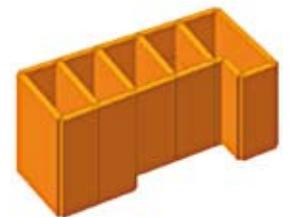


E nei piani superiori invece, troviamo una tipologia di volta, Falsa Volta in Camera Canna, che come precedentemente descritto non contribuisce a resistere alle azioni orizzontali sismiche.



Approccio F.E.M.: Elementi 'shell' & 'platÈ

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite l'utilizzo del software MIDAS/GEN. Si è partiti da un modello a fil di ferro in Dxf, importato nel solutore e modellato la struttura in muratura per step.



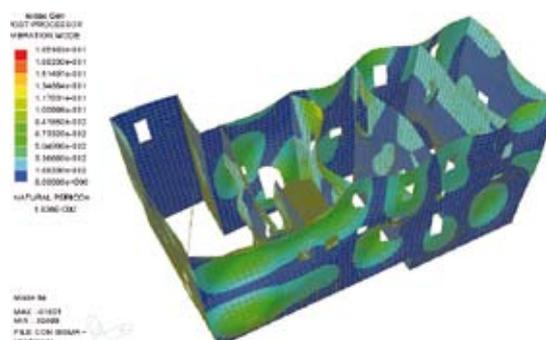
La modellazione della muratura tramite elementi bidimensionali 'Shell' e membranali 'PlatÈ.



Il procedimento è come quello che si evince dalle immagini di seguito con particolare attenzione alla

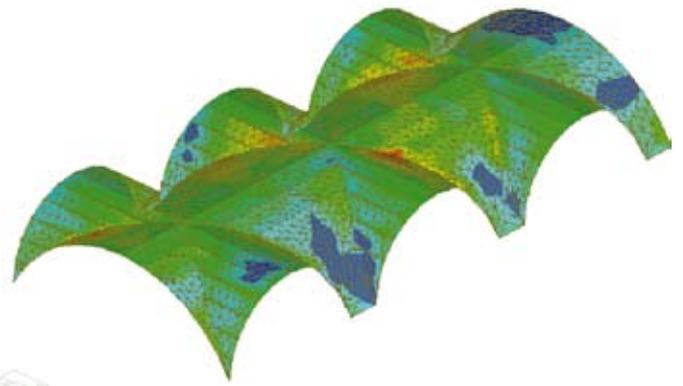
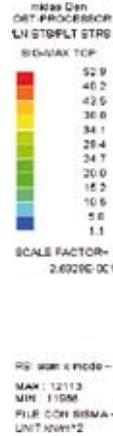
modellazione fisico-meccanica della serie di volte a crociera.

Analisi dinamica lineare: Earthquake: Response Spectrum



- Modellazione Struttura tramite elementi 'shell' e 'platÈ.
- Murature modellate con un spessore differenti e caratteristiche meccaniche riferite a quelle reali esistenti della struttura.
- Ipotesi di incastro perfetto alla base.
- Volte a crociera modellate con spessore reale della volta e carichi inerenti alle rispettive altezze.

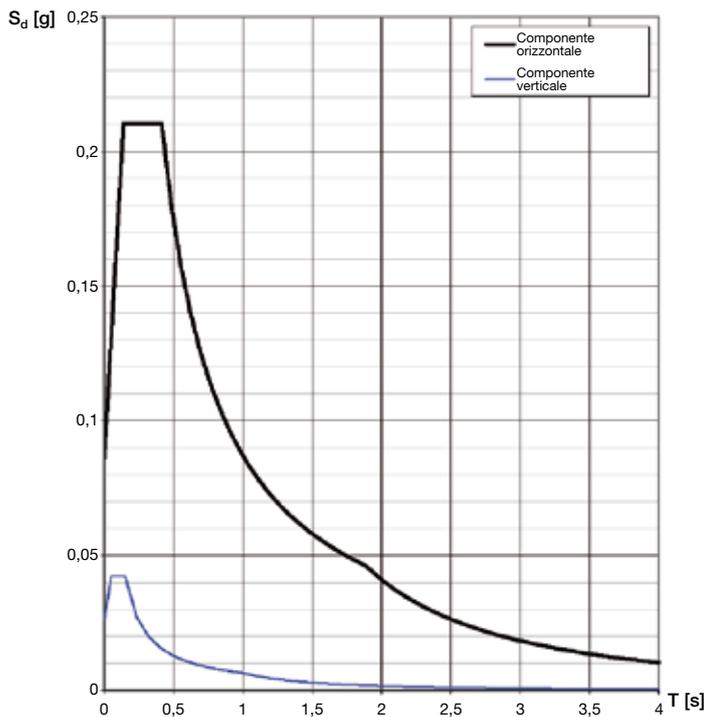
PARAMETRI SISMICI	SLV	SLD
ag(*g)	0,178	0,072
S	1,200	1.20
Fo	2,461	2.440
TB (in secondi)	0,157 s	0.138 s
TC (in secondi)	0,472 s	0.414 s
TD (in secondi)	2,313 s	1,887 s



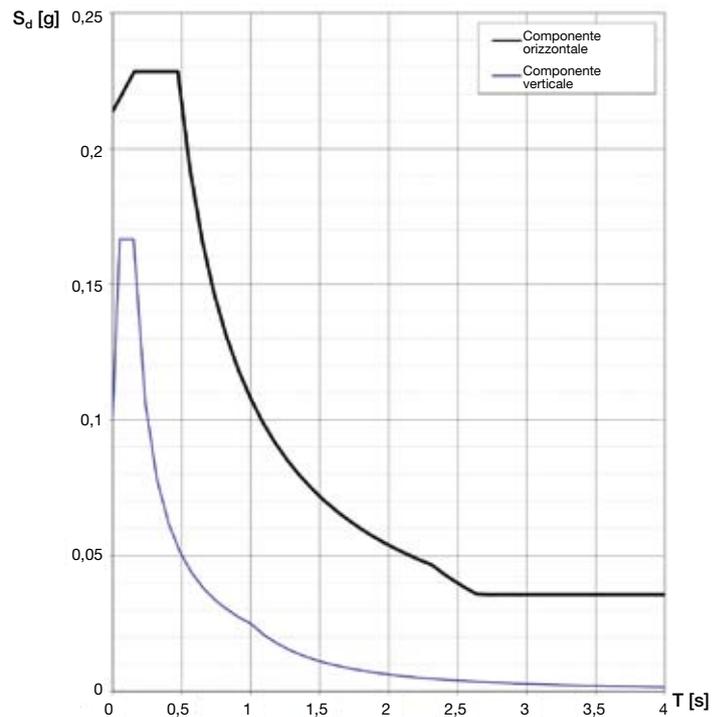
È stato determinato lo spettro di progetto per il comune di Faraone (AP), considerando un terreno di tipo C ed un fattore di struttura $q = 1.5$. In

particolare, si è fatto riferimento all'accelerazione massima dello spettro così determinato allo SLD e allo SLV, di seguito i due spettri di risposta.

Spettro in accelerazione SLD dir X-Y



Spettro in accelerazione SLV dir X-Y



Analisi dinamica lineare: Results of Modal Dynamic Analysis

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. Dato l'elevato numero di modi di vibrare della struttura, nella pagina seguente sono inseriti solo alcuni dei 100 modi analizzati. Con le deformate modali si verifica quali sono i modi

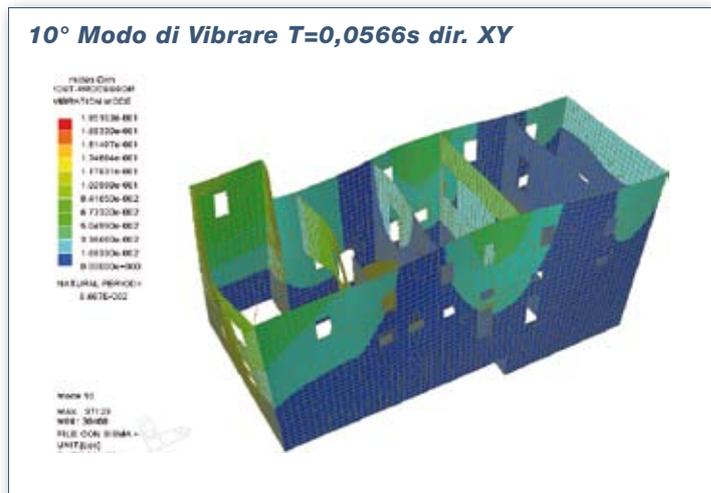
più importanti eccitati, periodo di vibrare e massa partecipante modale. La normativa, riferita a strutture esistenti in muratura, permette di poter effettuare l'Analisi dinamica lineare, solo se si raggiunge una massa partecipante modale complessiva pari al 75% della massa sismica totale della struttura. Tali modi sono stati combinati utilizzando la formula prevista dalla normativa NTC.2008 (CQC).

Analisi dinamica lineare: Results of Modal Dynamyc Analysis

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.

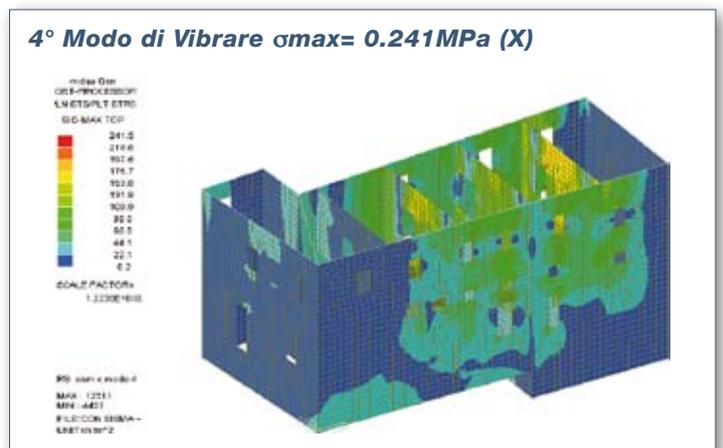
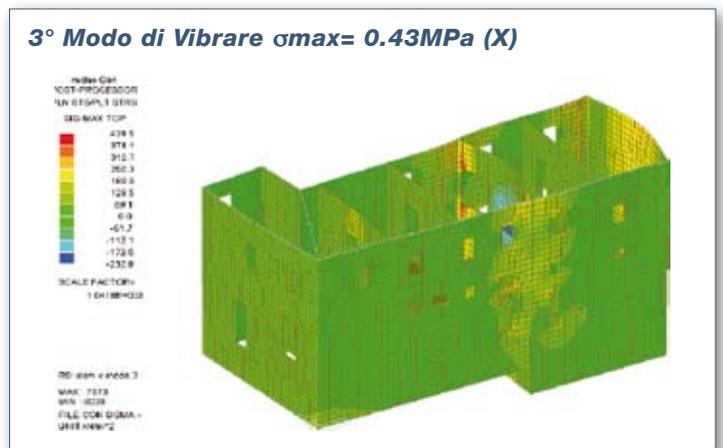
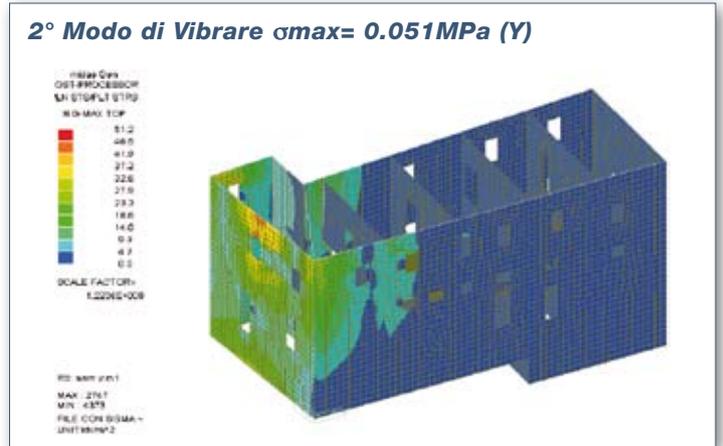
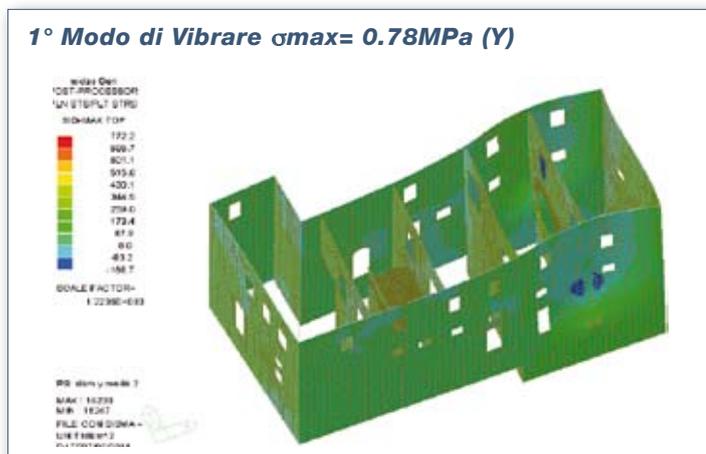
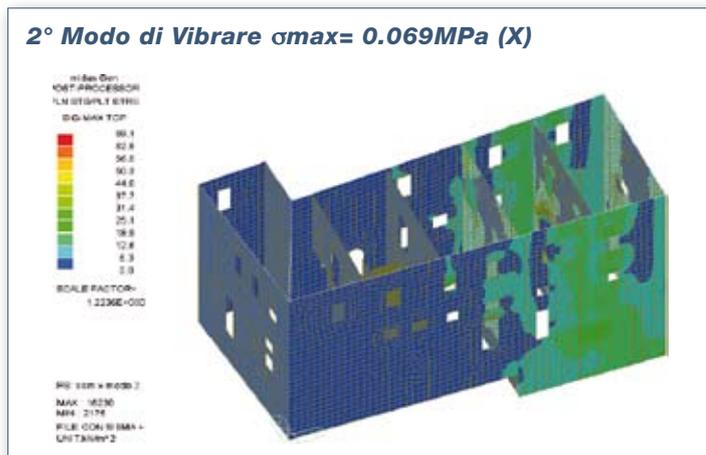
Dato l'elevato numero di modi di vibrare della struttura, di seguito verranno inseriti solo alcuni dei 100 modi analizzati.

Con le deformate modali si verifica quali sono i modi più importanti eccitati, periodo di vibrare e massa partecipante modale. La normativa, riferita a strutture esistenti in muratura, permette di poter effettuare l'Analisi dinamica lineare, solo se si raggiunge una massa partecipante modale complessiva pari al 75% della massa sismica totale della struttura. Tali modi sono stati combinati utilizzando la formula prevista dalla normativa NTC.2008 (CQC).



Analisi dinamica lineare: Plate Stresses of Singular Vibration Mode

L'analisi degli stati tensionali sulle deformate modali, combinate tramite la CQC, non dà risultati utilizzabili ai fini di verifiche rigorose, in quanto se vengono considerati due elementini meshati vicini, ad esempio del modo di vibrare 10, o di un qualsiasi altro modo di vibrare, avranno delle tensioni che possono essere riferite ad istanti di tempo differenti o anche opposti tra di essi, proprio perché i modi avvengono in tempi differenti. Per tali motivi come precedentemente detto, si eseguiranno delle verifiche tensionali sulla combinazione di singoli modi di vibrare.



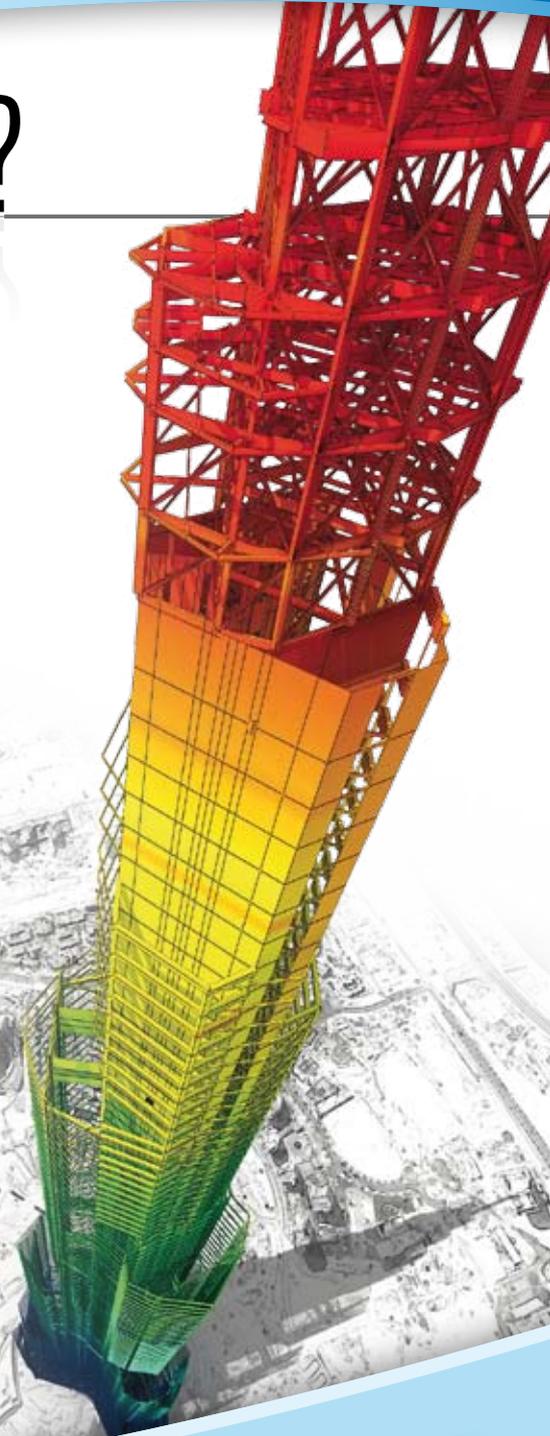
Comparando gli stati tensionali in direzione X con quelli in direzione Y si nota che la struttura è più sollecitata in termini di stati tensionali nel piano, in direzione X, in quanto presenta dei picchi più elevati di tensioni rispetto la direzione Y, eccetto il modo di vibrare 2. Con tale analisi a differenza delle analisi dinamiche modali si possono effettuare verifiche e considerazioni in termini di forze agenti sugli elementi plate, calcolabili grazie all'utilizzo del comando 'cutting diagrams' presente in MIDAS/GEN.



Why Gen?

10 Ragioni per usare il miglior software al mondo

- **Reputato:** usato da 25 Dipartimenti di Ingegneria Civile in Italia
- **Validato:** con migliaia di Regression Test e Benchmarks NAFEMS
- **Testato:** modelli numerici validati con test di laboratorio
- **Aperto:** un software aperto ai controlli, nulla è nascosto all'utente
- **Robusto:** modelli con milioni di elementi finiti non sono un problema
- **Super partes:** utilizzato da molti Enti e Pubbliche Amministrazione per la sua reputazione
- **Supportato:** CSPfea supporta ad altissimo livello con Corsi, Seminari, Libri, Rivista, Hotline
- **Duttile:** la più ampia casistica di modelli numerici di materiale per affrontare ogni analisi
- **Internazionalizzato:** la più ampia casistica di Norme e Codici internazionale
- **Conveniente:** "full optional" con i nuovi listini le più indispensabili Opzioni sono incluse





EDIFICI IN CALCESTRUZZO



ONEWORKS S.p.A.*
www.one-works.com

calcestruzzo

Verifica sismica dell'aeroporto "E. Forlanini"

* ing. Gianluigi Santinello,
ing. Mariano Palazzolo,
ing. Nicola Padoan,
ing. Marco Guelfi

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.

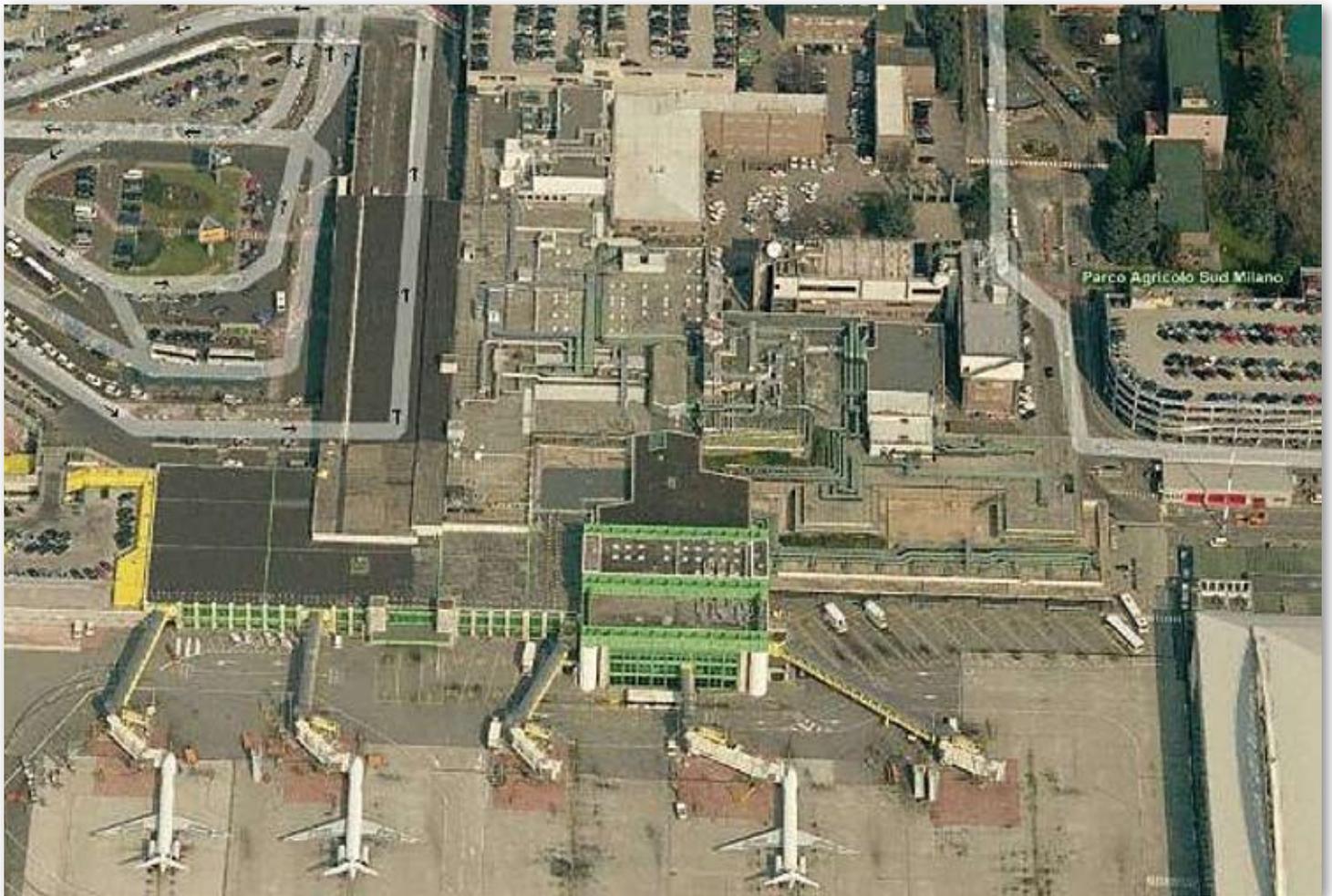
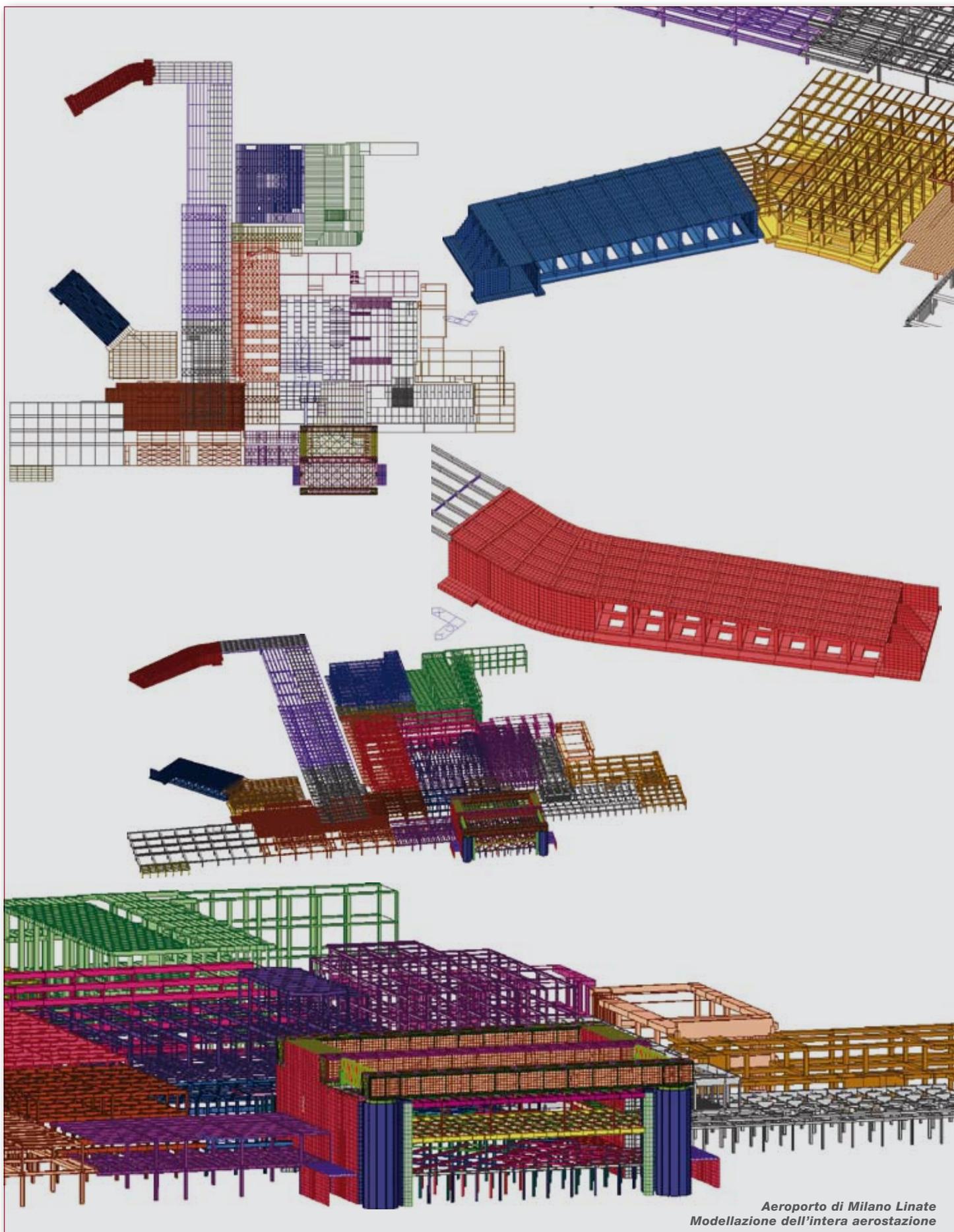


Immagine aerea dell'Aeroporto di Milano Linate

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.1.1.1, prodotto da

Midas Information Technology Co Ltd (Corea). Il programma permette di condurre le verifiche previste dalle NTC08 sulla totalità degli elementi modellati.



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 in-

terferenze 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.



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 V_R , dunque di fatto sulla vita nominale V_N della struttura. L'obiettivo del processo è stato quello di stimare un indicatore di rischio α , definito come rapporto tra

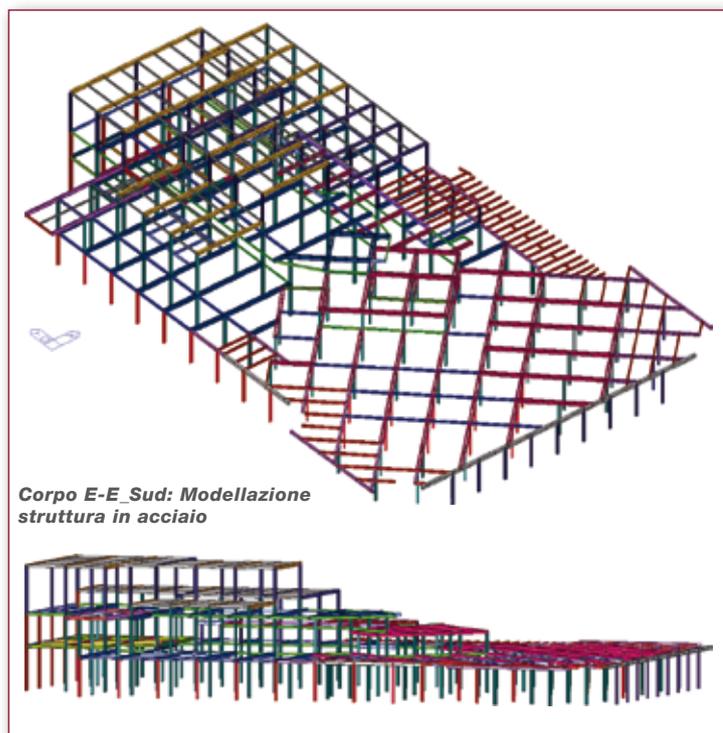
l'accelerazione tale per cui un dato elemento strutturale risulta verificato e l'accelerazione di progetto prevista per le verifiche sull'elemento.

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, 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.



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.



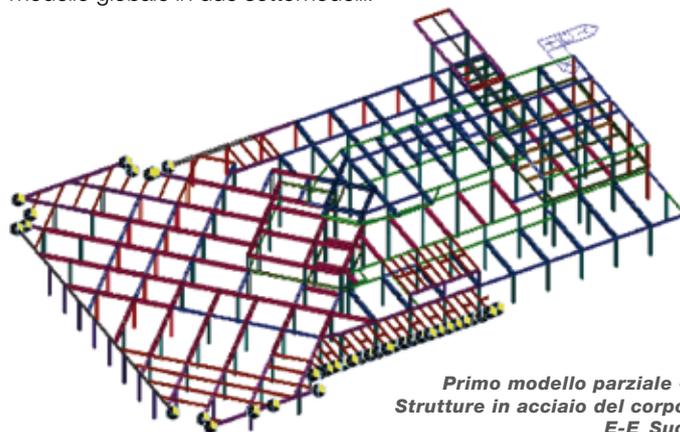
Corpo E - Vista aerea

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.

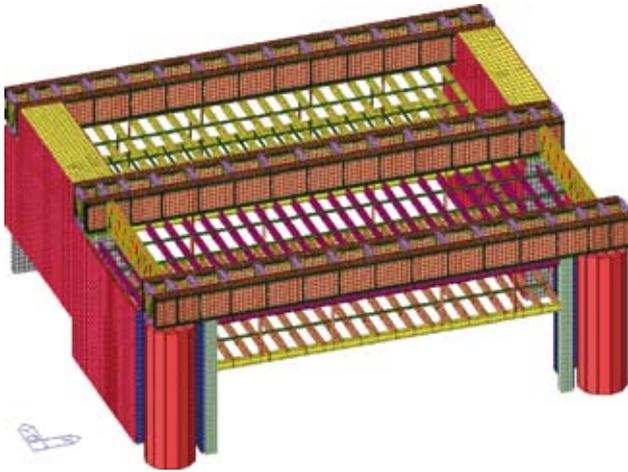


Il primo modello è stato realizzato considerando le sole strutture in acciaio dei corpi E-E_Sud e dell'ampliamento dell'E New, rendendo possibile studiare il comportamento della sola struttura inferiore in acciaio, riportando le sollecitazioni di quest'ultima sui setti del secondo modello parzia-

le, realizzato modellando le strutture costituite dai setti in c.a., dai due impalcati del corpo E New e dalle travi di copertura.

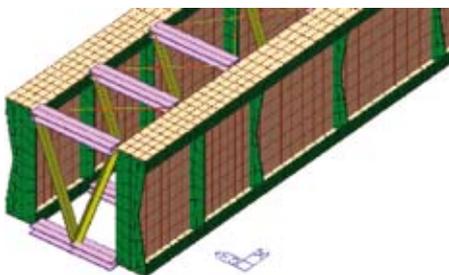
Data l'elevata rigidezza dei setti in c.a. costituenti gran parte della massa del secondo modello parziale, si è riscontrata nuovamente l'impossibilità di raggiungere una massa partecipante minima dell'85% nelle due direzioni principali x e y.

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.

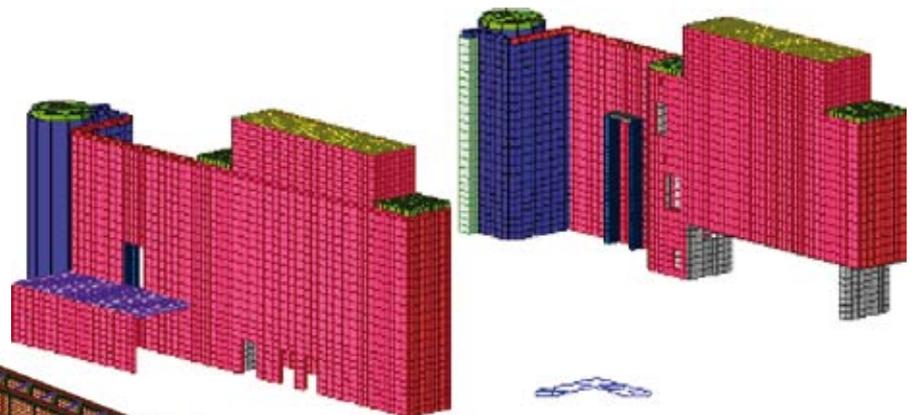


Secondo modello parziale - Strutture in elevazione del corpo E_New

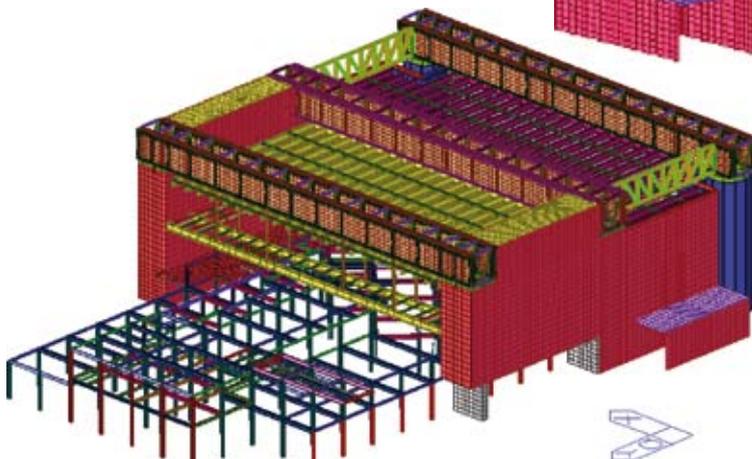
Corpo E_New
Particolari travi alte di copertura



Corpo E_New
Modellazione travi alte di copertura



Corpo E_New
Modellazione setti e torri in c.a.



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.

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. È bene sottolineare come il tipo di analisi condotta risulti un approccio decisamente cautelativo.

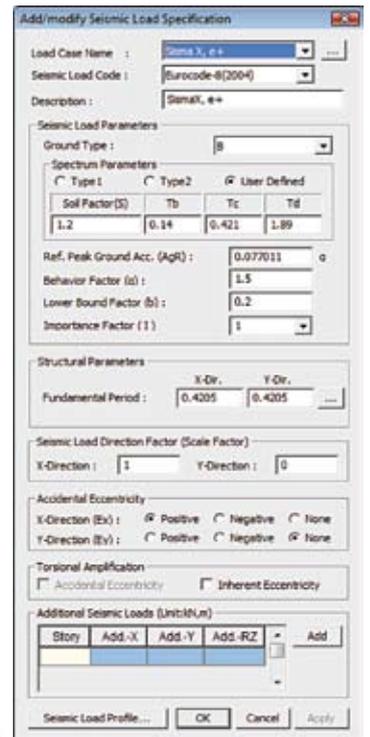
Conclusioni

La tipologia di modellazione effettuata con il software di calcolo ha permesso di studiare il comportamento di un edificio caratterizzato da elementi con

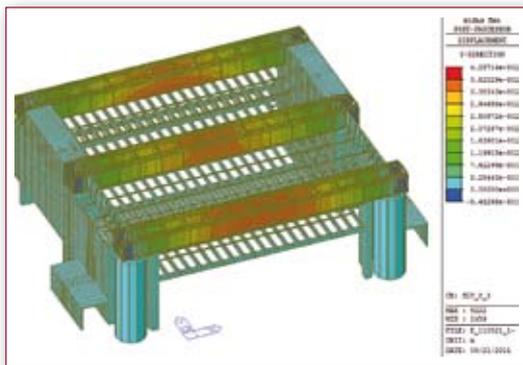
Il codice effettua l'analisi in accordo all'Eurocodice 8 – 2004. È stato effettuato un raffronto tra le norme italiane e la normativa europea, rilevando la totale sovrapponibilità delle due analisi ad eccezione di un fattore correttivo applicato per rendere equivalenti i risultati. Il codice di calcolo 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.

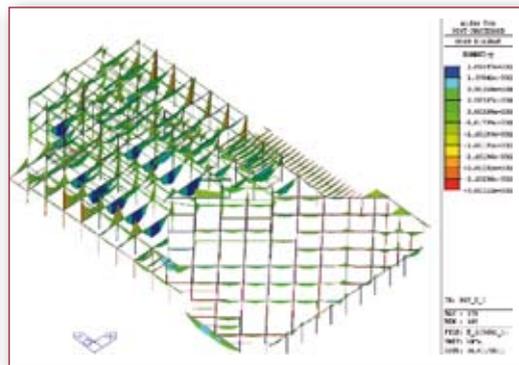
comportamenti strutturali notevolmente differenti, costituenti un sistema complesso.



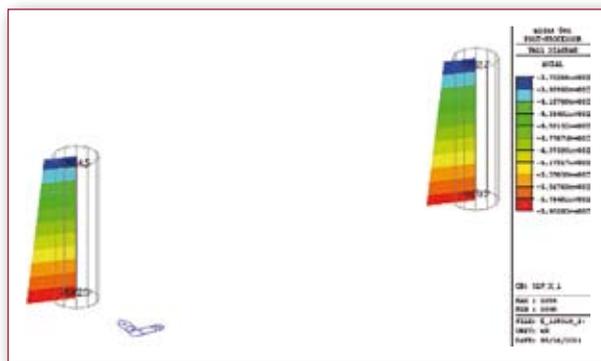
Impostazione dell'analisi statica equivalente operata dal codice di calcolo. Nello specifico si è calcolato il rapporto tra $F_0(NTC08)$ e $F_0(EC8)$ $2,674/2,5=1,0696$ ottenendo il valore del fattore correttivo da applicare all'accelerazione. Segue che $ag=0,072g \cdot 1,0696 = 0,077011g$



Corpo E_New – Mappa spostamenti in combinazioni sismiche



Corpo E-E_Sud - Sollecitazioni in combinazioni sismiche



Corpo E_New – Sollecitazioni elementi wall torri circolari

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. 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.



Ing. Marco Peroni
Irene Fabbi
www.marcoperoni.it

calcestruzzo

La valutazione di vulnerabilità sismica mediante analisi pushover della Scuola Media "D. Strocchi" a Faenza

MARCO PERONI INGEGNERIA - FAENZA (RA)
peroni@marcoperoni.it
fabbi@marcoperoni.it

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	Struttura a telaio	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Beam	
Numero elementi totale	Modello scuola: 358 elementi Modello palestra: 83 elementi	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	Modello scuola: 3 in 2D Modello palestra: 2 in 2D	
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Subspace Iteration	N° 20 iterazioni, n° 10 frequenze, 20 dimensione del sottospazio, tolleranza 1e-010
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	No	
%massa partecipante estratta	Modello scuola: sono stati considerati 7 autovalori, con percentuale di massa calcolata 96% in x e 90% in y Modello palestra: sono stati considerati 3 autovalori, con percentuale di massa calcolata 86% in x e 92% in y	Modello scuola: 1° modo traslazionale in x 2° modo torsionale 3° modo traslazionale in y Modello palestra: 1° modo traslazionale in x 2° modo traslazionale in y 3° modo torsionale
Metodi di combinazione auto valori	CQC	Non sono stati utilizzati metodi di recupero dei segni delle sollecitazioni
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	Modello scuola: 61% in x Modello palestra: 62% in x	
Nonlinearità del materiale	Cerniere plastiche	diagramma M-rotazione da Eurocodice 8
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Schema iterativo con controllo in spostamento, Norma su spostamenti con criterio di convergenza 0.001, N°20 iterazioni	Raggiunta la convergenza

Introduzione

L'analisi delle strutture esistenti è un argomento di grande attualità sia per la comunità scientifica che per il mondo professionale. In particolare oggi giorno è di interesse sempre più rilevante analizzare un edificio di importanza strategica o con una destinazione d'uso pubblica di rilievo. In questo articolo si descrivono sinteticamente

le indagini e le procedure eseguite per la determinazione della vulnerabilità sismica di un complesso scolastico risalente ai primi anni '70 (scuola media D. Strocchi a Faenza – loc. Reda) costituito da un edificio principale destinato alle aule e l'edificio a palestra che è in un corpo indipendente.

Introduzione

L'analisi delle strutture esistenti è un argomento di grande attualità sia per la comunità scientifica che per il mondo professionale. In particolare oggi è di interesse sempre più rilevante analizzare un edificio di importanza strategica o con una destinazione d'uso pubblica di rilievo. In questo articolo si descrivono sinteticamente

le indagini e le procedure eseguite per la determinazione della vulnerabilità sismica di un complesso scolastico risalente ai primi anni '70 (scuola media D. Strocchi a Faenza – loc. Reda) costituito da un edificio principale destinato alle aule e l'edificio a palestra che è in un corpo indipendente.

Premessa teorica

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti si traduce essenzialmente nella determinazione della capacità, dipendente dalla resistenza massima e soprattutto dalla duttilità che le strutture sono in grado di esibire se soggette ad azioni orizzontali quali quelle sismiche. In particolare a differenza della nuova progettazione, in cui è obbligatorio garantire un adeguato livello di duttilità ed il rispetto della gerarchia delle resistenze, per gli edifici esistenti,

per i quali non sono assicurate queste caratteristiche strutturali, lo studio del comportamento anelastico risulta indispensabile per conoscere il livello di sicurezza e soprattutto per individuare gli eventuali deficit strutturali.

La duttilità è intesa come la capacità di mantenere un buon valore della resistenza anche dopo il superamento della soglia elastica e si esprime mediante il rapporto tra la deformazione al collasso e la deformazione all'atto dello snervamento.

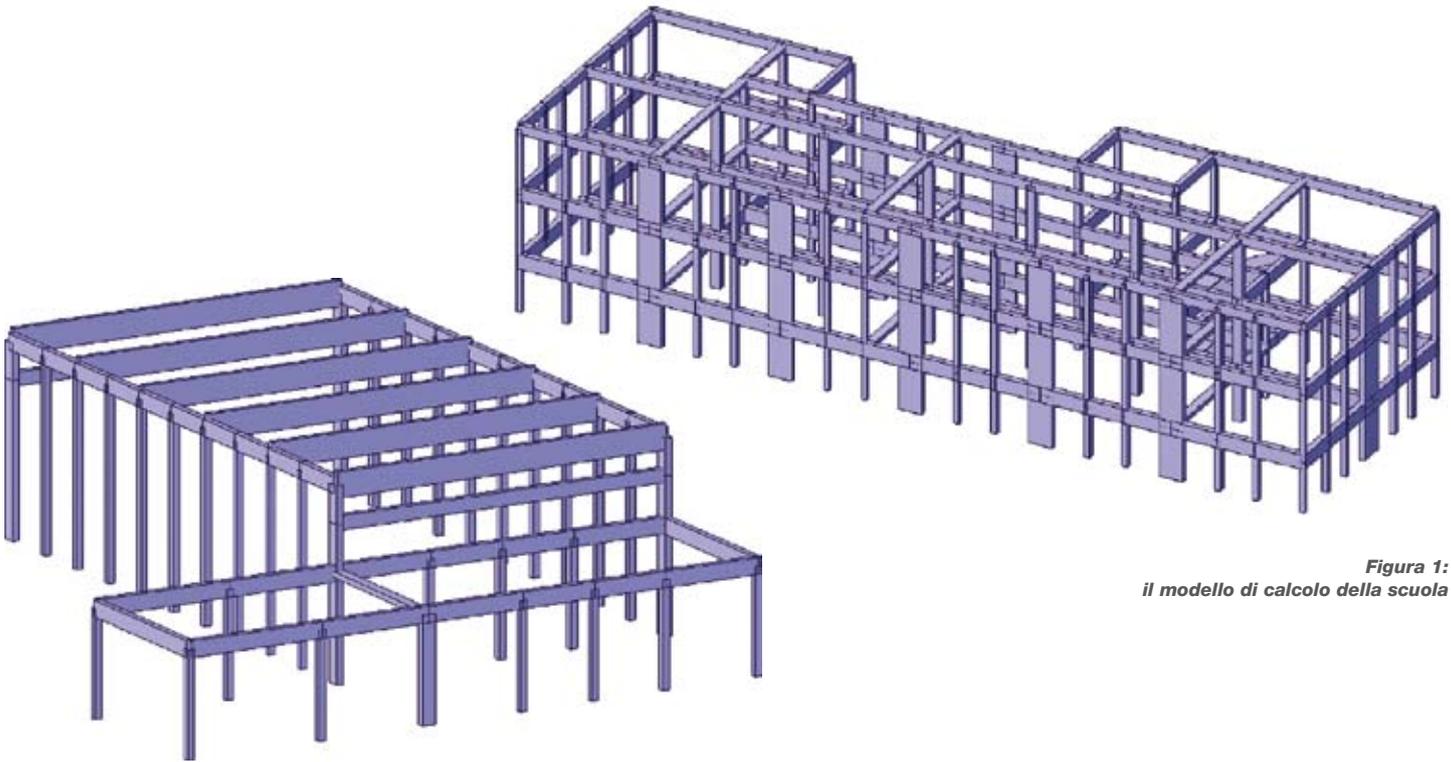


Figura 2:
il modello di calcolo della palestra

Figura 1:
il modello di calcolo della scuola

I metodi di analisi statica non lineare o "pushover" riescono a cogliere i cambiamenti nella risposta strutturale che si verificano via via che i singoli elementi si elasticizzano e vengono quindi utilizzate come metodo di valutazione della capacità di duttilità degli edifici esistenti.

Il metodo consiste nell'applicare ad un modello della struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze statiche orizzontali distribuite, ad ogni livello della

costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio totale alla base F_b). Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonicamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Dall'analisi si ottiene quindi la curva di capacità della struttura $F_b - d_c$ (CAPACITY CURVE).

Tale curva viene poi linearizzata e confrontata con una domanda rappresentata dallo spettro di risposta elastico in spostamento (spettro in formato ADSR). L'analisi statica non lineare si eseguirà per entrambe le direzioni principali e per ciascuna direzione secondo i due versi di applicazione delle forze orizzontali.

Essendo la struttura sufficientemente regolare ed avendo i modi di vibrazione sufficientemente separati

tra loro nelle due direzioni, si considerano 2 distribuzioni delle forze d'inerzia:

- Distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare (distribuzione principale MODE SHAPE);
- Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (distribuzione secondaria UNIFORM ACCELERATION).

L'analisi con Midas-GEN

L'analisi dell'edificio in questione è stata svolta con il programma MIDAS GEN 10.4. A tale proposito il Task Pane del Tree Menu è molto utile nella fase del pushover in quanto descrive i passi da compiere, in sequenza, per arrivare alla definizione dell'analisi. In particolare hanno molta influenza il settaggio dei passi di carico in PUSHOVER GLOBAL CONTROL:

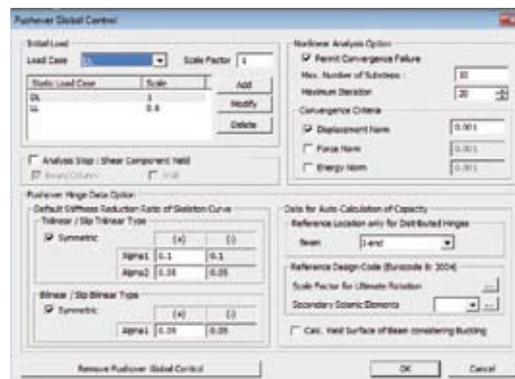


Figura 3: settaggi globali dell'analisi pushover

In particolare è stato settato per esempio 10 come Max. Number of Substeps e 20 come numero massimo di iterazioni. Il criterio di convergenza impostato è quello della norma dello spostamento. Il fattore "Scale" nella tabella Initial load è il coefficiente $\psi=0.60$ dei carichi variabili per edifici pubblici come previsto da normativa.

È poi importante il settaggio dei PUSHOVER LOAD CASES per cui è necessario impostare otto analisi (come previsto dalla normativa DPCM 3274-2003) che sono due per ogni senso in X et Y e come LOAD PATTERN sono stati considerati il MODE SHAPE e l'UNIFORM ACCELERATION SHAPE.

Come settaggio di "General Control" increment steps è possibile mettere almeno 20 steps (attenzione che anche questo è un parametro che influenza parecchio il tempo di calcolo). Si deve poi settare in questa maschera il Master Nodo che è in genere il nodo di sommità per il quale è necessario controllare lo spostamento e settarne il suo massimo (nella direzione che considero) che per esempio è stato fissato in questo caso in 30cm. Questo valore è dato in un primo momento come valore di tentativo perché devo controllare che la curva di capacità risultante dal calcolo abbia un calo di resistenza di almeno il 15% rispetto al suo punto massimo. Questo è necessario affinché il programma riesca a fare la bi-linearizzazione dell'oscillatore semplice.

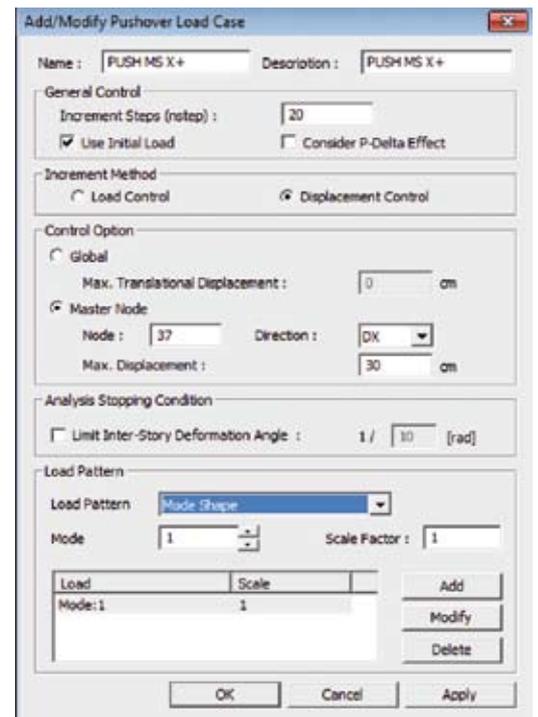


Figura 4: maschera pushover load cases

Il valore di spostamento corrispondente al calo di 15% della capacità è anche il massimo spostamento du^* che è considerato convenzionalmente al collasso.

Gli spettri che considero sono quello elastico (senza q) con il quale determino lo stato limite di DANNO SEVERO (SD) che è in pratica lo stato limite ultimo.

Poi lo SLD (danno leggero) corrisponde allo spettro elastico/2.5 mentre lo stato limite di collasso è lo spettro elasticox1.5.

Naturalmente alla base del calcolo pushover sta l'analisi dinamica della struttura con la quale determinare i suoi modi propri di vibrare. In particolare in questo caso è importante che i modi siano tra di loro disaccoppiati e ben delineati in senso traslazionale nelle due direzioni in modo da poter applicare il metodo. Se ci sono dei modi torsionali come primo modo allora l'analisi non si può applicare. Almeno il 75% della massa deve essere eccitata nella direzione che poi considero nell'analisi pushover (vedi punto 7.3.4 di normativa).

In particolare con Midas è possibile assegnare direttamente le armature alle aste allo stesso modo in cui si è fatto con le cerniere plastiche.

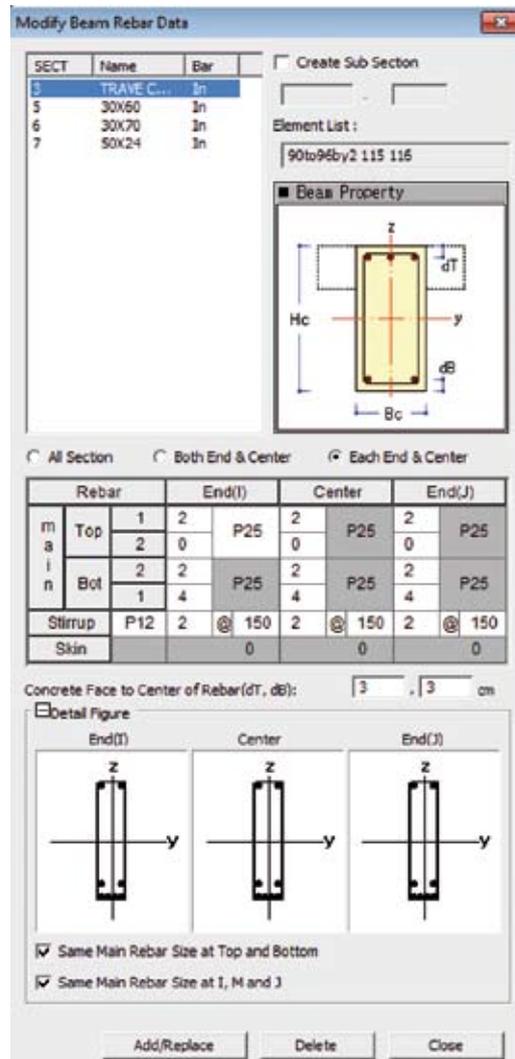


Figura 9: maschera di assegnazione delle armature

Per esempio con la maschera di Fig.9 si procede all'assegnazione delle armature ai pilastri (selezionati e automaticamente riconosciuti nel modello).

Con DESIGN CRITERIA FOR REBARS si fissano i diametri di armatura con cui voglio il progetto della struttura che vengono calcolati con CONCRETE CODE DESIGN -> BEAM DESIGN riassunte in una tabella generale (result dialog) e disegnate. Il Design check invece, fissa le armature (se per esempio si conoscono da un sondaggio preventivo), verifica le armature presenti a seguito dell'analisi statica effettuata.

SI ESEGUE POI L'ANALISI PUSHOVER:

dal task pane si lancia "perform pushover analysis" (attenzione che il tempo di calcolo è fortemente dipendente dal numero di iterazioni e di passi di carico che ho settato).

Il primo risultato si trova in pushover curve dove si legge la curva di capacità della struttura. In particolare per esempio per l'edificio a palestra si ottiene (nel caso mode shape +x):

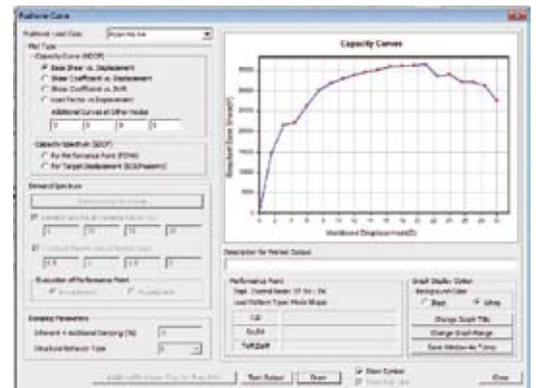


Figura 10: la pushover curve

Il passo successivo è quello di far calcolare il sistema equivalente SDOF e confrontarlo con lo spettro sismico che quindi devo mettere come input di dato. Si procede settando il capacity spectrum for target displacement ed assegnando il tipo di sisma con USER DEFINED con cui è possibile inserire i dati caratteristici del sisma.

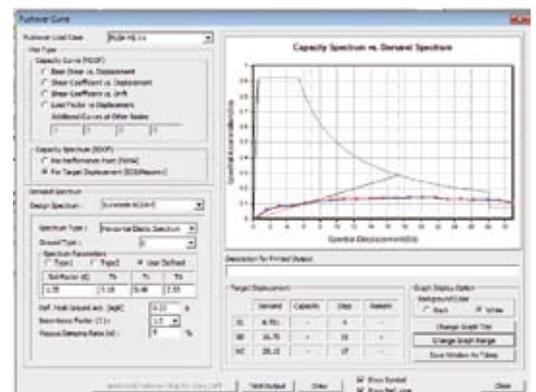


Figura 11: diagramma di bilinearizzazione

Per le verifiche dal grafico della prima curva di capacità si ricava il valore dello spostamento ultimo che si legge in funzione della perdita di capacità del 15% (come da normativa). In corrispondenza di tale punto si legge quindi $d^*u = 29,0$ cm. Riferendosi invece alla bilinearizzazione a SDOF, si legge lo spostamento al limite elastico (che è il termine del primo tratto elastico) e il d^*max che corrisponde al prolungamento del primo tratto elastico fino ad intercettare la curva dello spettro. Con questi valori si determina la duttilità propria del sistema e la si confronta con la domanda di duttilità. Il rapporto è il grado di vulnerabilità strutturale rispetto a quel tipo di sisma considerato, per quella direzione e per quel modo di calcolo.

$$d^*_u = 29,0 \text{ cm} \quad d^*_y = 8,5 \text{ cm} \quad d^*_{max} = 17,3 \text{ cm}$$

$$\mu_c = \frac{d^*_u}{d^*_y} = \frac{29,0}{8,5} = 3,4$$

$$\mu_d = \frac{d^*_{max}}{d^*_y} = \frac{17,3}{8,5} = 2,0$$

$$\gamma_d = \frac{\mu_c}{\mu_d} = \frac{3,4}{2,0} = 1,7 > 1$$

Il coefficiente γ_d esprime il grado di vulnerabilità strutturale. La struttura è quindi non vulnerabile al sisma di progetto (nel verso e nella direzione considerata), e dunque la verifica è soddisfatta, se risulta $\gamma_d > 1$, ovvero se la capacità di duttilità μ_c è superiore alla domanda di duttilità μ_d . Lo stesso si deve fare per gli altri sette casi da analizzare.

Per la verifica dei singoli elementi strutturali:

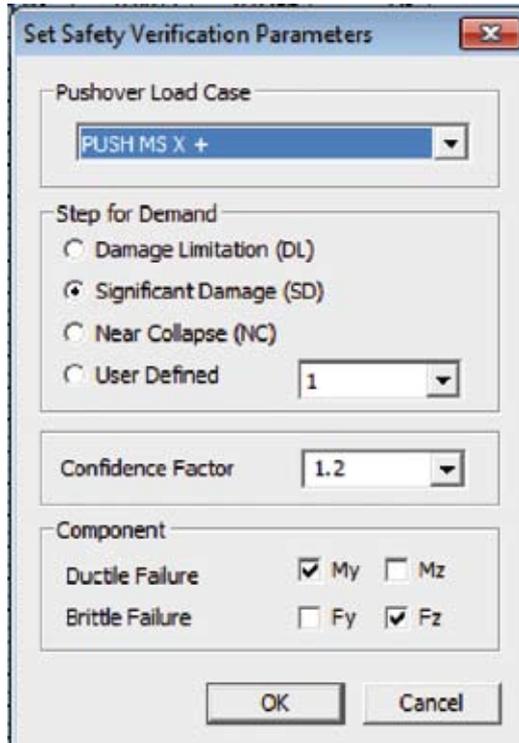


Figura 12: la verifica dei singoli elementi duttili/fragili

Prima si deve aver calcolato la pushover curve (quindi calcolare il modello equivalente ad un grado di libertà e le sue intersezioni con lo spettro sismico) e poi si può calcolare la tabella con le impostazioni della finestra soprastante. In particolare si spuntano le componenti My et Fz che sono le due componenti per le quali si hanno le sollecitazioni di calcolo per la nostra struttura.

La tabella successiva mostra le verifiche degli elementi duttili (verifica per deformazione My) e di quelli fragili (verifica per resistenza Fz) evidenziando gli elementi che non vengono verificati in rosso.

L'edificio scolastico è stato schematizzato a pilastri e travi. Con Midas sarebbe stato comunque possibile schematizzare i setti della facciata dell'edificio (hanno dimensioni 30x150cm) come elementi wall ma si è preferito, in questa prima fase di analisi, usare elementi beam sia per i pilastri che per le travi.

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism			Verify Brittle Mechanism		
				My		Remark	Fz		Remark
				Demand	Capacity		Demand	Capacity	
65	I-end	Primary	PUSH MS	0.0008	0.0255	OK	-	-	-
65	J-end	Primary	PUSH MS	0.0011	0.0258	OK	-	-	-
66	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	70.4613	3987.8500	OK
66	I-end	Primary	PUSH MS	0.0015	0.0255	OK	-	-	-
66	J-end	Primary	PUSH MS	0.0006	0.0258	OK	-	-	-
67	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	780.4900	4587.7100	OK
67	I-end	Primary	PUSH MS	0.0317	0.0247	NG	-	-	-
67	J-end	Primary	PUSH MS	0.0251	0.0248	NG	-	-	-
68	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1463.5500	3996.8100	OK
68	I-end	Primary	PUSH MS	0.0323	0.0255	NG	-	-	-
68	J-end	Primary	PUSH MS	0.0320	0.0258	NG	-	-	-
69	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1441.9500	3826.4900	OK
69	I-end	Primary	PUSH MS	0.0319	0.0257	NG	-	-	-
69	J-end	Primary	PUSH MS	0.0317	0.0258	NG	-	-	-
70	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1731.6200	4210.6900	OK
70	I-end	Primary	PUSH MS	0.0332	0.0252	NG	-	-	-
70	J-end	Primary	PUSH MS	0.0330	0.0253	NG	-	-	-
71	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	139.8600	3996.4300	OK
71	I-end	Primary	PUSH MS	0.0004	0.0255	OK	-	-	-
71	J-end	Primary	PUSH MS	0.0015	0.0256	OK	-	-	-
72	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	772.8140	4045.8600	OK
72	I-end	Primary	PUSH MS	0.0043	0.0254	OK	-	-	-
72	J-end	Primary	PUSH MS	0.0057	0.0255	OK	-	-	-
73	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1707.6500	4116.0800	OK
73	I-end	Primary	PUSH MS	0.0197	0.0253	OK	-	-	-
73	J-end	Primary	PUSH MS	0.0279	0.0254	NG	-	-	-
74	Center	Primary	PUSH MS	-	-	-	1602.7200	4758.2700	OK
74	I-end	Primary	PUSH MS	0.0275	0.0246	NG	-	-	-

Figura 13: tabella riassuntiva di controllo elementi con verifiche

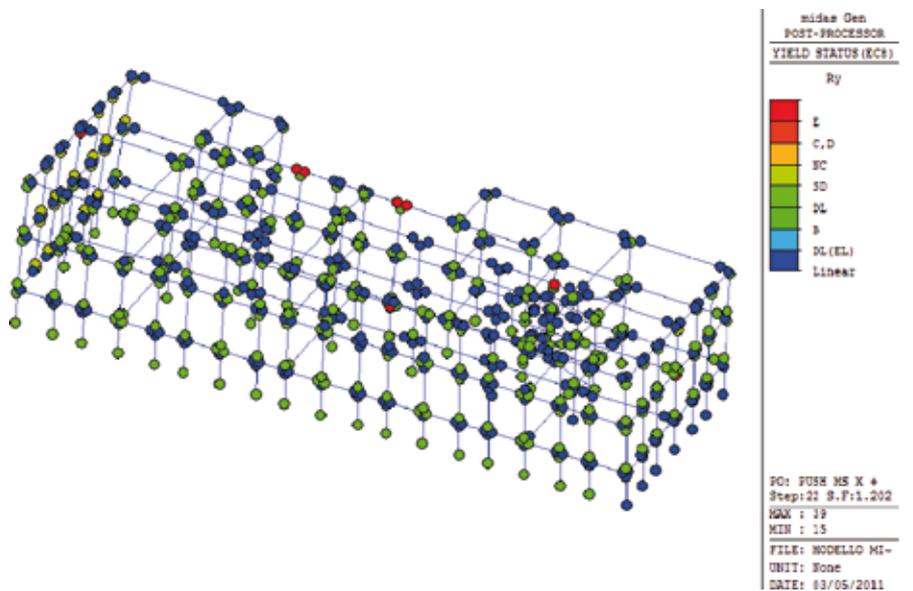


Figura 14: stato delle cerniere per ogni incremento di carico

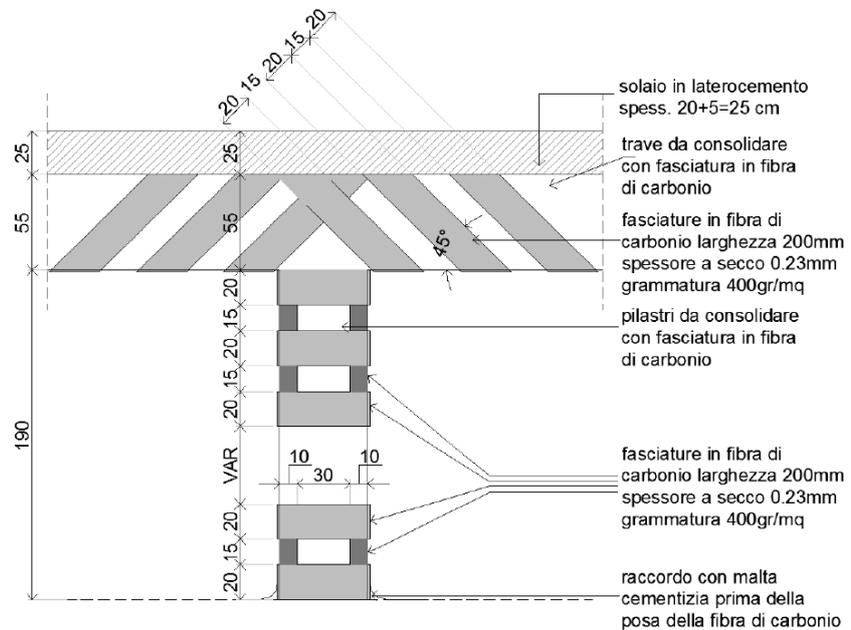
Interventi di miglioramento eseguiti

La possibilità di variare l'armatura e la staffatura di travi e pilastri ha infine permesso di tarare anche diversi interventi di miglioramento sismico e di verificarne immediatamente la sua rispondenza con i parametri di vulnerabilità.

Tali considerazioni hanno quindi portato alla realizzazione, nel Dicembre 2012, di alcuni interventi di miglioramento strutturale.

In particolare tali interventi consistono nell'inserimento di fasciature a taglio e flessione in CFRP (spessore di calcolo $t_f=0.023\text{cm}$) nella travata centrale dell'edificio scolastico in corrispondenza dei locali interrato e nell'inserimento di fasciature di confinamento in sommità e alla base dei pilastri che la sostengono, al fine di ottenere un consolidamento dei relativi nodi trave-pilastro.

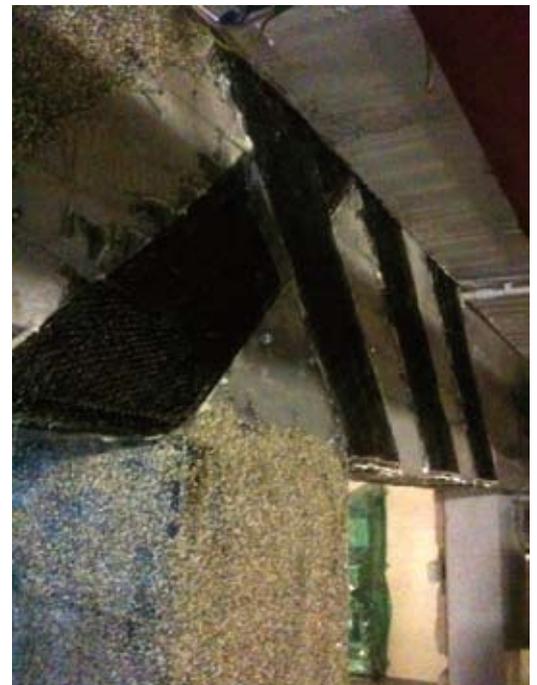
Figura 15: dettaglio costruttivo nodo trave-pilastro



L'inserimento delle fasce di fibre di carbonio a strisce (larghezza $L=20\text{cm}$ e passo $p=15\text{cm}$), inclinate ai bordi delle travi per assorbire il taglio e quelle inferiori longitudinali per assorbire il momento flettente, permette di ridurre le deformazioni in esercizio dell'intera travata.

Nei pilastri un adeguato confinamento determina un miglioramento delle prestazioni dell'elemento strutturale in termini di resistenza e deformazione ultima oltre che di duttilità. Sui pilastri si interviene disponendo le fibre su tutto il contorno in modo da costituire una fasciatura esterna discontinua.

Figura 16: nodo trave-pilastro in fase di realizzazione (dicembre 2012)



Conclusioni

L'interfaccia user-friendly di Midas unita all'aiuto del task-pane che guida per step successivi il tecnico, ci ha consentito di svolgere agevolmente un'analisi altrimenti complessa come quella pushover e di arrivare ad una sintesi dei

risultati che ci ha permesso di trarre le dovute conclusioni sull'analisi di vulnerabilità dell'edificio scolastico oggetto di indagine e di progettare gli interventi di rinforzo strutturale più urgenti.



Ing. Bruno Boldrin

calcestruzzo

Il Palazzetto dello Sport del quartiere fieristico di Genova: la valutazione di idoneità statica della struttura a 50 anni dalla sua costruzione

Studio Tecnico d'Ingegneria Genova
mail1@studioboldrin.it
www.studioboldrin.it

Premessa

Nel mese di Marzo di quest'anno ho ricevuto, da Fiera di Genova S.p.A., l'incarico di effettuare uno studio di caratterizzazione della struttura dell'edificio Palasport finalizzato alla "valutazione della sicurezza" come previsto dal Cap. 8.3 del D.M. 14/01/08 ed all'emissione del relativo certificato di idoneità statica decennale, richiesto dalla Commissione Provinciale di Vigilanza sui locali di pubblico spettacolo della Provincia di Genova. In considerazione dell'attualità dell'argomento ho presentato al Congresso Internazionale Concrete 2012, organizzato dall'Università degli Studi del Molise, un articolo scritto in col-

laborazione con l'Arch. Daniela Pittaluga, che si è occupata dell'inquadramento "storico" dell'edificio e con l'Arch. Gerolamo Stagno che si è occupato, su mio incarico, delle indagini e delle prove di carico eseguite sull'edificio. Questo inserto riassume i contenuti dell'articolo pubblicato tra gli Atti del Congresso e quelli delle relazioni finali dello studio da me condotto. L'Arch. Daniela Pittaluga è autrice di un interessante capitolo del libro a cura della Prof. Arch. Carolina Di Biase del Politecnico di Milano ("Il Degrado del Calcestruzzo nell'Architettura del novecento" – Maggioli Editore ©

2009). Il volume contiene numerosi capitoli riguardanti il Palasport ed in particolare riporta i risultati di una precedente campagna di indagini condotta dal Politecnico di Milano nel 2005. I dati di quella precedente campagna sono stati particolarmente utili sia per impostare le attuali indagini, sia come termine di confronto per valutare l'evoluzione delle caratteristiche reologiche dei materiali e dei fenomeni di degrado. L'Arch. Gerolamo Stagno è titolare dello Studio Tecnico Diagnostico di Genova e, come detto, ha eseguito le indagini sulla struttura e contribuito alla loro pianificazione.

Il progetto, la costruzione ed il collaudo dei materiali e delle strutture

La progettazione urbanistica del complesso della Fiera Internazionale di Genova, fu commissionata a Luigi Carlo Daneri dall'Ente Autonomo Fiera del Mare nel 1956. L'incarico prevedeva la progettazione di massima dei volumi e il disegno unitario degli spazi liberi interni al quartiere fieristico, mentre la definizione architettonica dei singoli edifici veniva rinviata agli esiti dei concorsi nazionali. Il concorso per il progetto del Palasport fu vinto ex aequo dal "Gruppo Studio Palasport" costituito dagli Ingegneri Franco Sironi, Leo Finzi, Remo Pagani e dall'Arch. Lorenzo Martinoia e dal Gruppo costituito dall'Ing. Pier Luigi Nervi e dall'Arch. Luigi Carlo Daneri. La soluzione di Sironi-Martinoia-Finzi-Pagani fu scelta perché meno costosa e più fruibile dal punto di vista sportivo, per la maggiore luce interna libera. La struttura del Palasport, realizzata tra il 1961 ed il 1963 era, all'epoca della sua costruzione, all'avanguardia mondiale per tipologie strutturali, schemi statici e metodologie costruttive e rimane, ancora oggi, un esempio particolarmente significativo ed ardito dell'utilizzo del cemento armato per grandi strutture ed uno dei primissimi esempi al mondo di applicazione delle tensostrutture. L'edificio è anche caratterizzato dall'impiego di materiali particolarmente innovativi, quali la lana di vetro e dall'utilizzo di soluzioni co-

struttive, per l'epoca molto avanzate, che prevedevano un largo impiego di elementi prefabbricati a piè d'opera (totalità delle travi secondarie, degli elementi di copertura e delle gradinate) che consentirono il getto dei solai, senza l'utilizzazione di casseri e di puntelli. L'edificio copre un'area circolare di 160 m

di diametro e raggiunge al centro un'altezza di 30 m. Le fondazioni furono realizzate con pali di grande diametro (1500 e 1200mm) direttamente intestati sul substrato roccioso del fondale marino, in quanto l'intera area fu sottratta al mare con oltre 300.000 mq di riempimenti (Figura 1).



Figura 1:
1957-1958 La diga di contenimento ed il riempimento a mare per 300 mila metri quadrati

La struttura si basa su 47 coppie di pilastri cilindrici, del diametro di 105 e 95 cm., posti ad un interasse di circa 10 m l'uno dall'altro, che sostengono altrettante mensole radiali in cemento armato precompresso. Queste ultime reggono, da un lato (verso il centro dell'edificio) la tensostruttura centrale e, dall'altro, per mezzo di un tirante realizzato con cavi da precompressione, le travi radiali del solaio intermedio. La parte centrale della copertura è in pannelli di poliestere traslucido, prodotti dalla ditta ALPA che, come ricorderanno sicuramente quanti, come me, hanno la vela nel cuore e pochi capelli in testa, produsse anche i "famosi" Flying Junior arancioni delle Scuole Vela. In realtà, la struttura è costituita da sei blocchi (settori di corona circolare) completamente separati tra loro da altrettanti giunti di costruzione; solo l'anello di ancoraggio dei cavi di copertura è continuo su tutta

la circonferenza (e non potrebbe essere altrimenti). La facciata è costituita da doghe di alluminio preverniciato (impiegate per la prima volta in Italia). I serramenti sono in alluminio anodizzato con vetri ed elementi traslucidi.

L'elemento caratterizzante dell'edificio e, contestualmente, la parte di struttura più innovativa ed ardita è la tensostruttura centrale che è, di fatto, un'enorme ruota da bicicletta, di 68 m di diametro, posta in orizzontale. È costituita da doppio ordito di funi (48 le inferiori e 144 le superiori) sulle quali sono direttamente appoggiati i tegoloni di poliestere rinforzato della copertura traslucida. Il corpo centrale (il mozzo) è realizzato in tubi saldati, ha la forma di un canestro (iperboloidi) con diametro massimo di 14.00 m ed altezza di circa 11.00 m ed è semplicemente ottenuto con elementi tubolari dritti che danno forma ad una superficie "rigata".

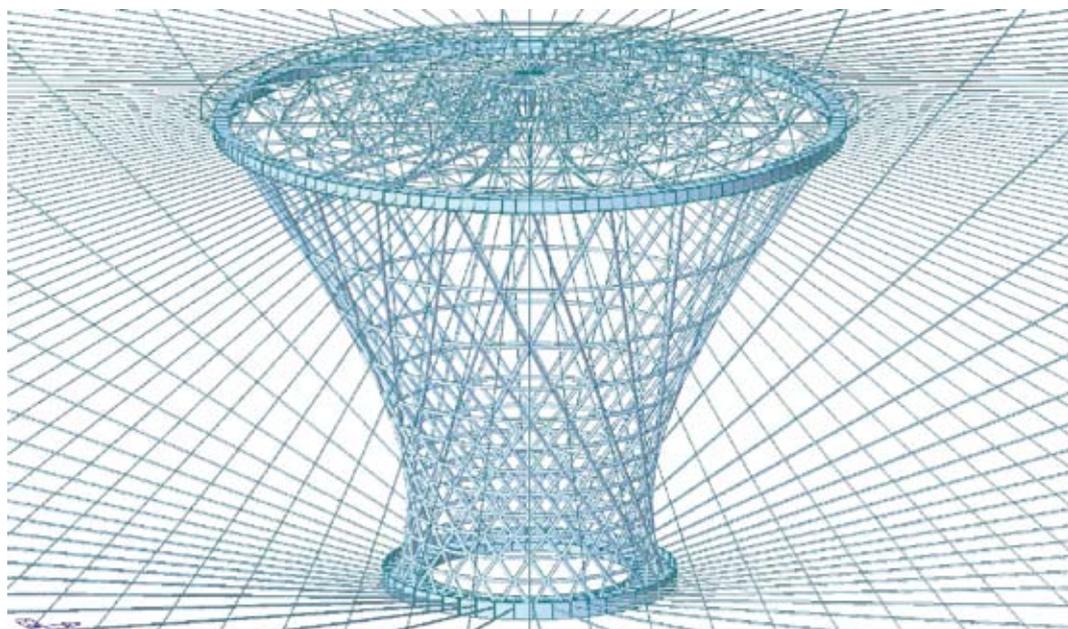


Figura 2:
Canestro centrale Tensostruttura
- Modello eseguito con il software
Midas-Gen

Anche i particolari di ancoraggio dei cavi sono stati progettati con grande attenzione, in quanto costi-

tuiscono gli elementi più delicati di questo tipo di strutture e, spesso, la causa principale di incidenti.



Figura 3:
Tensostruttura di copertura

Particolarmente significativo è, almeno per il sottoscritto, l'elenco dei Professionisti che, a vario titolo,

hanno contribuito alla progettazione ed esecuzione dell'opera.

PROGETTO	Gruppo Studio Palasport. Ingg. F. Sironi, L. Finzi, R. Pagani e Arch. L. Martinoia
DIREZIONE LAVORI	Ingg. E. Villaggio L. Mascia
COLLAUDATORE STRUTTURALE	Prof. Ing. R. Baldacci
COLLAUDATORE OPERA	Arch. A. Sibilla

Gli interventi successivi e le manutenzioni

Gli unici interventi di un certo rilievo, che per certi versi si configurano entrambi come “nuova opera”, non legata strettamente ad un intervento manutentivo, furono la costruzione di una passerella metallica e delle scale di sicurezza esterne. La passerella fu realizzata verso la metà degli anni '70 su progetto dell'Ing. G.F. Gambaro, in corrispondenza delle estremità dei mensoloni di copertura, allo scopo di facilitare l'ispezione e la manutenzione delle testate di ancoraggio dei cavi della tensostruttura e dei pluviali, che si erano dimostrati uno dei punti deboli della copertura, come evidenziato anche dall'Arch. A. Sibilla nella sua relazione di collaudo. Le scale di sicurezza esterne furono realizzate negli anni '90, su progetto dell'Ing. E. Montaldo, per ottemperare alla normativa sui locali pubblici. Per quanto riguarda il Palazzetto dello Sport, si registra, da parte di Fiera di Genova, una continua cura del manufatto, che ha consentito il mantenimento in buono stato di conservazione superficiale delle strutture e dei materiali, nonostante l'ambiente particolarmente aggressivo in cui si trova l'edificio. Le manutenzioni di cui è stato oggetto l'edificio, come del resto tutto il quartiere fieristico, sono di due tipi: interventi “a guasto” e interventi pro-

grammati. Gli interventi “a guasto”, cioè di immediata necessità, non sono prevedibili e quindi difficilmente programmabili e, in genere, si rendono necessari in occasione di manifestazioni fieristiche (esposizioni, ma anche manifestazioni sportive). Gli interventi programmati riguardano in genere serramenti fissi o mobili, coperture sia in lamiera sia in materiale sintetico, impianti, ripristini strutturali. Il palazzo dello Sport ha certamente un posto di primo piano all'interno di un quartiere fieristico di circa 120.000 metri quadrati di superficie e di oltre un milione di metri cubi di edifici espositivi, con costi di manutenzione che oscillano mediamente oltre il 3% del valore degli immobili (dati antecedenti alla costruzione del nuovo Padiglione B). Di conseguenza, anche per gli interventi di manutenzione Fiera di Genova si è sempre affidata a imprese qualificate, ponendo particolare attenzione alla qualità dei materiali impiegati e del lavoro eseguito. Inoltre, ha cercato di mantenere un controllo costante sulle strutture, in modo da poter intervenire tempestivamente e con efficacia nel momento in cui se ne evidenzia la necessità. Le manutenzioni, dalla costruzione ad oggi, hanno interessato principalmente: la struttura in cemento armato, la tensostruttura, la copertura e la facciata.

Indagini diagnostiche

Preliminarmente alla fase di indagine è stata effettuata una ricerca documentale negli archivi di Fiera di Genova, nei quali sono state reperite numerose tavole del progetto strutturale originale, ma nessuna relazione illustrativa dei calcoli di verifica e di dimensionamento della struttura.

Ciò ha reso possibile generare modelli di calcolo geometricamente identici al progetto originario, mentre la quantificazione dei carichi di progetto e le caratteristiche dei materiali sono state desunte dal capitolato d'appalto delle opere e dai disegni esecutivi.

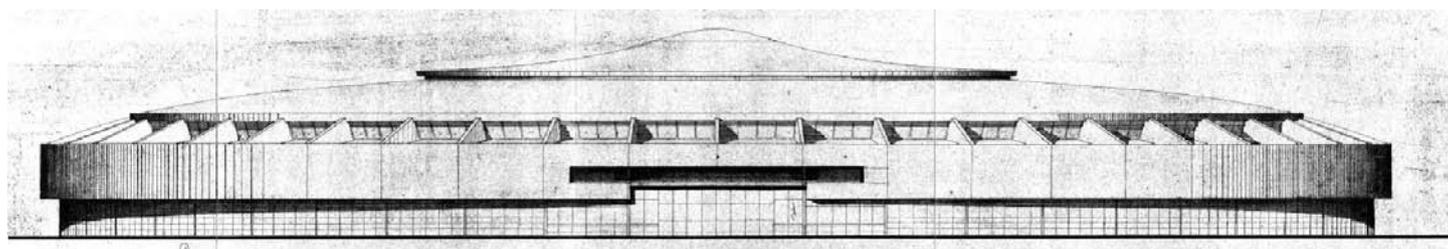


Figura 4:
Prospetto zona ingresso

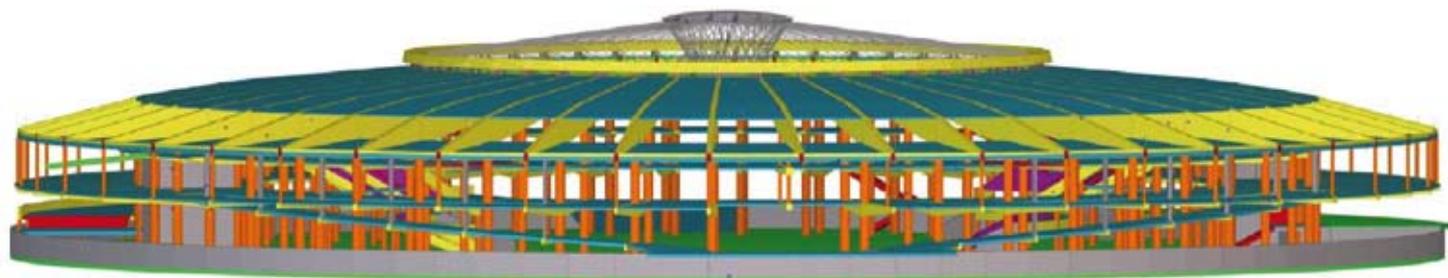


Figura 5:
Modello Completo della Struttura eseguito con il software Tekla Structure

Dalla bozza del capitolato si è ricavato:

“Art. 4 – Struttura Portante.

a) Opere in cemento armato.

... Tutte le opere in cemento armato, con la sola eccezione di muri di contenimento terra, dovranno essere eseguite usando cemento 680 nella dosatura di kg 350 per ogni mc di miscuglio secco ed acciaio ad aderenza incrementata con carico di snervamento minimo di 4.400 kg/cmq, carico di rottura minimo di 6.000 kg/cmq ed allungamento minimo del 16%.

... la resistenza cubica a 28 giorni di maturazione risultante dai certificati ufficiali di prova non dovrà essere inferiore a:

350 kg/cmq per i calcestruzzi confezionati con 350 kg/mc di cemento 680
250 kg/cmq per i calcestruzzi confezionati con 300 kg/mc di cemento 500

... Le sollecitazioni di queste membrature portanti non dovranno superare i seguenti limiti:

- calcestruzzo a pressione semplice sc = 80 kg/cmq
- calcestruzzo a flessione e pressoflessione sc = 100 kg/cmq
- calcestruzzo a flessione e pressoflessione con soletta collaborante sc = 90 kg/cmq
- calcestruzzo a taglio in sezione non armata t = 8 kg/cmq
- calcestruzzo a taglio in sezione armata t = 20 kg/cmq
- acciaio ad aderenza incrementata sf = 2.200 kg/cmq

Le sollecitazioni nei muri controterra da confezionare con 3 ql di cemento 500 per mc e acciaio semiduro Aq 50, non dovranno superare i seguenti limiti:

- calcestruzzo a flessione e pressoflessione sc = 80 kg/cmq
- acciaio semiduro Aq 50 sf = 1.800 kg/cmq
- calcestruzzo a taglio t = 6 kg/cmq

Prescrizioni particolari

- La distanza minima delle superfici metalliche dell'armatura dalle facce esterne del conglomerato dovrà essere di almeno 3.5 cm.
- rapporto acqua/cemento intorno a 0.50

b) Carpenteria Metallica

Per le strutture metalliche è previsto l'impiego di acciaio ad alto limite elastico del tipo Aq 52 UNI 3544 per profilati e larghi piatti, A-55 saldabile per i tubi.”

In realtà, come si evince dalle tavole di progetto, l'acciaio semiduro Aq50 è stato utilizzato anche per le staffe e per le orditure di ripartizione (ferri correnti).

Negli anni 2004-2005 venne condotta un'interessante campagna di sondaggi sullo stato di conservazione delle strutture, soprattutto del calcestruzzo, nell'ambito di una ricerca cofinanziata dal Ministero dell'Università e della Ricerca, coordinata dal Prof. Paolo Torsello dell'Università di Genova, con la collaborazione del Politecnico di Milano. I risultati di detta ricerca sono stati riassunti in [1], in particolare nel capitolo “Il Palazzo dello sport di Genova: Un caso di studio”, a cura di E. Carpani, D. Pittaluga, L. Bertolini, M. Carsana, F. Lollini, E. Redaelli. La citata documentazione è stata acquisita ed è stata utilizzata per impostare la campagna dei sondaggi sui materiali e per valutare la velocità di avanzamento del degrado.

L'attività diagnostica è stata suddivisa in tre fasi, al fine di ottenere il maggior numero di dati possibile e valutarne la reciproca congruenza.

Per quanto riguarda la struttura in cemento armato, nella prima fase sono state eseguite esclusivamente prove non distruttive, al fine di ottimizzare

il numero e la posizione dei prelievi di “carote” da sottoporre a prove di rottura.

Nella seconda fase sono state eseguite altre prove non distruttive, alle quali sono stati aggiunti i prelievi dei provini cilindrici di calcestruzzo dai pilastri (tre per ciascun ordine).

Per ciascun ordine i prelievi sono stati effettuati: sul pilastro che ha esibito il peggior risultato nelle prove non distruttive della prima fase, su quello che ha esibito il miglior risultato e su un terzo, scelto il più lontano possibile dai primi due.

Successivamente alla valutazione delle caratteristiche dei materiali, nella terza fase sono state eseguite quattro prove di carico statiche e le analisi dinamiche per determinare la frequenza di oscillazione dei cavi della tensostruttura.

Contestualmente sono stati generati numerosi modelli di calcolo delle varie parti della struttura al fine di valutarne, con la tecnica del “progetto simulato”, lo stato di sollecitazione e di ricavare, tarando opportunamente le caratteristiche dei materiali dei modelli in funzione dei risultati delle prove in sito e di laboratorio, modelli predittivi del comportamento della struttura, da utilizzare anche per le zone non indagate.

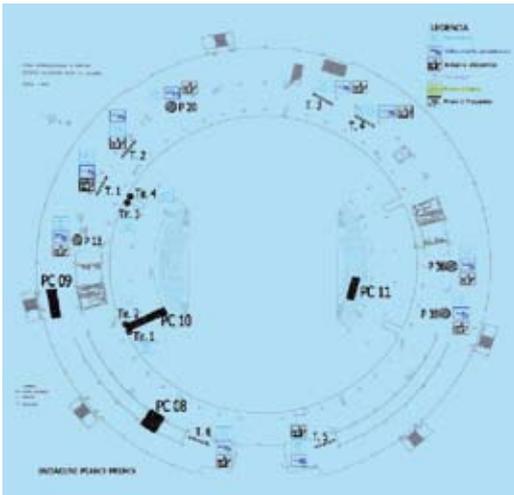


Figura 6:
Fase 1 - Localizzazione indagini
Piano Primo (Q=+10.70)

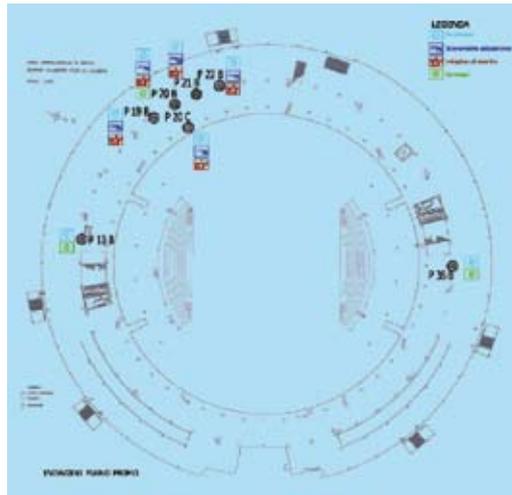


Figura 7:
Fase 2 - Localizzazione indagini
Piano Primo (Q=+10.70)

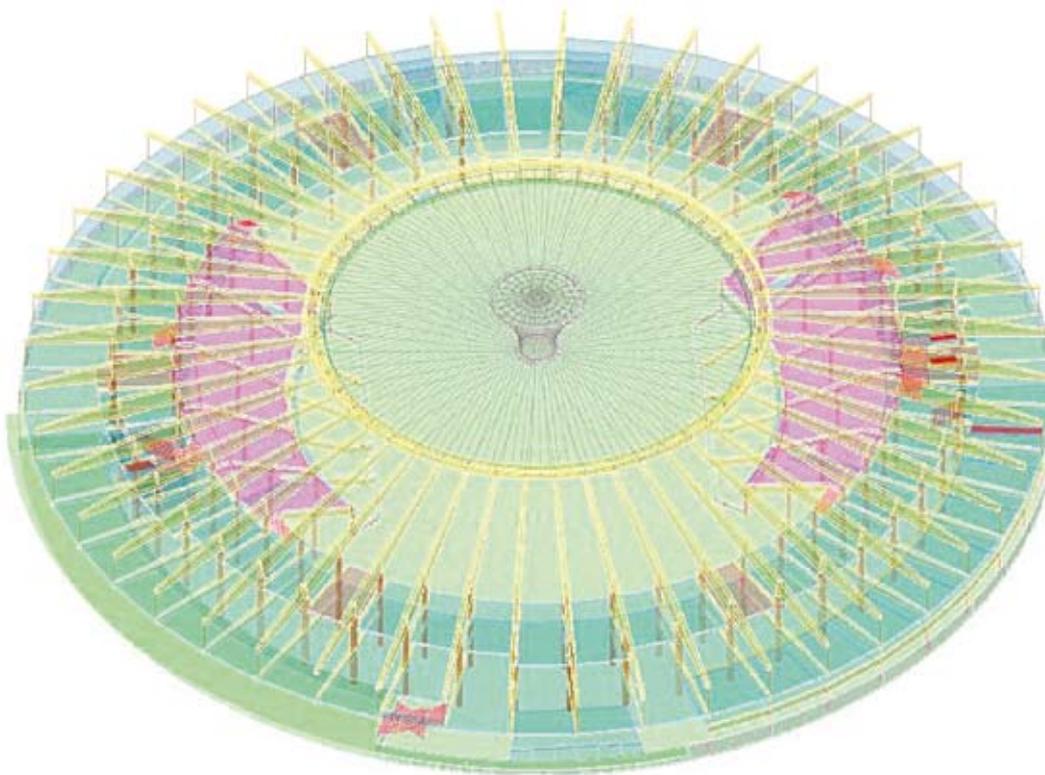


Figura 8:
Modello Completo della Struttura
eseguito con il software Tekla
Structure

Per gli elementi in conglomerato armato sono stati applicati per quanto possibile i principi delle “Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive” (C.S.LL.PP. 2008) e la metodologia descritta nella Norma UNI EN 13791 “Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati in calcestruzzo”.

Sono stati oggetto di prove: i cordoli di collegamento dell’anello superiore, le mensole principali e i relativi pilastri dei telai radiali, le travi dei so-lai a Q=+10.70, le rampe carrabili, le passerelle pedonali di accesso alle gradinate e le gradinate stesse.

Per tali elementi è stata applicata la metodologia di prova di seguito descritta.

- Indagine pacometrica finalizzata alla verifica delle orditure (posizioni e dimensioni) e alla misurazione degli strati di copriferro: per questi ultimi sono confermati i valori rilevati nelle indagini eseguite nel 2005.
- Determinazione della resistenza del conglomerato per le diverse categorie di elementi mediante combinazione dei risultati ottenuti con applicazione di indagine sclerometrica UNI EN 12504-2 e di indagine ultrasonica UNI EN 12504-4.

I dati sono stati correlati ed elaborati con il Metodo SonReb applicando le formule: Rilem (1993), Gasparik (1992), DiLeo Pascale (1994), Delmonte e altri (2004).

I vantaggi di tale metodologia, combinando i dati delle due prove sopra elencate, permettono:

- di annullare l'influenza dell'umidità e del grado di maturazione del cls, avendo questi effetti opposti sull'indice di rimbalzo e sulla velocità di propagazione dell'onda ultrasonica;
- di ridurre, rispetto all'indagine ultrasonica, l'influenza della granulometria dell'inerte, del dosaggio e del tipo di cemento e dell'eventuale additivo utilizzato per il getto;
- di ridurre, rispetto all'indagine sclerometrica, l'importanza della differenza di qualità tra strati superficiali e profondi del calcestruzzo.

L'indagine ultrasonica è stata anche eseguita su alcuni elementi fessurati, per valutare la profondità di tali fessurazioni.

Per la determinazione della resistenza del calcestruzzo, oltre alle prove non distruttive di cui sopra, sono stati prelevati, mediante carotaggi, campioni cilindrici sui pilastri. È stata misurata la profondità di carbonatazione con metodo chimico con

fenolftaleina secondo la Norma UNI EN14630 e con microcarotaggi (CarbonTest ©) nelle posizioni particolarmente esposte al degrado. Per valutare il degrado elettrochimico del materiale è stata effettuata una misurazione del potenziale elettrico di corrosione delle armature di alcuni pilastri, mediante mappatura di superfici campione secondo la Norma UNI 10174. Le armature delle zone direttamente esposte ai venti di mare sono risultate in un campo di potenziale corrispondente alla corrosione generalizzata in calcestruzzo carbonatato umido.

I risultati delle prove a rottura, eseguite presso il Laboratorio Materiali del DICCA della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Genova, sono stati in seguito trasformati in resistenze in sito applicando opportuni coefficienti correttivi.

In letteratura sono presenti numerose trattazioni sull'argomento: si veda, ad esempio [2], [3].

Applicando i coefficienti correttivi, meglio dettagliati nel citato articolo, deriva:

$$f_{c, is} = \text{resistenza cls in sito} \quad R_c = \text{resistenza carota}$$

$$x350 = 290 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cm}(t_0) = f_{ck}(t_0) + 8 = 290+8 = 298 \text{ daN/cm}^2 = 29.8 \text{ N/mm}^2$$

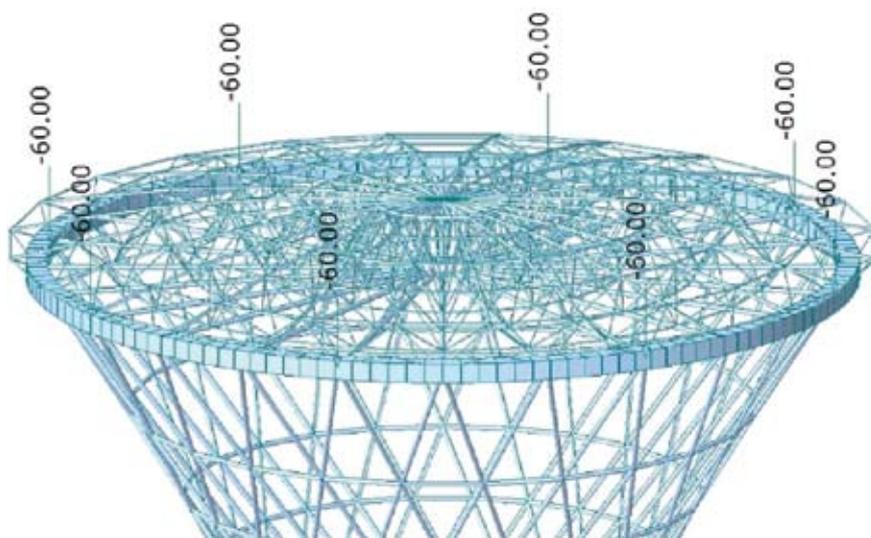


Figura 9:
Carichi Collaudo Prof. Baldacci

Nel certificato di collaudo la trazione nel singolo cavo, indotta dai soli carichi di collaudo, è stata valutata in $T = 50.76 \text{ kN}$; il modello ha fornito un valore pari a $T = 50.86 \text{ kN}$: praticamente identico.

Lo spostamento teorico è stato calcolato dal Prof. Baldacci in $f_z = 28.3 \text{ mm}$; il modello espone una deformata verticale massima del canestro pari a $f_z = 26.7 \text{ mm}$, assolutamente in linea con i dati del collaudo. Dopo le operazioni di taratura è stata condotta un'analisi "non lineare a grandi spostamenti", considerando gli effettivi carichi di esercizio ed il modulo elastico ridotto delle funi.

La massima trazione nei cavi inferiori in condizioni di esercizio è risultata pari a $T = 235 \text{ kN}$, molto prossima alla media dei valori determinati con la prova dinamica in frequenza (254 kN).

e funi inferiori, per iterazioni successive (alias tentativi), un pretensionamento tale da provocare un innalzamento del canestro di 200 mm . Tale valore è stato assunto quale valore del pretensionamento iniziale delle funi. Sono stati considerati, oltre al peso proprio della struttura del cestello e delle funi, il peso proprio della copertura e gli otto carichi da 6.0 t utilizzati dal Prof. Baldacci nel corso del collaudo. I carichi di collaudo sono stati considerati al fine di tarare il modello, controllandone i risultati con i dati sperimentali della prova di carico. Poiché il Prof. Baldacci espone le sue valutazioni circa l'abbassamento teorico del canestro, adottando un modulo elastico per le funi pari a quello dell'acciaio, $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, a titolo di confronto e per tarare il modello è stato inizialmente attribuito alle funi lo stesso modulo elastico.

In conclusione, possiamo affermare che i valori dello stato di tensione misurati sono assolutamente congruenti con quanto a suo tempo misurato dal Prof. Baldacci e con le risultanze teoriche dei modelli FEM.

I risultati ottenuti depongono dunque a favore di una più che adeguata conservazione della tensostruttura, facilitata anche dalla continua ed attenta manutenzione prestata dai tecnici di Fiera di Genova.

Il metodo illustrato è stato esteso a tutte le parti della struttura, della quale sono stati generati numerosi modelli di calcolo, parziali e globali, che sono stati utilizzati per la verifica di sicurezza della struttura e per la progettazione dei (pochi) interventi di riparazione e consolidamento.

Conclusioni

Preme evidenziare come l'attività di caratterizzazione di una struttura esistente debba essere condotta con grande attenzione, utilizzando ed elaborando i dati di progetto, quelli delle indagini, dirette ed indirette, e quelli dei modelli teorici, affrontando il problema da diversi punti di vista, nessuno più importante degli altri, ma tutti fondamentali per la creazione di un unico "modello conoscitivo" della struttura.

L'esperienza descritta e la possibilità di valutare l'evoluzione nel tempo della struttura del Pala-sport è il risultato di circostanze particolari, probabilmente connesse all'importanza dell'opera ed all'attenta gestione condotta da Fiera di Genova in 50 anni di vita dell'edificio.

I dati ricavati e la possibilità di valutarne l'evolu-

zione permettono di formulare una diagnosi sulla durabilità della struttura, prevedendone il ciclo di degrado ed evitando onerosi interventi non programmati.

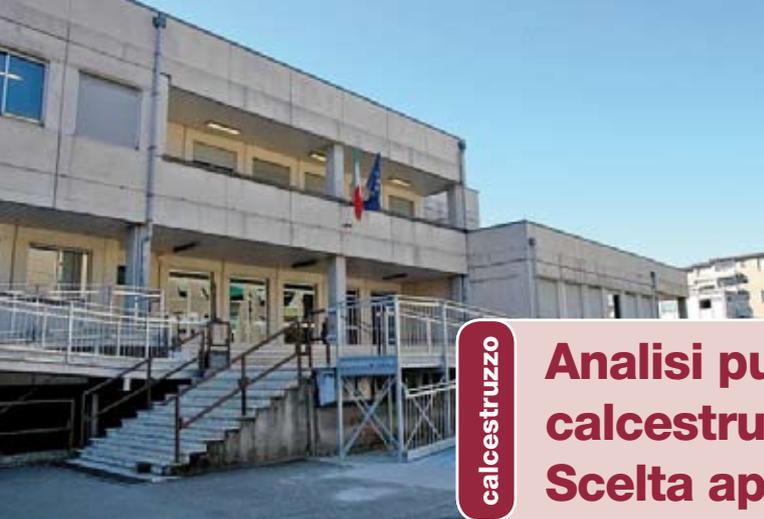
È auspicabile che questa metodologia di controlli manutentivi sui materiali e sulle strutture diventi prassi sistematica almeno per grandi opere di pubblica utilità.

Voglio infine ringraziare Fiera di Genova per avermi dato l'opportunità di effettuare questo studio, i cui risultati sono contenuti in oltre 300 pagine di relazioni, e che costituisce uno degli incarichi intellettualmente più gratificanti in oltre 25 anni di professione.

Bibliografia:

- [1] C. Di Biase (a cura di) *"Il Degrado del Calcestruzzo nell'Architettura del novecento"* – Maggioli Editore © 2009.
- [2] A. Masi - DiSGG, Università degli Studi di Basilicata *"La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive"* – Il giornale delle Prove non Distruttive, Monitoraggio, Diagnostica © - 1/2005.
- [3] A. Masi, M. Vona - DiSGG, Università degli Studi di Basilicata *"La stima della resistenza del calcestruzzo in situ: impostazione delle indagini ed elaborazione dei risultati"* – Progettazione Sismica IUSS Press © - 1/2009.
- [4] RILEM Technical Committee 207-INR – *"Non-destructive assessment of concrete structures: reliability and limits of single and combined techniques"* – Springer © - 2012.
- [5] M. Majowieki *"Tensostrutture – Progetto e Verifica"* Be-Ma Editrice ©





Ing. Michele Saporito
La Spezia
s.m.ingegnere@gmail.com

calcestruzzo

Analisi push-over struttura esistente in calcestruzzo armato. Scelta appropriata dello schema statico

1 Premesse

1.1 Analisi Storico Critica e descrizione dell'opera

Quanto di seguito riportato scaturisce dall'incarico di **"Progettazione preliminare relativa all'adeguamento statico-sismico allo SLV - D.M. 14/01/08 - dell'edificio scolastico**

Provinciale denominato "DA PASSANO" in La Spezia conferito a RTP avente come Capogruppo Mandatario l'ing. Michele Saporito dello Studio Associato ASIS.

L'edificio risulta progettato nell'anno 1987 ed ultimato nel 1992. Nell'ambito della ricerca di documentazione relativa alla progettazione ed esecuzione dell'edificio eseguita presso gli Enti e presso i Tecnici che hanno partecipato alla progettazione ed alla direzione dei lavori, sono stati reperiti i seguenti documenti:

elementi strutturali, si è proceduto a eseguire dei controlli a campione sui materiali e sui tassi di armatura con l'ausilio del Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa. È stato nello specifico verificato il tasso e la disposizione dell'armatura in alcuni elementi tipologici con pacometro HILTI Ferroskan PS200. In riferimento alle caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ad acciaio d'armatura, è stato preso in considerazione quanto riportato nel certificato di Collaudo.

TITOLO ELABORATO	ARCHIVIO						TIPOLOGIA			
	PROVINCIALE	COMUNALE	PROGETTISTA	DIRETTORE LAVORI	COLLAUDATORE	IMPRESA	WFF	ARCHITETTONICO	STRUTTURALE	IMPIANTI
COLLAUDO						X			X	
PROGETTO	X							X		X
ESECUTIVI C.A.			X						X	
ESECUTIVI SOLAI							X		X	X

Non è stato rinvenuto il Deposito delle Strutture in originale ai sensi della delle strutture (ex art. 4-6 L. 1086/71), bensì unicamente una copia degli elaborati custoditi dal Progettista. Verificata la generale rispondenza geometrica degli



Figura 1:
Esecuzione prove pacometriche

Sono stati assunti:

1. Materiali - acciaio FeB44K e calcestruzzo C25/30 - coincidenti con quelle forniti dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista;
2. Tasso d'armatura delle sezioni resistenti e dettagli nodali, coincidenti con quelli forniti dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista.

Per la caratterizzazione del suolo di fondazione è stata eseguita mediante prove MASW, tramite le quali è stato definito una categoria di suolo C, con coefficiente di topografia T1.

Nel complesso l'edificio è stato identificato come interamente in calcestruzzo armato con schema a telaio avente con pilastri a sezione quadrata (40x40 cm al piano terra e 35x35 cm ai livelli superiori), travi di piano ricalate ed estradossate con sezione trasversale "a sella" in modo da definire il vincolo per le lastre di solaio. Questi ultimi sono risultati costituiti da lastre prefabbricate ad armatura lenta - tipo *spiro*[®] - spessore di 20 cm per la copertura e di 25 cm per quelli sottostanti di calpestio. Le fondazioni sono risultate costituite da travi a "T

rovescia". Sono stati rilevati giunti strutturali aventi dimensioni di circa 5 cm. Tali discontinuità hanno permesso di distinguere 4 corpi strutturali (vedi fig. 2), ciascuno distribuito su 3 livelli con interpiano di 385 cm per il P.T., e 345 cm per i soprastanti.

Le dimensioni massime in pianta (rettangolo circoscritto) sono risultate le seguenti:

- Corpo A: 20m×28m – sup. 560 m².
- Corpo B: 20m×28m – sup. 560 m².
- Corpo C: 23m×52m – sup. 910 m².
- Corpo D: 41m×25m – sup. 760 m².

Per quanto emerso dalle indagini e vista la documentazione disponibile, sulla base della tab. C8A.1.1 delle NTC di cui al DM del 14/01/08, si è ritenuto vi fossero elementi di validazione sufficienti solo per il raggiungimento di LC1. In tal caso le Norme prevedrebbero unicamente l'esecuzione di "Analisi Dinamica Lineare". Tuttavia, allo scopo di valutare più nel dettaglio il comportamento sismico dell'edificio, si è ritenuto di effettuare anche un'analisi non lineare tipo Push-Over con l'intento di determinare un fattore di struttura "q" da utilizzare nell'analisi dinamica, e contestualmente valutare gli Indicatori di Rischio RCD. All'atto finale è stato quindi possibile effettuare un quadro di raffronto tra i risultati dell'analisi lineare con quelli dell'analisi non lineare.

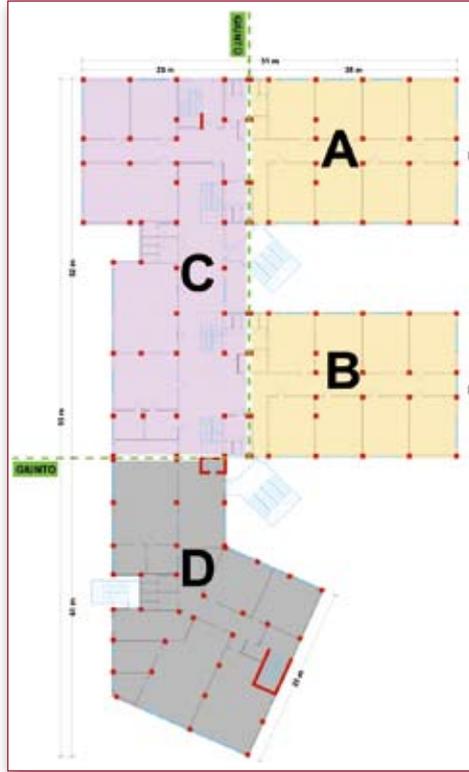


Figura 2: Indicazione planimetrica edificio

2 Modellazione e vincolamento

Sono stati analizzati nel dettaglio tutti i 4 corpi strutturali, ciascuno modellato utilizzando elementi di tipo beam per pilastri e travi, con vincoli di incastro alla base, e vincolamenti interni (trave/pilastro)

anch'essi di tipo incastro secondo le impostazioni di default nella fase di modellazione. I carichi sono stati definiti in "one way" in riferimento ai solai di piano, e come "uniform loads" per i tamponamenti.

2.1 Analisi modello "1"

Considerando, a titolo esemplificativo, i corpi strutturali identificati come "A" o "B", dall'Analisi Dinamica Modale si è ottenuto:

Mode N°	EINGEVALUE ANALYSIS [sec]	MODAL PARTICIPATION MASSES [%]		
		TRAN-X	TRAN-Y	ROTN-Z
1	1,0773	70,5074	0	9,2097
2	0,8567	0	80,2439	0
3	0,7742	10,7641	0	72,0153
4	0,3665	13,1706	0	4,814
5	0,3213	0	17,5003	0
6	0,2707	2,6734	0	11,5331
7	0,1985	2,3266	0	0,4337
8	0,1873	0	2,2558	0
9	0,163	0,558	0	1,9942

Agli elementi strutturali sono state assegnate cerniere con proprietà di cui all'EC8/04, per travi (componenti M_y) e pilastri (componenti F_x , F_y , F_z , M_y). (vedi fig. 4-5).

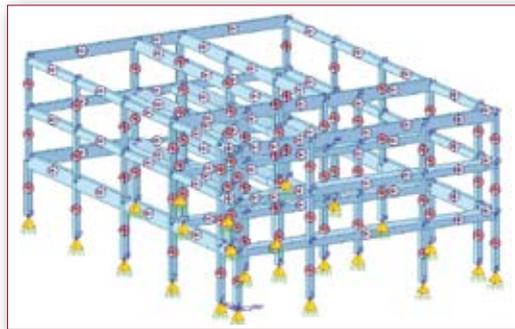


Figura 3: Blocco "A" - blocco "B"

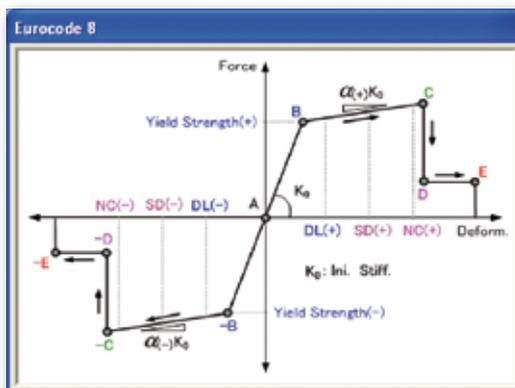


Figura 4

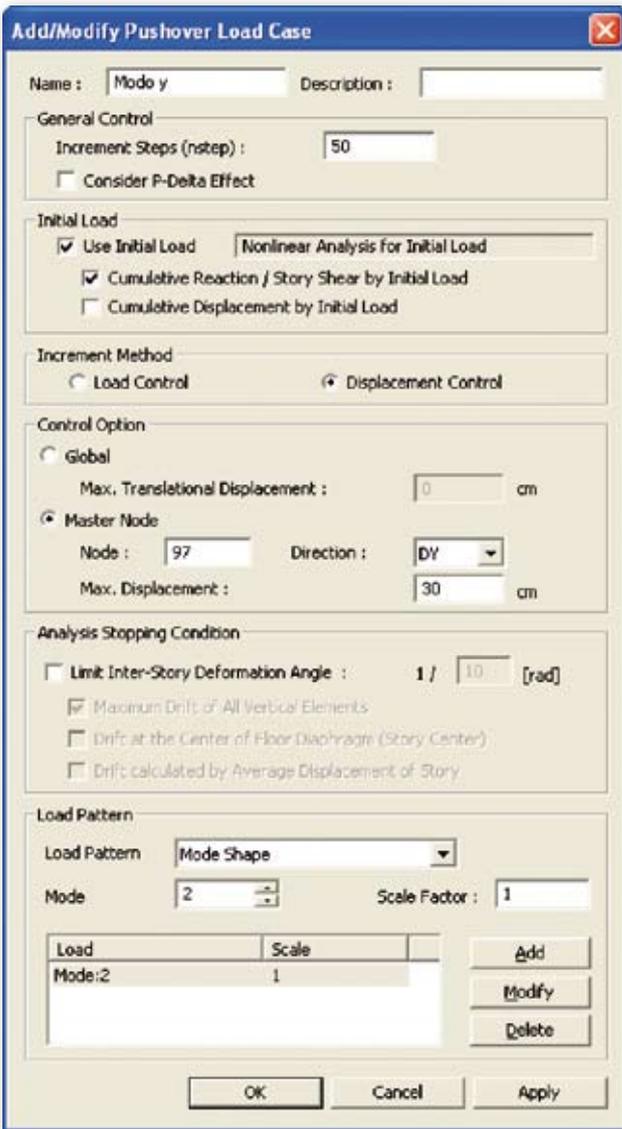


Figura 5:

Sono state analizzate le “load cases” previste dalla Normativa (vedi fig. 5 *Load Case esemplificativo*) in

Lo stesso è stato effettuato per i corpi “C” e “D”, dei quali nel segui-

controllo di spostamento, assumendo come punto di controllo il baricentro dell’ultimo piano.

to si riporta una shade del modello strutturale:

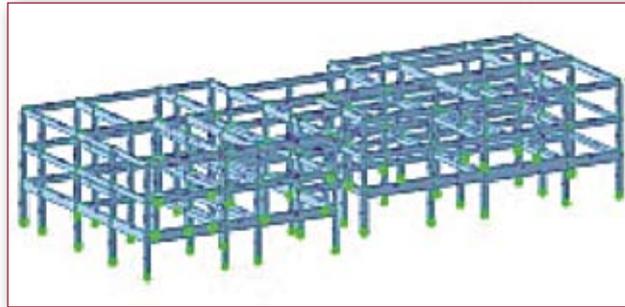


Figura 6:
Blocco “C”

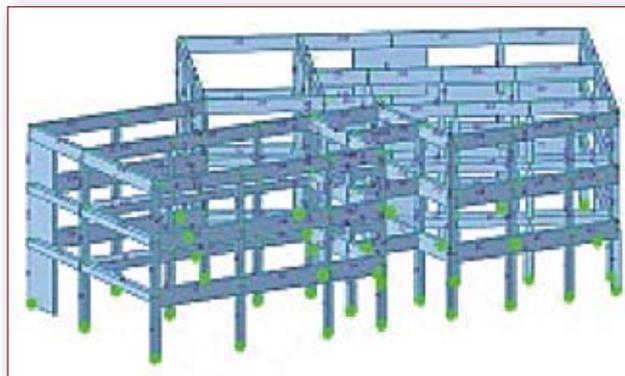


Figura 7:
Blocco “D”

2.1.1 Risultati

Portando a termine la “Pushover Analysis”, emerge una condizione di “globale criticità” solo al livello delle travi. Nello specifico l’analisi evidenzia la plasticizzazione delle travi, mentre i

pilastri permangono in campo elastico lineare (vedi fig. 8). Tale situazione si verifica a partire dallo step 1, quindi fin dall’inizio dell’analisi incrementale, per tutti i corpi strutturali.

Tale situazione è piuttosto anomala, sia per quanto concerne l’immediata “crisi strutturale” delle travi, sia per lo stato dei pilastri, che non rispecchiano lo stato “atteso” delle strutture definibili a “pilotis” aventi geometria strutturale del tipo assimilabile a quella in esame.

Dopo aver analizzato nel dettaglio la struttura di ogni singolo blocco, e dopo aver effettuando an-

che analisi incrementali utilizzando i soli carichi verticali (una sorta di pushover per sole azioni verticali), si è riscontrato che permangono i risultati sopra evidenziati. Infatti la struttura si trova in stato di “crisi” già nella fase iniziale, anche in presenza dei soli carichi permanenti. Addirittura per il blocco “C” la crisi sopraggiunge anche prima di aver utilizzato tutti i carichi verticali.

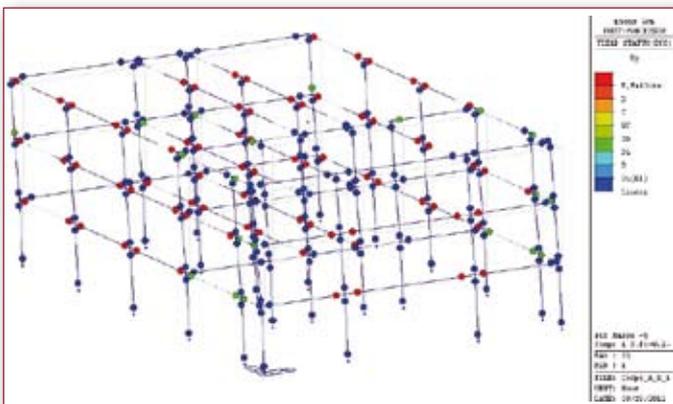


Figura 8: Blocco “A” – blocco “B”



Figura 9:

2.1.2 Conclusioni

Nella struttura in oggetto, dall'epoca dell'ultima della costruzione (1992) fino alla data delle indagini, non sono stati rilevati fenomeni di insofferenza strutturale per azioni statiche, o comunque tali da trovare riscontro nei risultati dell'analisi sopra esposti. Nello specifico, essendo gran parte delle strutture facilmente ispezionabili, non sono state riscontrate

lesioni in corrispondenza dei nodi trave/pilastro e/o dei tamponamenti che, in caso di insufficienza strutturale per carichi verticali delle travi in c.a., avrebbero potuto risentire dell'effetto di carichi gravitazionali. Pertanto si ritiene che la modellazione, così come è stata effettuata, non è in grado di "simulare" in maniera accettabile il comportamento della struttura.

2.2 Analisi modello "2"

I modelli di calcolo dei singoli blocchi sono stati modificati (tutti con lo stesso criterio) tenendo opportunamente conto della "geometria" dei nodi trave-pilastro. Nello specifico si è tenuto conto della distribuzione di armatura e della posizione del nodo stesso, al fine di "validare" l'ipotesi iniziale di costruzione del modello (di default) del vincolo di estremità degli elementi beam. A tale scopo, per quanto risulta dagli elaborati detenuti dalle Imprese Esecutrici e/o dal Progettista, viste anche le tecniche esecutive dell'epoca, è stato riscontrato che non sono rispettate le condizioni tali per cui sarebbe possibile attribuire il vincolo di incastro agli elementi beam utilizzati per l'analisi. Generalmente la geometria reale di progetto dei nodi è quella rappresentata a destra (fig. 10).

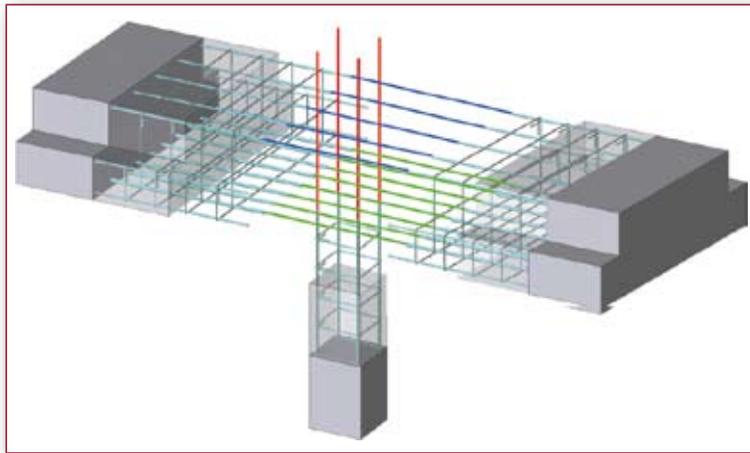


Figura 10:

Si hanno, a tutti i livelli e per tutti i blocchi, travi di dimensioni ragguardevoli (~140cmx50cm) vincolate a colonne di modeste dimensioni (~35cmx35cm), in assenza della staffatura interna al nodo (sia dal lato trave che dal lato pilastro), bensì unicamente le armature longitudinali senza alcuna "forma" di confinamento.

In tale situazione si ritiene non possa essere rispettata l'ipotesi di "incastro" alle estremità per gli elementi beam. Tale situazione si accentua se si considerano gli elementi terminali di perimetro, in quanto viene meno anche la continuità sul vincolo delle armature longitudinali. In definitiva si ritiene che non sono rispettati i requisiti indispensabili a garantire il "con-

finamento" del nodo, e pertanto lo stesso non può garantire l'incastro. Sulla base di quanto sopra riportato, sono stati introdotti degli "svincolamenti" nelle travi, introducendo diversi valori del "grado di incastro" alle travi (vedi fig. 11).

Sono stati variati i valori in M_y per i-Node e per j-Node (0: svincolo totale - 1: incastro). La distribuzione dei valori assunti è stata tale da avere un andamento crescente dal perimetro esterno del singolo blocco strutturale verso i nodi più interni, in osservazione anche della geometria e del tasso di armatura degli elementi incidenti nel nodo. Sono stati inseriti valori min pari a 0,2 e max pari a 0,75.

2.2.1 Risultati

Portando a termine la "Pushover Analysis", per ciascuno dei blocchi strutturali, emerge generalmente una condizione di criticità meno accentuata, che comunque si rileva generalmente a partire dallo step 10-40, e che interessa soprattutto i pilastri (formazione di cerniere plastiche).

Vedi fig. 12-13. In particolare si instaura un cinematismo proprio al livello della pilastrata dell'ultimo livello (pila, in corrispondenza delle colonne d'angolo che risultano debolmente armate (4φ14 con staffe φ8/20 cm) e sui quali insiste un notevole area di carico dovuta ai solai ed ai parapetti in c.a..

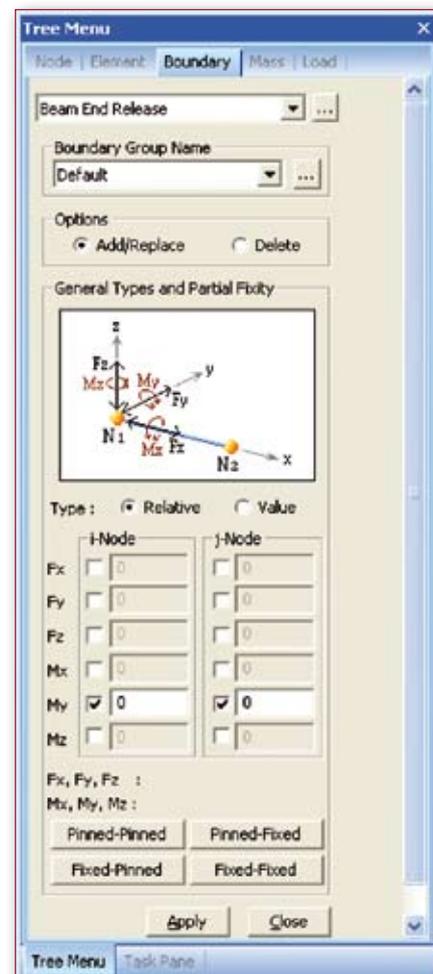


Figura 11:

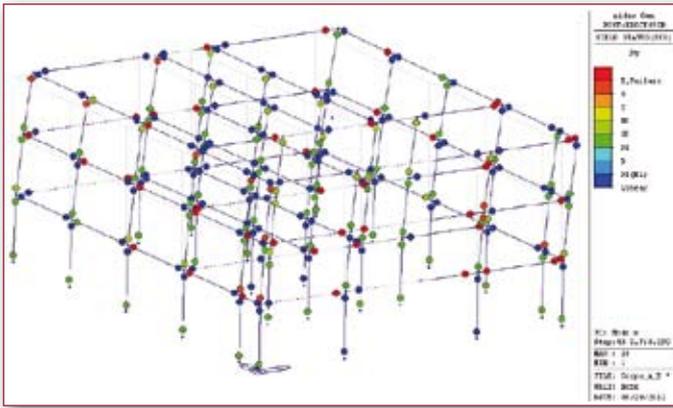


Figura 12:

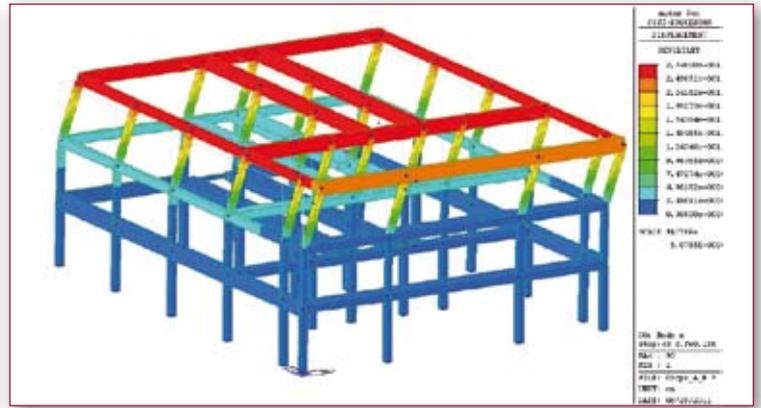


Figura 13:

2.2.2 Conclusioni

L'analisi condotta con il "modello 2", consente di meglio cogliere il reale comportamento sismico della struttura nel complesso, anche per gli altri corpi componenti l'edificio. Si rileva infatti una carenza strutturale sia per le travi che per i pilastri, in quanto mancano i requisiti essenziali geometrici (sia lato calcestruzzo che acciaio) per quanto concerne i "nodi", con particolare riferimento alle percentuali minime ed alla disposizione delle armature nei nodi e nelle zone immediatamente adiacenti. Nel complesso la struttura non offre in necessario grado di duttilità, e pertanto è passibile di rottura fragile (lato pilastro) in condizioni dinamiche.

Si riportano nel seguito gli indici di vulnerabilità, distinti in base all'analisi eseguita ("Dinamica Modale" e "Pushover Analysis") per ciascuno dei blocchi costituenti il Plesso Scolastico. Nello specifico, utilizzando la Dinamica Modale, Per quanto descritto nelle Istruzioni Tecniche comunemente in uso (tra cui quelle della Regione Toscana), tale valutazione viene condotta con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Essa è finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalla NTC2008, definiti dai coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali.

Dal punto di vista operativo, la valutazione della sicurezza consiste nei seguenti passaggi:

1. Determinazione della "DOMANDA", espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento:
 - Nel caso di un edificio scolastico (classe d'uso III), la domanda è esprimibile con:

$$T_{RD} = -\frac{V_R}{\ln(1-0,1)} = 9,49 \times V_R = 712 \text{ anni}$$

2. Determinazione della "CAPACITÀ SISMICA DELL'EDIFICIO", espressa in termini di periodo di ritorno TRC dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo considerato.

3. Definizione dell'INDICE DI RISCHIO come rapporto tra la CAPACITÀ SISMICA DELL'EDIFICIO e la DOMANDA, ossia secondo la seguente relazione:

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{RD}} \right)^{0,41}$$

Per l'edificio in oggetto, con l'analisi dinamica lineare con fattore di struttura q, lo stato limite ultimo è raggiunto in corrispondenza del primo pilastro per il quale la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta (riduzione mediante applicazione del fattore di struttura q) sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Valori dell'Indice di Rischio sismico uguali o superiori a 1 indicano che il manufatto è idoneo all'uso cui è destinato anche in presenza dell'azione sismica di progetto prevista. Al contrario valori inferiori a 1 indicano che la sicurezza dell'edificio è infe-

riore a quella auspicabile ossia con i requisiti previsti dalla Normativa

Per valutare il TRC è stato inserito nel modello strutturale lo spettro di risposta relativo inizialmente allo SLO variando in maniera incrementale TR per intervalli di 30 anni fino a quanto almeno un elemento strutturale (pilastro) non risulti collassato. Ne consegue per ciascuno dei blocchi si ottiene:

Analisi Dinamica Modale	R_{CD}
Blocco "A"	0,7018
Blocco "B"	0,7018
Blocco "C"	0,8380
Blocco "D"	0,7445

Utilizzando invece i risultati della Pushover Analysis, mediante le opportune elaborazioni, si ottengono i seguenti valori:

Pushover Analysis	R_{CD}
Blocco "A"	0,7532
Blocco "B"	0,7532
Blocco "C"	0,8688
Blocco "D"	0,9237

Se ne desume un "miglioramento" generale degli indicatori di rischio, particolarmente accentuato per il Blocco "D". Tale miglioramento è stato riscontrato mediante altre successive analisi, si accentua ulteriormente allorquando ricorrano le condizioni per il raggiungimento di un Livello di Conoscenza pari a LC3.

L'ing. Michele Saporito si occupa di progettazione strutturale e geotecnica, con particolare riguardo al recupero di manufatti esistenti, per i quali è richiesto il miglioramento e/o l'adeguamento sismico.



Studio Tecnico Associato Ingg. PINO & BERTORA

www.studiopinobertora.it

info@studiopinobertora.it

Ing. Barbara Calandri

Ing. Giampietro Bertora

calcestruzzo

Analisi di vulnerabilità sismica della scuola Niccolò Martini di Pietra Ligure

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	Struttura in c.a. a telaio.	Muri di cantinato modellati con aste equivalenti.
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Elementi beam	Deformabilità a taglio attivata; no offset, no zone rigide; Elastic Link Type Rigid in testa alle aste che simulano i muri di cantinato; utilizzo del comando Stiffness Scale Factor per l'abbattimento delle rigidità torsionale.
Opzioni di impalcato	4 impalcati + imp. 0	Gli impalcati sono stati considerati rigidi; non sono state modellate le solette; è stato sfruttato il comando Floor Loads per la definizione dei carichi degli impalcati.
Numero elementi totale	841 elementi per un totale di 620 nodi.	172 Elastic Link Type Rigid
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Subspace Iteration	20 iterazioni, dimensione del sottospazio = 1, tolleranza per la convergenza = 1e-10.
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	NO	
%massa partecipante estratta	Con 12 autovalori estratti sono state raggiunte le seguenti percentuali di massa: 96.9% in dir. X e 97.8% in dir. Y.	Risultano 2 modi prevalenti in dir. X, Y e torsionale intorno a Z. Sono rispettivamente il 2° ed il 9° in X, il 1° e l'8° in Y, il 3° e il 10° intorno a Z. Ciascuno di essi mobilita circa il 35% della massa. Grazie alla presenza di piccole percentuali di massa mobilitata in tutti gli altri modi, è stato possibile raggiungere quasi la totalità di essa. Non sono state attivate le masse in direzione Z vista l'assenza di mensole, pilastri in falso e solette.
Metodi di combinazione auto valori	CQC su tutti i modi	Recupero del segno nella direzione del modo principale; eccentricità accidentale considerata pari al 5% costante su tutti gli impalcati.
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	Sono stati combinati, per mezzo del metodo CQC, i risultati delle analisi di pushover effettuate a partire dai modi 2, 9 e 10 in dir. X e dei modi 1, 8 e 10 in dir. Y al fine di raggiungere il 75% della massa.	
Nonlinearità del materiale	Cerniere plastiche concentrate per c.a. posizionate ad entrambi gli estremi delle aste.	GdL attivi: Fz e My per le travi, Fz, Fy, My ed Mz per i pilastri con accoppiamento PMM
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Controllo in spostamento; nodo di controllo = nodo master dell'ultimo impalcato (max. spost. = 5 cm); analisi di pushover effettuata a partire dal caricamento verticale con la combinazione Quasi Permanente; nessun tipo di stop del solutore attivato.	Opzione P-Delta attiva; reazioni vincolari e spostamenti accumulati a valle del caricamento verticale; 10 iterazioni al massimo per ogni step; tolleranza sulla norma in spostamento 1 mm; opzione Permit Convergence Failure attiva.

Introduzione

Gli eventi sismici che negli ultimi anni hanno colpito il nostro Paese, dal crollo della scuola di San Giuliano di Puglia al più recente sisma abruzzese, con la loro pesante scia di dolore e di danno economico hanno indotto il Legislatore ad introdurre nuove e più severe metodologie di calcolo per le nuove costruzioni e ad impostare un'accurata campagna di indagini e di valutazione del patrimonio edilizio pubblico.

Tutto questo si è tradotto dapprima nell'individuazione degli edifici di interesse strategico e rilevante e nella conseguente campagna di studi al fine di verificarne la vulnerabilità al sisma, ed in seguito nella stesura e nell'entrata in vigore nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

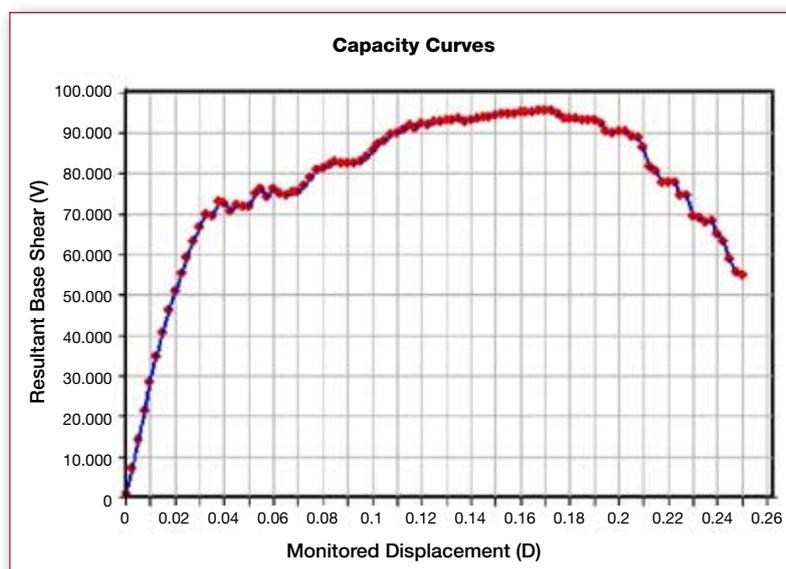
Nell'ambito di questo quadro politico e normativo si inserisce l'analisi strutturale sull'edificio scolastico "Niccolò Martini" di seguito descritta: essa è stata commissionata dal Comune di Pietra Ligure a seguito dell'inserimento del fabbricato nell'elenco degli edifici di importanza rilevante (si veda l'allegato 1 – elenco B - del D.P.C.M. 21/10/2003 n. 3685). L'obiettivo della verifica è stato quello di valutare il comportamento sismico della struttura e la sua capacità nei confronti delle azioni sismiche di progetto indicate dalla norma (NTC2008): i risultati dell'analisi hanno permesso, quindi, di indicare alla Pubblica Amministrazione gli interventi necessari per adeguare il comportamento della struttura alle richieste normative.

Tipologia di analisi

La tipologia di analisi utilizzata per la verifica della struttura è un'analisi statica non lineare, così come definita dal D.M. 14/01/2008 (nota in letteratura con il nome di *analisi pushover*): questa prevede l'applicazione incrementale al modello della struttura di particolari distribuzioni di carico orizzontali, al fine di spingere in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso; durante l'analisi le forze applicate vengono scalate in modo da far crescere lo spostamento orizzontale di un punto di controllo

della struttura, solitamente individuato nel baricentro dell'ultimo impalcato.

Con questa metodologia di analisi si riesce a descrivere la risposta della struttura alle azioni orizzontali, e quindi l'evoluzione del suo danneggiamento, in funzione dello spostamento del nodo di controllo; dall'analisi, infatti, si ottiene una curva, detta *curva di capacità*, che descrive il valore dello spostamento del nodo di controllo (D) al crescere del taglio alla base (V).



Le verifiche richieste si concretizzano, pertanto, nel confronto fra la curva di capacità per le diverse condizioni di carico previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa: lo spostamento massimo d_{max} , valutato mediante utilizzo dello spettro di risposta elastico (espresso in termini di spostamento) dovrà essere confrontato con il valore d_u individuato sulla curva di capacità; in particolare, la struttura risulta verificata nel caso in cui, per ogni stato limite preso in considerazione, valga:

$$d_{max} \leq d_u$$

In particolare, per lo stato limite ultimo SLU vale:

d_u = spostamento massimo della struttura in corrispondenza di un decadimento del taglio alla base pari al 15% del suo valore di picco;

per lo stato limite di danno SLD vale:

d_u = spostamento massimo della struttura in corrispondenza del superamento del valore massimo di drift di piano (pari al 5%).

La verifica deve essere effettuata, per ciascuna direzione, in entrambi i versi e per i due differenti sistemi di forze orizzontali in modo da considerare gli effetti più sfavorevoli per la struttura.

Si deve, inoltre, procedere alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi duttili e delle resistenze per gli elementi fragili (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617).

Operazioni preliminari alla modellazione

La fase propedeutica alla modellazione ed alla verifica della struttura consiste nella predisposizione di quanto previsto al punto C8.5 della Circolare n. 617/2009 e precisamente:

C8.5.1 - analisi storico critica mediante ricerca presso gli uffici comunali e provinciali della documentazione disponibile, oltre ad una consultazione di testi e/o documenti fotografici risalenti all'epoca dell'edificazione;

C.8.5.2 - rilievo della struttura con l'ausilio dei progetti acquisiti, verifica e determinazioni delle ar-

mature mediante demolizioni puntuali ed indagini *pachometriche*;

C8.5.3 - caratterizzazione meccanica dei materiali mediante esecuzione di prove distruttive e non distruttive da eseguire sul fabbricato, quali carotaggi, prelievi di barre d'armatura, prove sclerometriche e soniche.

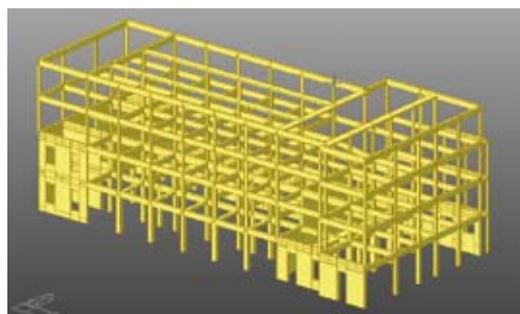
Le indagini così effettuate hanno permesso di raggiungere una conoscenza della struttura pari a LC2 (livello di conoscenza 2).

Modellazione ed analisi della struttura

Il fabbricato scolastico è costituito da un corpo principale in cemento armato, destinato ad accogliere le aule ed i locali di servizio, edificato negli anni '30 e sopraelevato di un piano negli anni '70, e da un corpo secondario in cemento armato, che accoglie alcuni locali di servizio ed il vano scale, edificato in aderenza (ma non collegato al corpo principale) nello stesso periodo della sopraelevazione.

Per la modellazione della struttura, e la relativa procedura di verifica, è stato utilizzato il codice di calcolo *Midas Gen*, versione 2010 (v 1.1).

La struttura reale è stata schematizzata con un modello costituito da elementi *beam* (travi e pilastri), distinti per sezione, armatura e caratteristiche meccaniche, fra loro collegate da nodi rigidi; questi ultimi simulano il comportamento reale dei nodi fra travi e pilastri che, tipicamente, sono meno soggetti al danneggiamento indotto dalle azioni sismiche; le murature portanti in cemento, presenti ai primi due ordini, sono state modellate con un telaio equivalente costituito da elementi *beam* ad asse verticale ed orizzontale e da bracci infinitamente rigidi (*rigid offset*). La struttura è stata vincolata alla base mediante incastri.



È stato poi determinato il comportamento della struttura in campo non lineare mediante l'analisi pushover: la metodologia prevista per questo caso di studio è definita a *plasticità concentrata*; questa è ampiamente descritta in letteratura e presenta delle semplificazioni numeriche che la rendono relativamente snella dal punto di vista computazionale ed adeguatamente attendibile nei risultati.

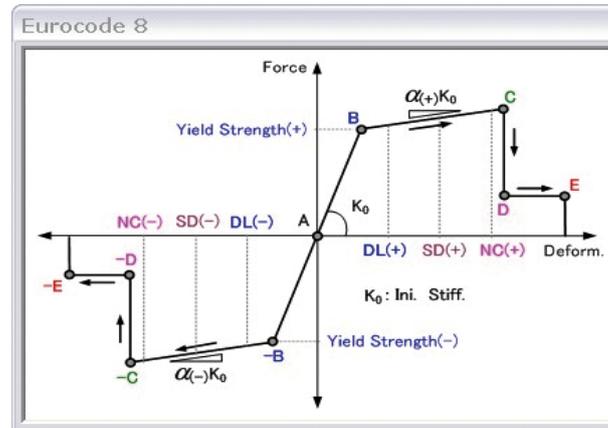
Questo approccio metodologico prevede che gli elementi della struttura sviluppino un comportamento non lineare solo in corrispondenza di punti specifici (tipicamente gli estremi e la mezzeria), definiti *cerniere plastiche*: queste descrivono, nel punto di analisi, la deformazione dell'elemento al crescere delle azioni, tenendo conto del comportamento non lineare dei materiali; al crescere dell'azione orizzontale la cerniera sviluppa crescenti livelli di plasticizzazione fino alla rottura dell'elemento.



Nel corso della modellazione, quindi, sono state associate diverse cerniere plastiche ad ogni elemento del modello: in particolare, ai pilastri sono state assegnate due cerniere a taglio (descrivono

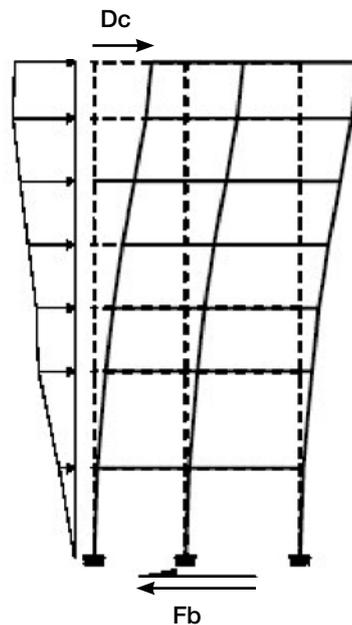
i fenomeni di rottura fragile) ed una cerniera rotazionale (descrivono in fenomeni di rottura duttile); alle travi, invece, sono state assegnate una cer-

niera a taglio ed una rotazionale. Le caratteristiche di deformazione delle cerniere sono quelle definite dall'eurocodice 8.



Le cerniere plastiche si sviluppano, quindi, al crescere delle forze orizzontali applicate alla struttura; i sistemi di forze previsti per l'analisi pushover sono due:

- un sistema di forze proporzionali alle masse;
- un sistema di forze proporzionali al prodotto fra la massa e lo spostamento del primo modo di vibrare proprio della direzione presa in considerazione.



L'analisi pushover deve, quindi, essere preceduta da un'analisi modale: questa consente di calcolare le masse e gli autovettori con i quali si definiscono i sistemi di forze orizzontali che devono essere applicati alla struttura.

Essa rappresenta, inoltre, un ottimo strumento di valutazione preliminare della modellazione strutturale: infatti, osservando le deformate dei diversi modi di vibrare si possono individuare (e quindi eliminare) quelle anomalie che sicuramente portano dei problemi nella successiva analisi non lineare (ad esempio, nodi di estremità degli sbalzi, nodi su cui si scaricano elementi in falso, ecc.).

Si tratta di una fase molto delicata dell'analisi, poiché modelli troppo complessi o, al contrario, modelli che presentano semplificazioni troppo grossolane possono portare a risultati non rispondenti ai reali comportamenti della struttura: ed è proprio leggendo i risultati di un'analisi modale, sulla quale generalmente il progettista a maggiore esperienza, che si possono individuare con maggior facilità eventuali errori di modellazione.

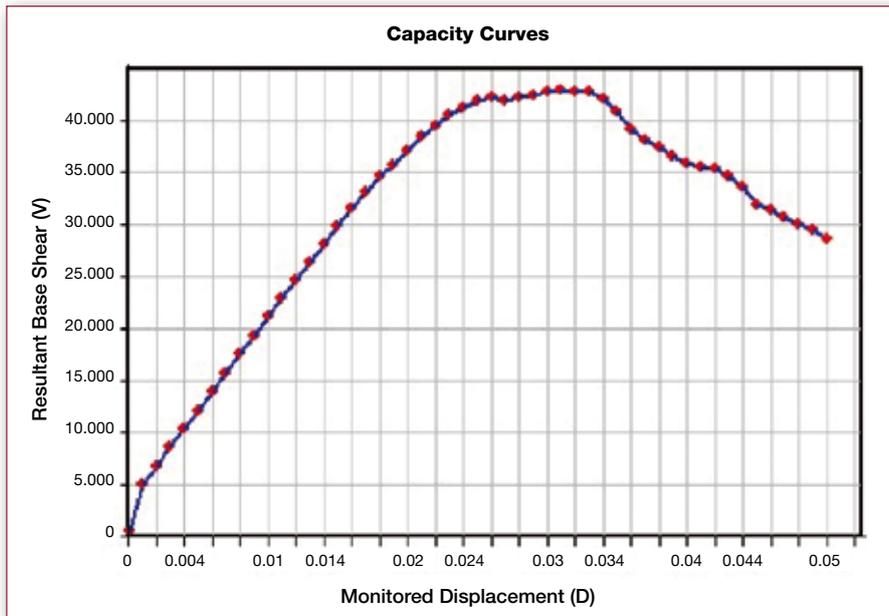
Il modello strutturale così definito deve poi essere completato con i dati relativi alle caratteristiche dei materiali (C8.5.3.) e le armature proprie delle diverse sezioni individuate nel corso del rilievo (C8.5.2): questa fase di inserimento dei dati può essere piuttosto onerosa nel caso si strutture di grandi dimensioni e/o dalla geometria complessa.

Una volta raccolti tutti i dati necessari si può procedere con l'analisi pushover: questa deve essere effettuata per le 24 condizioni di carico previste dalla normativa; come si vede l'onere computazionale è piuttosto elevato, per cui si è scelto di procedere con la verifica sismica solo per la condizione di carico più gravosa.

In prima battuta si deve analizzare la forma della curva di capacità: questa descrive in maniera estremamente sintetica, ma anche molto efficace, il comportamento sismico della struttura. Nel caso specifico si è ottenuta una curva piuttosto breve: infatti, come è naturale aspettarsi da una struttura concepita per resistere alle sole azioni verticali, al crescere delle azioni orizzontali gli elementi tendono a plasticizzarsi piuttosto rapidamente esaurendo così, già per piccoli spostamenti, la capacità di resistere alle azioni del sisma. Dall'analisi numerica dei risultati si è ottenuto:

$$d_{max} = 5,545 > d_u = 3,9 \text{ cm (SLV)} \\ \text{NON VERIFICATO.}$$

L'andamento della curva, però, ci segnala anche un decadimento progressivo: questo significa che la struttura, pur avendo una limitata capacità di resistenza alle azioni orizzontali, tende a plasticizzarsi sviluppando gradualmente la sua capacità senza presentare improvvise cadute.



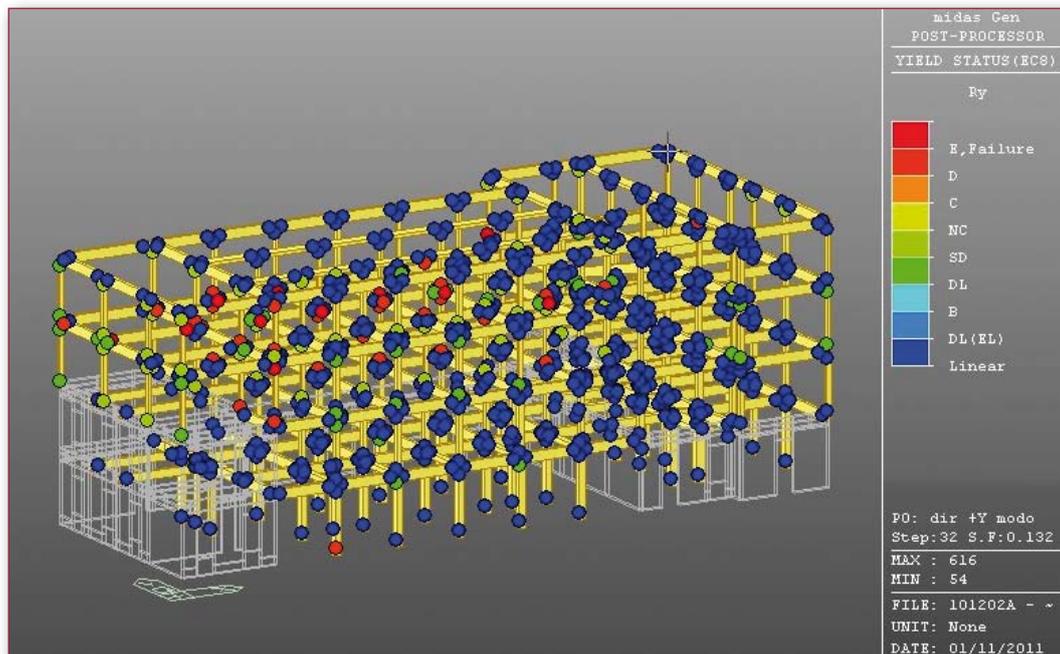
Per quanto riguarda lo Stato Limite di Danno, la struttura presenta un buon comportamento:

$$d_{max} = 1,45 < d_u = 2,5 \text{ cm (SLD)}$$

VERIFICATO.

Una ulteriore, e molto importante, indicazione che emerge dai risultati dell'analisi del modello struttu-

rale è l'andamento della formazione delle cerniere plastiche nei diversi elementi: infatti, è possibile osservare graficamente come si sviluppano le cerniere al crescere delle azioni orizzontali ed individuare, quindi, gli elementi più deboli della struttura o quelli per i quali si possono avere le conseguenze più gravi in caso di rottura.



Conclusioni

L'analisi del modello strutturale ha dato quindi una risposta numerica che consente di indicare alla Committenza l'effettiva capacità di risposta sismica della struttura e gli interventi necessari al suo adeguamento.

Si vuole, in conclusione, sottolineare quanto l'ana-

lisi *pushover*, pur essendo ancora poco diffusa nella corrente pratica professionale, rappresenti uno strumento di analisi molto potente che consente ai progettisti di fornire risposte alle domande, sempre molto complesse, che si pongono nello studio degli edifici esistenti.



Ing. Luca Monardi

Studio Consulenza Tecnica Ing. Monardi Luca
monardi@ingmonardi.it

calcestruzzo

Analisi dinamica non lineare per lo studio di fattibilità di interventi di messa in sicurezza di capannoni industriali

Introduzione

Ogni sisma che colpisce un territorio con effetti distruttivi, ovviamente, lascia nella memoria delle persone un ricordo indelebile e, per chi purtroppo lo ha vissuto in prima persona, la vita cambia... per sempre.

Il territorio, inteso come insieme terreno-struttura, risponde alla propagazione delle onde sismiche, in un modo caratteristico, in relazione alla stratigrafia profonda dei suoli e della qualità del costruito in superficie, ed è forse per questo, che ogni sisma sembra anche essere dotato di una specificità che lo rende differente da tutti gli altri.

Gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, che hanno duramente colpito una vasta area dell'Emilia Romagna, saranno ricordati certamente per i danni enormi provocati ad un gran numero di abitazioni civili, ma anche per gli enormi danni che hanno subito:

- il "secolare" patrimonio artistico esistente, che sembrava essere in grado di superare ogni prova che il tempo poteva inventarsi;
- una particolare tipologia costruttiva, più comunemente e genericamente nota come capannoni industriali, molto diffusa nelle zone, perchè di vocazione tipicamente produttiva.

Gli elevati valori delle accelerazioni al suolo (soprattutto quelle della componente verticale), registrate nelle zone epicentrali ed in tutto l'areale colpito, hanno messo in evidenza l'estrema vulnerabilità proprio della tipologia costruttiva dei capannoni industriali e, più precisamente, di quelli costruiti con elementi prefabbricati in C.A.

Questi ultimi sono stati interessati da collassi strutturali talmente estesi e, per certi versi, anche assurdi, che, molte aziende private e/o anche molte Amministrazioni pubbliche, benché fossero lontane dalle zone danneggiate, hanno cercato di intervenire immediata-

mente, negli edifici di propria competenza ed aventi i connotati tipici dei capannoni industriali, per eliminare e/o correggerne gli elementi di vulnerabilità intrinseci, così da scongiurare il ripetersi dei crolli osservati.

La necessità e la volontà di intervento, per salvare i capannoni industriali non crollati, era così forte, che subito dopo gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, si è assistito, in poco tempo, ad un fiorire di proposte e soluzioni "correttive", a supporto dell'attività dei tecnici coinvolti nella progettazione degli interventi di messa in sicurezza.

Molte delle soluzioni proposte, però, a prima vista non risultavano facilmente applicabili in modo esteso ed in ogni contesto, ed altre modificavano, poco o tanto, lo schema statico originario della struttura, con conseguenze difficilmente prevedibili a priori, in mancanza di un'analisi strutturale adeguata.

Oltretutto le soluzioni "correttive" proposte non stimolano l'ingegnere a ricercare una soluzione con effetti controllabili, ma ad accettare la conservazione di uno schema statico globale, che si è rivelato inefficace, mediante soluzioni non analizzate nello specifico contesto in cui devono essere applicate. Nel presente documento vengono presentati i risultati di uno studio specifico, finalizzato alla definizione della fattibilità di un intervento di messa in sicurezza, relativo ad una struttura prefabbricata in C.A. realmente esistente. Tale documento non deve essere inteso quindi come "la soluzione", anche perchè l'intervento di progetto è ancora in corso di affinamento, ma piuttosto come un contributo alla comprensione di un comportamento strutturale tutt'altro che semplice (e con aspetti che attualmente sono ancora oggetto di studio del mondo accademico) e come esempio di come l'analisi dinamica non lineare possa essere d'aiuto nella definizione di una scala di priorità di interventi.

Descrizione della struttura

La struttura prefabbricata che verrà analizzata, è una palestra di una scuola superiore esistente in provincia di Parma.

Poiché la struttura è l'unica disponibile nella zona, viene sfruttata notevolmente, sia durante l'orario scolastico che al di fuori degli orari di lezione ed anche nei weekend.

L'edificio è stato progettato e realizzato nei primi anni '80, in un territorio per il quale non era previsto il ri-

spetto di particolari obblighi normativi in materia di progettazione sismica.

La struttura portante dell'edificio è piuttosto semplice: ha una pianta rettangolare ed è costituita in pratica da 6 portali posti ad interasse 7,4 m, composti ciascuno da pilastri e travi in CAP di 22 m circa di lunghezza. **Non esiste attualmente nessuna trave di collegamento reciproco tra i singoli portali.**

Dalla Relazione di Calcolo delle strutture portanti della palestra, si evince che i pilastri hanno una sezione di 50x50 e sono stati pre-confezionati con CLS di classe di resistenza C25/30, mentre le travi in CAP sono state realizzate con CLS di classe C45/55 ed hanno un'altezza di 1,3 m con sezione tipica ad "I".

La copertura della palestra è realizzata con tegoli alveolari dello spessore di 14-15 cm semplicemente appoggiati sulle travi in CAP; le armature dei tegoli alveolari non sono note.

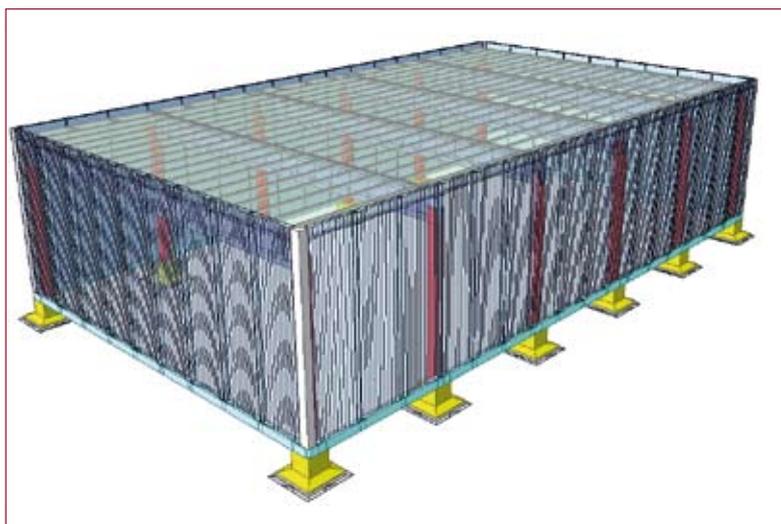
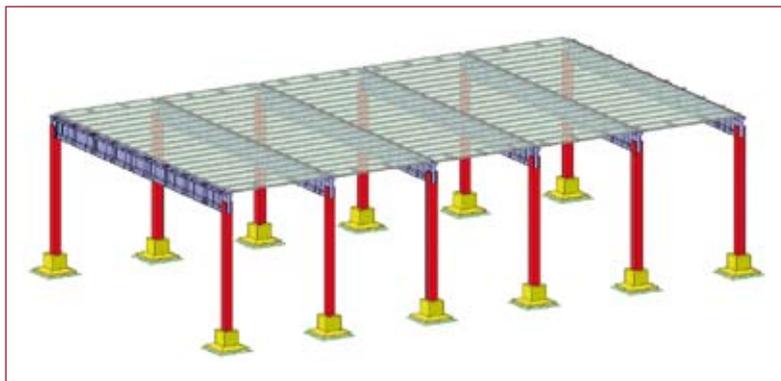
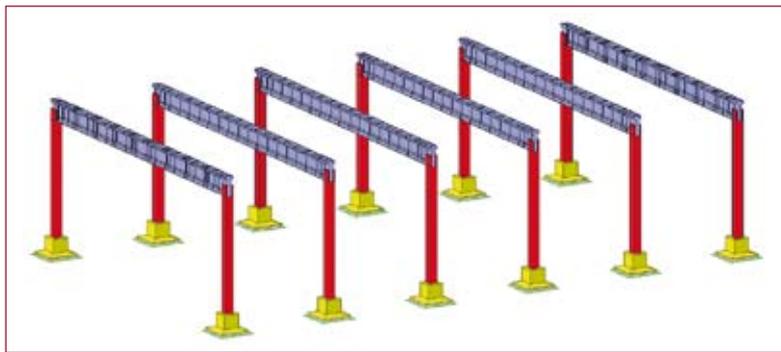
Perimetralmente, l'edificio è delimitato da pannelli di tamponamento in C.A., sempre prefabbricati, che sono fissati, per mezzo di angolari metallici, direttamente:

- ai tegoli alveolari di copertura, sui lati lunghi della palestra;
- alle travi in CAP, sui lati corti della palestra.

I pilastri si appoggiano al terreno mediante plinti a bicchiere realizzati in opera, con base quadrata di dimensioni 2,0x2,0 m. Al di sotto della base del plinto è presente un getto abbastanza spesso (circa 30 cm) di CLS magro, per cui la base di appoggio del plinto sul terreno, può essere considerata, ottimisticamente, di dimensioni 2,4x2,4 m.

La quota di appoggio delle travi in CAP sui pilastri, è di circa 7,65 m, misurata a partire dal collare del plinto di fondazione.

I pannelli di tamponamento, alti circa 9 m e con uno spessore massimo di 26 cm, si appoggiano su di una trave porta pannelli realizzata in C.A. di dimensioni 30x42, al di sotto della quale è stato previsto un getto di CLS magro, che porta la larghezza di contatto con il terreno fino a 75 cm.



Elementi di criticità intrinseci nella struttura esistente

Poiché la struttura è stata progettata e costruita considerando solo gli effetti dei carichi verticali, non è in grado di fronteggiare le azioni sismiche importanti, principalmente per i seguenti motivi:

- i plinti sono troppo piccoli, per cui è possibile avere una parzializzazione dell'area di contatto con il terreno;
- i tegoli alveolari di copertura, sono semplicemente appoggiati sulle travi in CAP, pertanto possono scorrere per effetto di azioni orizzontali;
- le travi in CAP sono semplicemente appoggiate sui pilastri, pertanto possono scorrere;

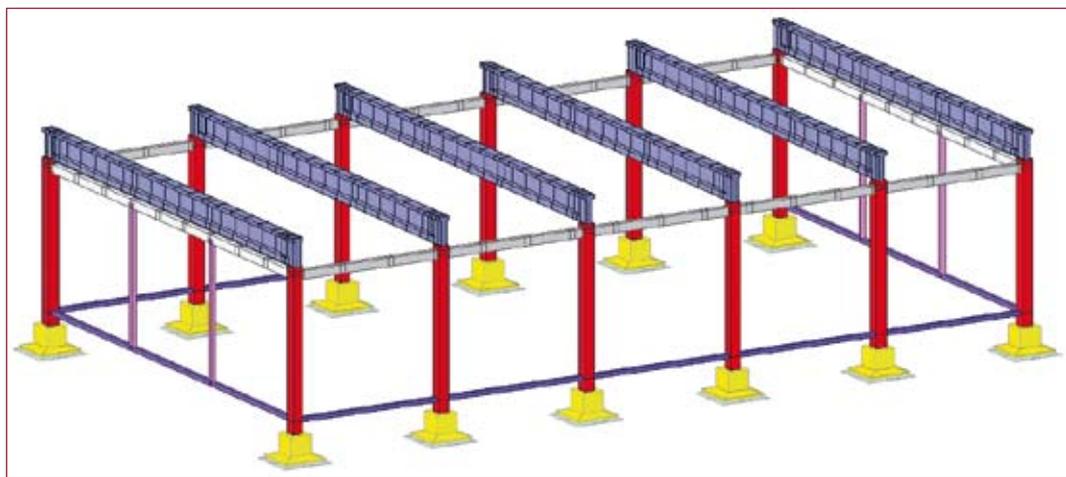
- i pannelli di tamponamento perimetrali sono collegati ai tegoli alveolari di copertura od alle travi, in modo non idoneo a sopportare l'incremento di sollecitazione nei punti di ancoraggio, prodotto dal sisma.

I precedenti fattori, oltre ad introdurre incertezze notevoli nell'analisi strutturale, costituiscono anche una fonte di forti non linearità geometriche, che impediscono a priori l'impiego di tecniche di analisi di più facile utilizzo (es. Dinamica modale con spettro di risposta).

Intervento di progetto

Con l'intervento di progetto si intende conferire, prima di tutto, una scolarità maggiore all'edificio, dal momento che, ogni modellazione e/o simulazione numerica relativa allo stato di fatto, sarebbe difficilmente credibile per le forti disarticolazioni presenti.

Si pensa di raggiungere questo primo obiettivo collegando reciprocamente le teste dei pilastri con putrelle metalliche, come mostrato nell'illustrazione seguente:



Le putrelle di collegamento dei pilastri, sui lati corti, vengono collegate alle travi in CAP di estremità e devono essere sorrette anche da rompitratta.

Si pensa di collegare reciprocamente anche la base dei pilastri con un tubolare metallico adeguatamente dimensionato.

Alle travi di collegamento sommitale dei pilastri, si pensa di collegare i pannelli di tamponamento in modo tale da evitarne il distacco in occasione di un sisma importante.

Con l'intervento di progetto si pensa inoltre di elimi-

nare l'attrito, nel contatto tra trave e pilastro (interponendo dispositivi di appoggio adeguati), in modo da permettere lo scorrimento delle travi sui pilastri, longitudinalmente alla trave stessa.

Lo scorrimento laterale dell'estremità della trave in CAP sui pilastri, è sempre impedito in quanto si pensa di rinforzare adeguatamente le forcelle.

Lo scorrimento della trave (in direzione longitudinale al proprio sviluppo), viene contrastato con l'inserimento di smorzatori viscoelastici.

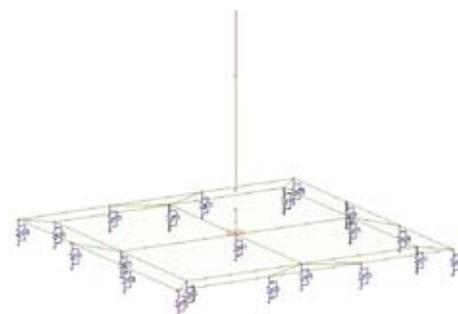
Logica e tecnica di modellazione

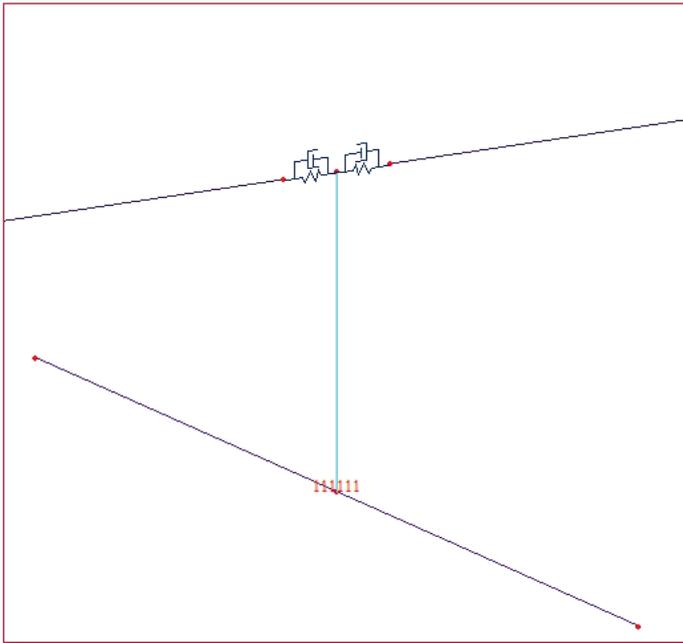
Il modello numerico della struttura, è stato costruito in modo tale che potesse cogliere il più possibile gli effetti di tutte le non linearità presenti nella struttura reale, sia nella configurazione dello stato di fatto che in quella di progetto.

È importante sottolineare che la tecnica di modellazione adottata, può anche non essere la più corretta in assoluto, ma è compatibile con la configurazione del software a disposizione dell'utente.

I pilastri, le travi in CAP, i tegoli alveolari di copertura ed i pannelli di tamponamento perimetrali, sono stati modellati con elementi BEAM, ai quali è stata assegnata una sezione trasversale di geometria identica a quella che si ricava dagli elaborati di progetto specifici per tali elementi strutturali.

Poiché i plinti di fondazione sono troppo piccoli, il contatto tra struttura e terreno, è stato interpretato disponendo un letto di GL-GAP (molle no-tension) al di sotto delle basi dei plinti di fondazione. La rigidità a compressione di ciascun GAP è stata calcolata considerando l'area di influenza di ciascun GAP ed il comportamento elastico del terreno alla WINKLER.





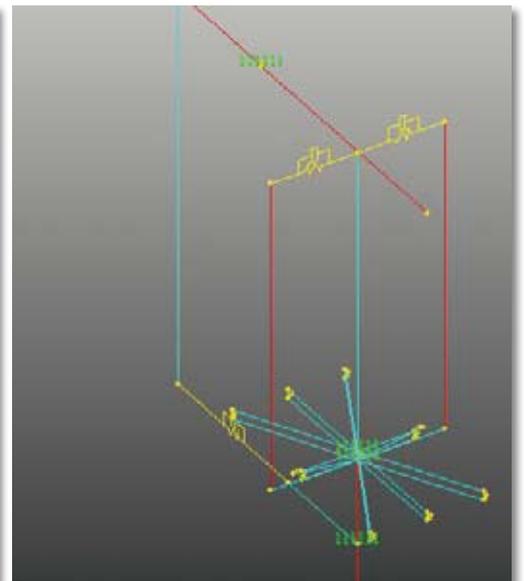
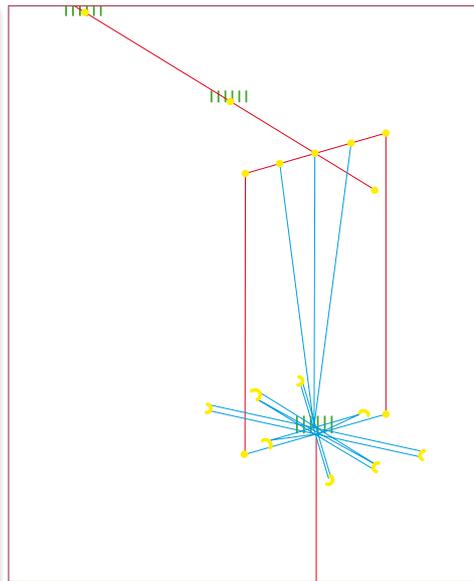
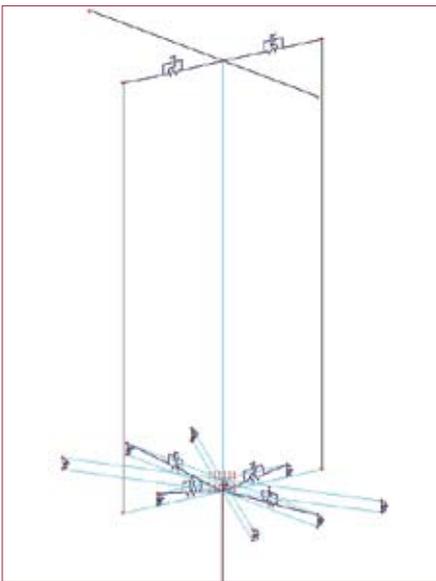
Nei plinti sono poi stati aggiunti dei vincoli supplementari, per bloccare i gradi di libertà non significativi che avrebbero introdotto labilità nel modello numerico.

I tegoli alveolari di copertura sono stati collegati alle travi in CAP, mediante GL-HOOK (molle tension only).

La rigidità assiale e traslazionale ed anche l'apertura di questi GL-HOOK, è stata assegnata con i seguenti criteri:

- STATO DI FATTO: apertura nulla, rigidità traslazionali ed assiali elevate;
- STATO DI PROGETTO: apertura diversa da zero (2 cm), rigidità traslazionali ed assiali elevate;

Il contatto tra le travi in CAP ed i pilastri, è stato schematizzato sempre con GL-GAP, ma dal momento che il modello doveva poter interpretare condizioni di vincolo differenti tra stato di fatto e stato di progetto, sono state adottate schematizzazioni differenti del contatto trave-pilastro:



I pannelli di tamponamento sono stati modellati, perchè nella configurazione di progetto, è previsto di garantire che tali pannelli non si stacchino. Il contatto tra pannelli di tamponamento e trave portapannelli,

è stato idealizzato predisponendo dei GL-GAP, al di sotto dei pannelli stessi. Poiché tali link dovevano semplicemente simulare un contatto, ad essi è stata assegnata una rigidità alta.

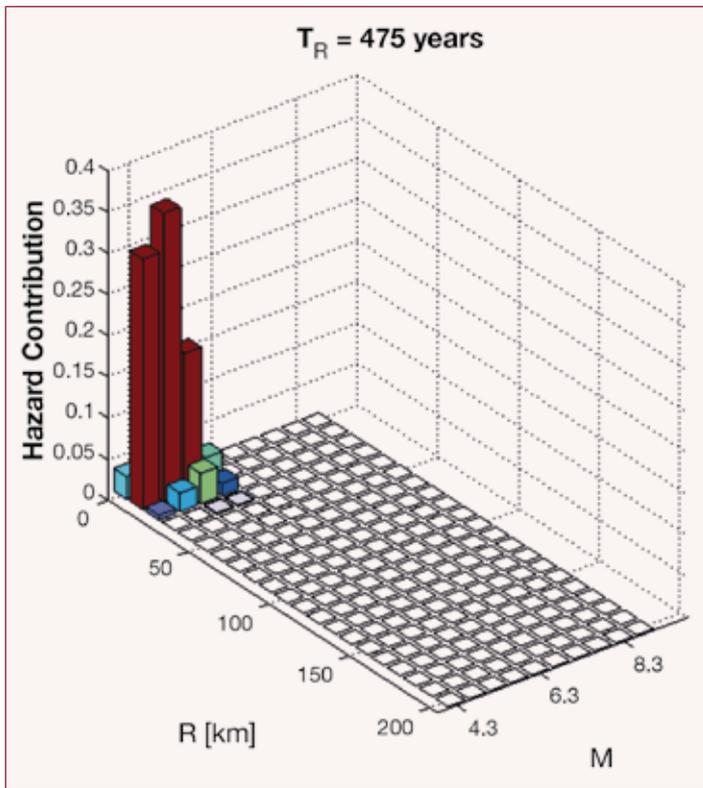
Ricerca dei segnali accelerometrici

Le azioni sismiche di progetto, sono state determinate impiegando degli **accelerogrammi naturali**, scelti in modo tale da risultare compatibili con lo spettro di risposta del sito di costruzione, prescritto dalla normativa vigente.

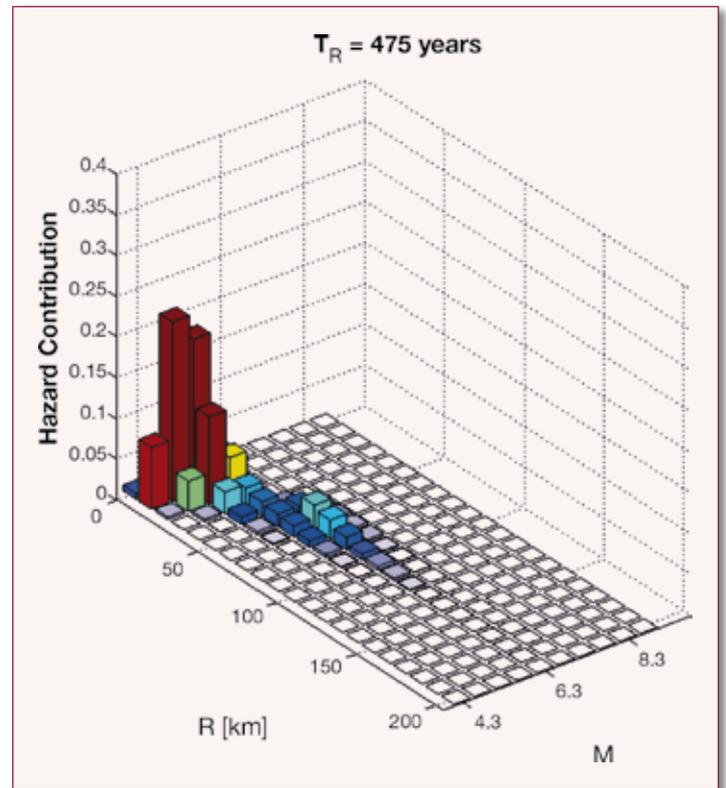
La scelta dei segnali accelerometrici è stata eseguita con l'ausilio del software REXEL (REXEL:

computer aided record selection for code-based seismic structural analysis - Iunio Iervolino, Carmine Galasso, Edoardo Cosenza), che consente di selezionare segnali naturali spettro compatibili, sfruttando i risultati della *Disaggregazione della pericolosità sismica*.

I Grafici seguenti mostrano i risultati della **Disaggregazione della pericolosità sismica**



REXEL: Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di a_g , Magnitudo (M) e distanza epicentrale (R) per il sito di interesse



REXEL: Disaggregazione della pericolosità sismica in termini di $S_a(T=1s)$, Magnitudo (M) e distanza epicentrale (R) per il sito di interesse

Si evince quindi che, per il sito di interesse, risultano maggiormente significativi sismi aventi le seguenti caratteristiche:

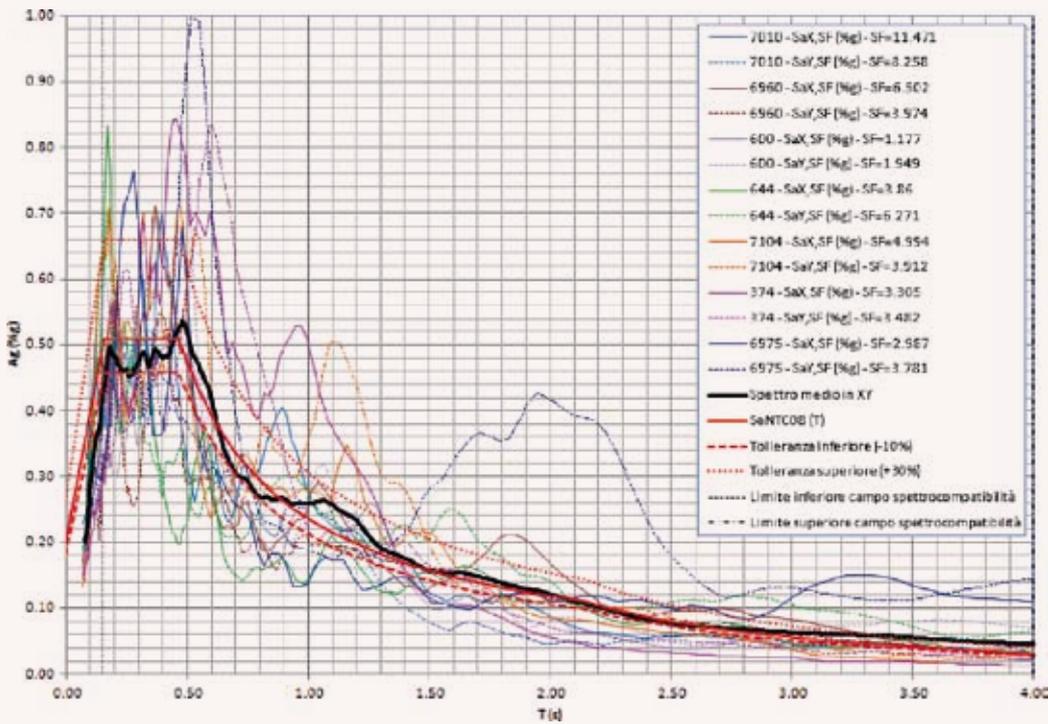
- Magnitudo: compresa tra 4,5 e 6;
- Distanza epicentrale: fino a 70 km.

La ricerca dei segnali accelerometrici è stata effettuata su ESD (European Strong-Motion Database) ed ha fornito i seguenti risultati:

WF ID	EQ ID	ST ID	EQ Name	Data	Mw	FM	DE (km)	PGA _x	PGA _y	PGA _z	EC8 SC
7010	2159	ST772	Izmit (aftershock)	11/11/1999	5.6	Obliquo	41	0.171	0.2393	0.1949	C
6960	473	ST3266	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	Obliquo	27	0.3029	0.4937	0.1645	C
600	286	ST223	Umbria Marche	26/09/1997	6	Normale	22	1.6859	1.0406	0.4975	C
644	292	ST223	Umbria Marche (aftershock)	14/10/1997	5.6	Normale	29	0.5383	0.3256	0.1195	C
7104	2296	ST856	Ishakli (aftershock)	03/02/2002	5.8	Normale	35	0.394	0.5069	0.2706	C
374	175	ST148	Lazio Abruzzo	07/05/1984	5.9	Normale	45	0.5894	0.5788	0.1603	C
6975	473	ST3272	Izmit (aftershock)	13/09/1999	5.8	Obliquo	26	0.6464	0.512	0.2856	C

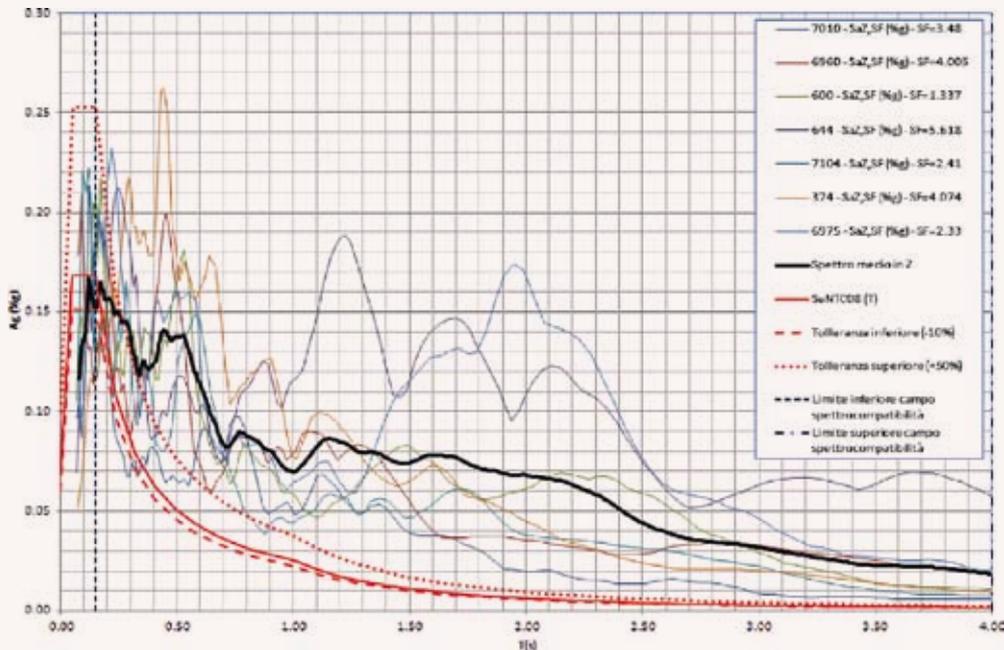
Delle registrazioni accelerometriche è stata effettuata la verifica di spettro compatibilità con gli spettri elastici indicati dalla normativa vigente, relativamente alla direzione orizzontale e relativamente alla direzione verticale:

Verifica di spettrocompatibilità in direzione XY



Verifica di spettrocompatibilità nel piano orizzontale

Verifica di spettrocompatibilità in direzione Z



Verifica di spettrocompatibilità in direzione verticale

Si osservi come la verifica di spettro compatibilità in direzione verticale non sia soddisfatta: le azioni sismiche "naturali" sono molto superiori rispetto a quelle imposte dalla normativa in vigore.

I valori degli *scale factors* (SF) indicati nei grafici della verifica di spettrocompatibilità, sono calcolati con la relazione seguente:

$$SF = \frac{PGA_{NTC08} \cdot S}{PGA_{REALE}} = \frac{PGA_{NTC08} \cdot S \cdot g}{PGA_{REALE} \cdot g}$$

in cui:

- PGA_{REALE} è l'accelerazione di picco del segnale accelerometrico misurato al suolo;
- g è l'accelerazione di gravità (il valore di PGA_{REALE} deve essere adimensionalizzato per poter essere confrontato con lo spettro NTC08);

- PGA_{NTC08} è l'accelerazione di picco su suolo rigido indicata dalla normativa;
- S è il fattore di suolo.

La riscalatura degli accelerogrammi naturali scelti da REXEL, è necessaria per garantire la coincidenza tra l'ordinata spettrale per $T=0$ dello spettro di normativa (NTC08), ed il valore dell'ordinata spettrale per $T=0$ dello spettro specifico di ciascun accelerogramma naturale.

Gli accelerogrammi naturali, una volta individuati, sono stati semplicemente inseriti in MIDAS con un'operazione di copia ed incolla da EXCEL:

Time (sec)	Function (m/sec ²)
1	0.0000
2	0.0160
3	0.0310
4	0.0470
5	0.0630
6	0.0790
7	0.0940
8	0.1090
9	0.1250
10	0.1410
11	0.1560
12	0.1720
13	0.1880
14	0.2030

Inserimento in MIDAS di una registrazione accelerometrica in MIDAS

Dagli accelerogrammi sono stati calcolati anche gli spettri di risposta relativi; anch'essi sono stati quindi inseriti in MIDAS per poter effettuare il confronto tra i risultati della TH ed i risultati della dinamica modale con spettro di risposta

Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0717
2	0.0834
3	0.0951
4	0.1069
5	0.1186
6	0.1303
7	0.1420
8	0.1537
9	0.1654
10	0.1771
11	0.1889
12	0.2006
13	0.2123
14	0.2240

Inserimento in MIDAS di uno spettro elastico relativo ad un accelerogramma naturale

Analisi numeriche e modalità di verifica dei risultati

Sul modello sono state eseguite varie analisi per comprendere l'influenza delle non linearità presenti:

- Dinamica modale con spettro di risposta (lo spettro è quello direttamente ricavabile dagli accelerogrammi e non quello di normativa);
- TH Lineare con tecnica di integrazione diretta e smorzamento alla Rayleigh;
- TH Non Lineare con tecnica di interazione diretta e smorzamento alla Rayleigh.

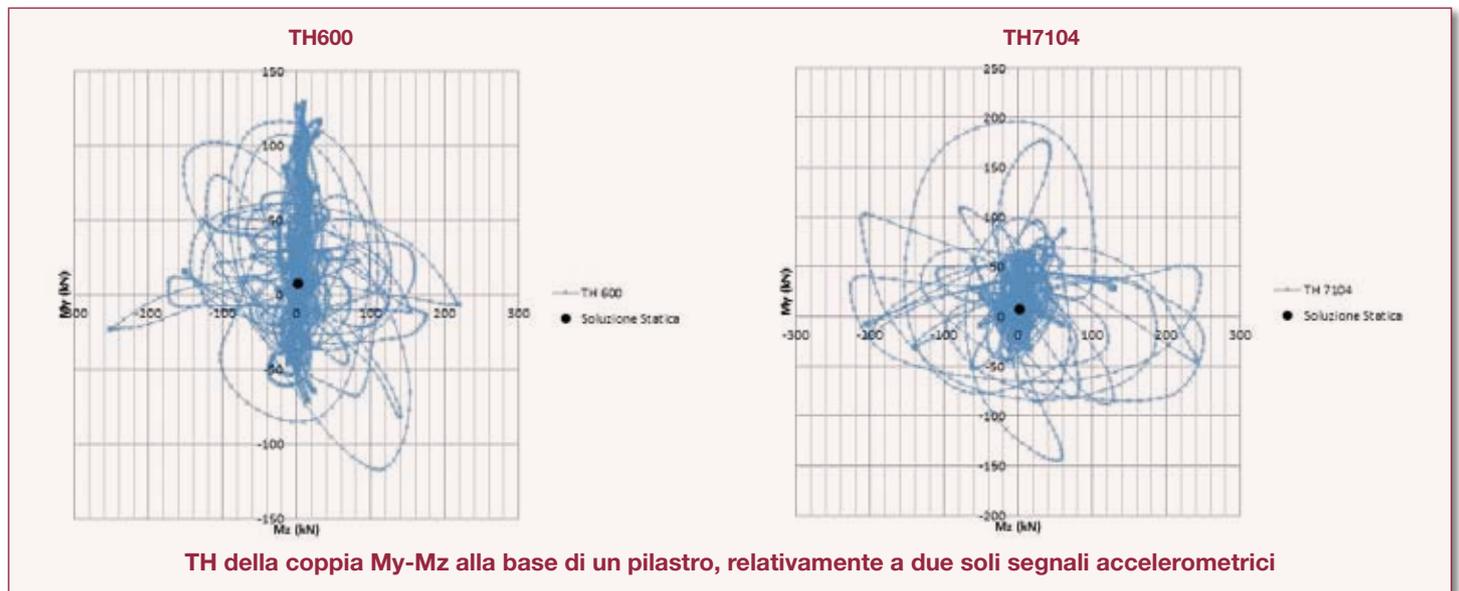
Poiché sono state impiegate 7 terne di accelerogrammi, è possibile eseguire le verifiche di normativa adottando i valori medi delle sollecitazioni calcolate con la TH.

Le NTC08 non indicano come operare la media delle sollecitazioni ricavate dalla TH, pertanto è necessario, prima di tutto, capire come costruire la media dei risultati.

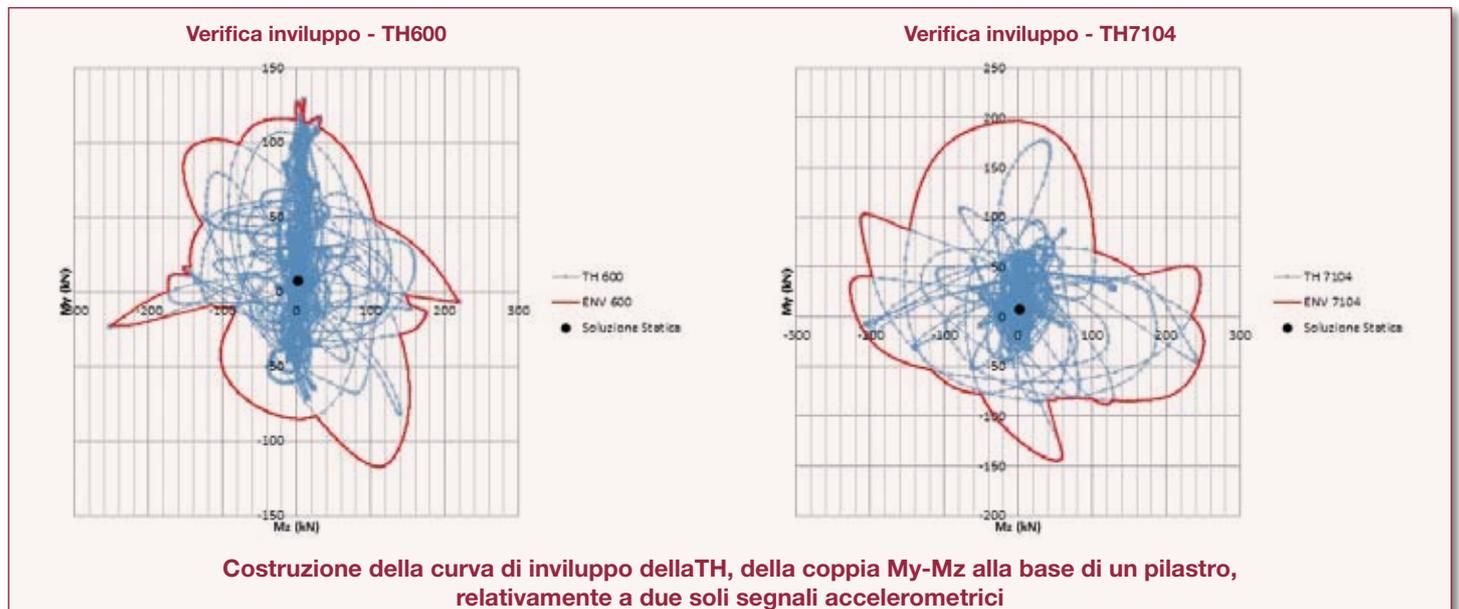
Per lo sforzo assiale (che nel caso specifico variava poco) e per il Taglio (nelle due direzioni orizzontali), a favore di sicurezza, si sono mediati direttamente

i relativi valori massimi calcolati da MIDAS; per le azioni flettenti, su travi e pilastri, tale modalità operativa avrebbe però portato ad una verifica a pressoflessione deviata eccessivamente penalizzante... soprattutto, poi, per la verifica in fondazione.

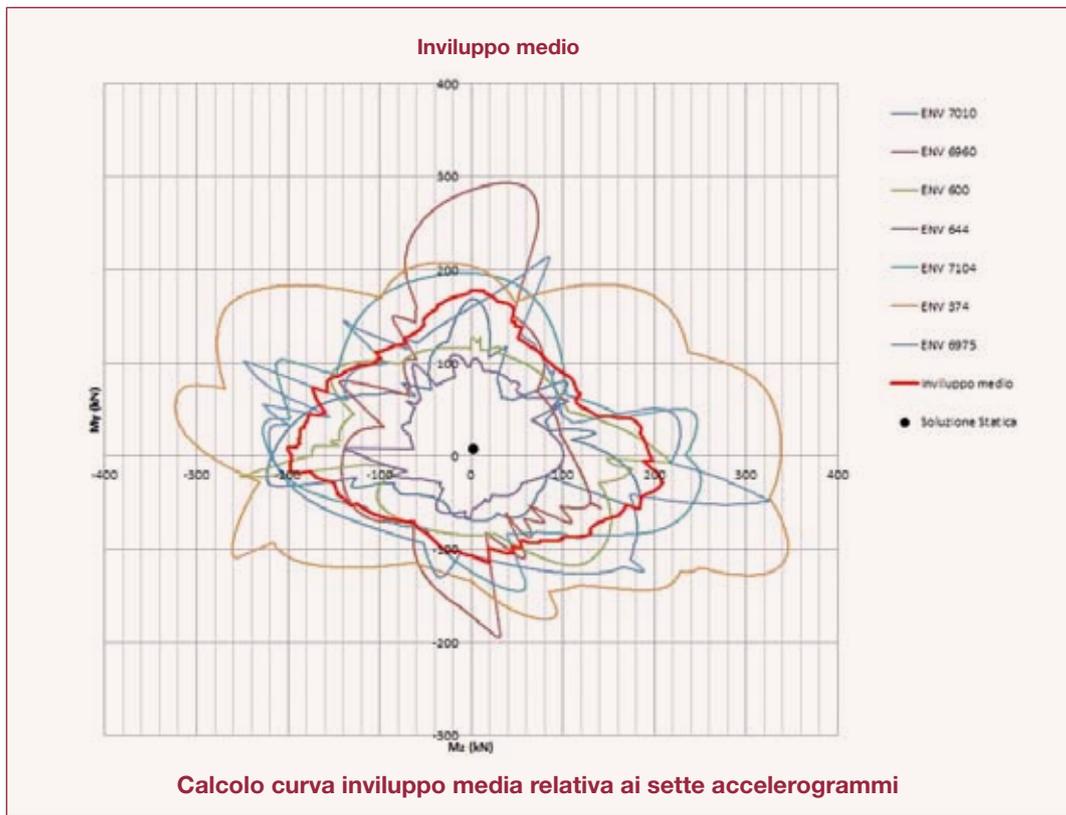
Per la verifica a pressoflessione deviata (di travi e pilastri), si è preferito diagrammare i risultati delle sollecitazioni My-Mz al variare del tempo, ma è evidente, dai grafici seguenti, che l'operazione di media è tutt'altro che agevole (...anche perchè, generalmente, i segnali hanno durate temporali differenti):



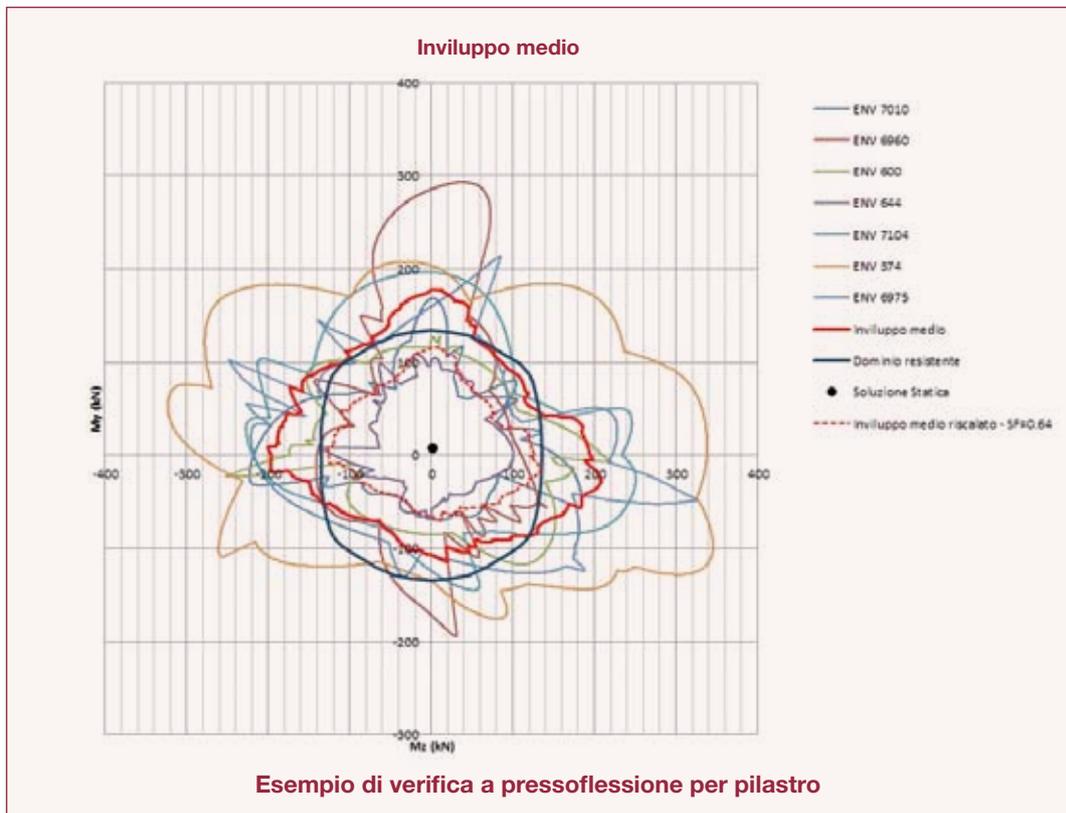
È stato creato quindi un algoritmo apposito che permette di calcolare la curva di involucro della varie TH diagrammate:



Costruendo quindi le curve di involuppo dei risultati delle TH, per ogni accelerogramma, è possibile calcolare la *media* delle singole curve di involuppo:



La curva di involuppo medio può essere quindi confrontata direttamente con il dominio resistente della sezione trasversale dell'elemento strutturale in esame, ed è immediato calcolare agevolmente il fattore di riscalatura degli accelerogrammi per ottenere il soddisfacimento della verifica a pressoflessione.



Il fattore di riscalatura che compare nel grafico di verifica mostrato in precedenza, e che riduce la curva di involucro media (in modo che possa essere contenuta nel dominio), coincide proprio con l'indicatore di rischio sismico.

Infatti, poiché tutti gli spettri degli accelerogrammi naturali hanno ordinata spettrale per $T=0$ coincidente a quella dello spettro NTC08 (per lo stato limite in esame), la curva di involucro media è anch'essa relativa ad un'accelerazione al suolo pari a $a_g \cdot S$ (dove a_g è l'accelerazione di picco su suolo rigido indicata dalle NTC08 e S è il fattore di suolo). La curva di involucro media indica allora che, la verifica strutturale mostrata nel grafico, è soddisfatta per un'accelerazione al suolo pari a $a_g \cdot S \cdot SF_{GLOBALE}$.

Poiché gli indicatori di rischio sismico, in termini di accelerazione, sono espressi relativamente al suolo rigido, allora la quantità:

$$\frac{a_g \cdot S \cdot SF_{GLOBALE}}{S} = a_g \cdot SF_{GLOBALE}$$

è l'accelerazione su suolo rigido che rende soddisfatta la verifica mostrata in grafico.

L'indicatore di rischio sismico, in termini di accelerazione, vale allora:

$$\frac{a_g \cdot SF_{GLOBALE}}{a_g} \equiv SF_{GLOBALE}$$

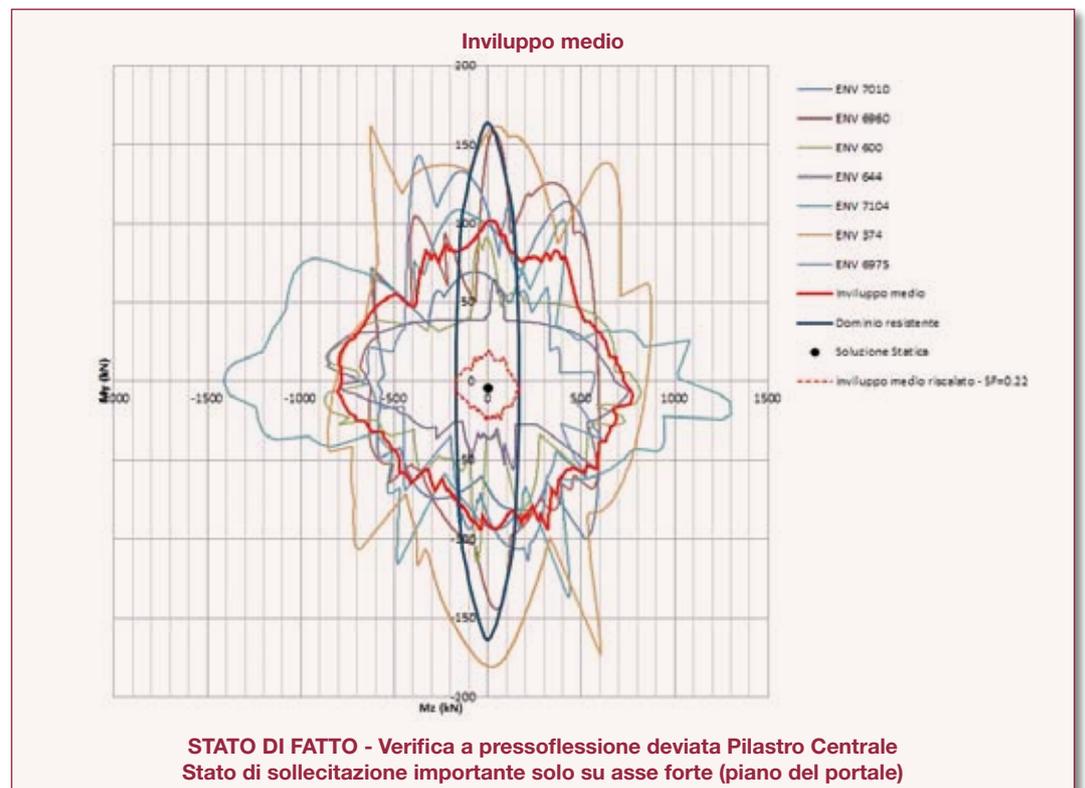
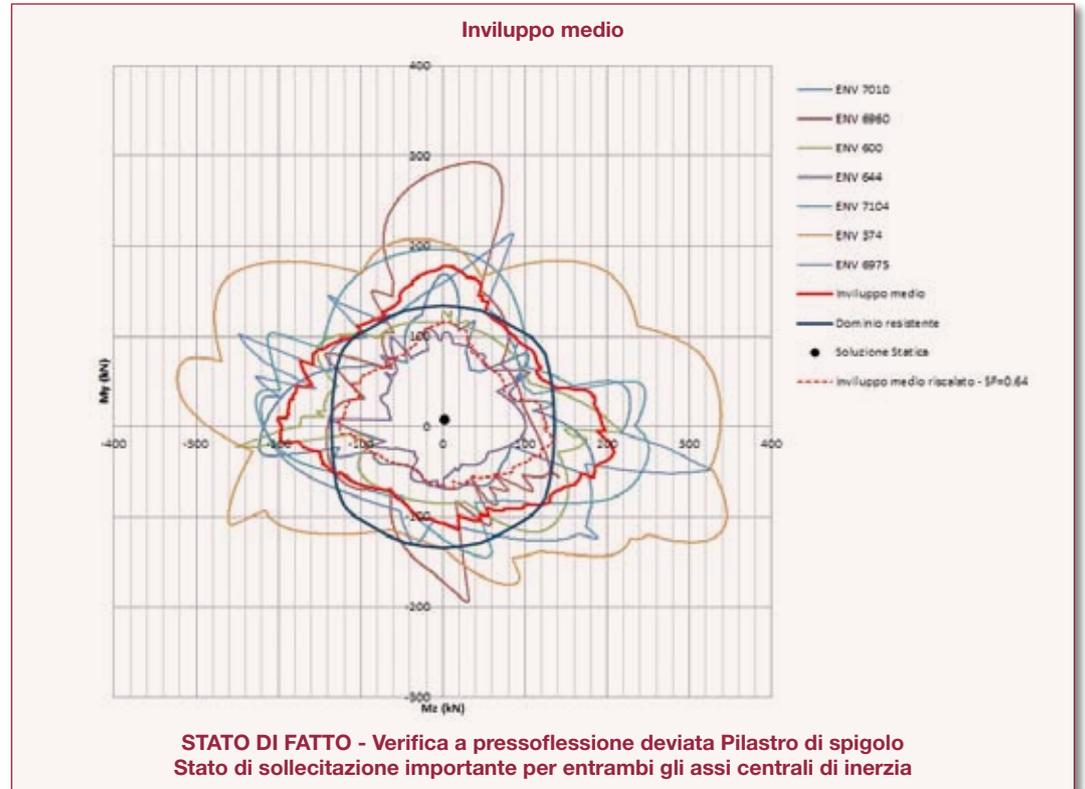
e coincide quindi con il fattore di riscalatura della curva di involucro medio.

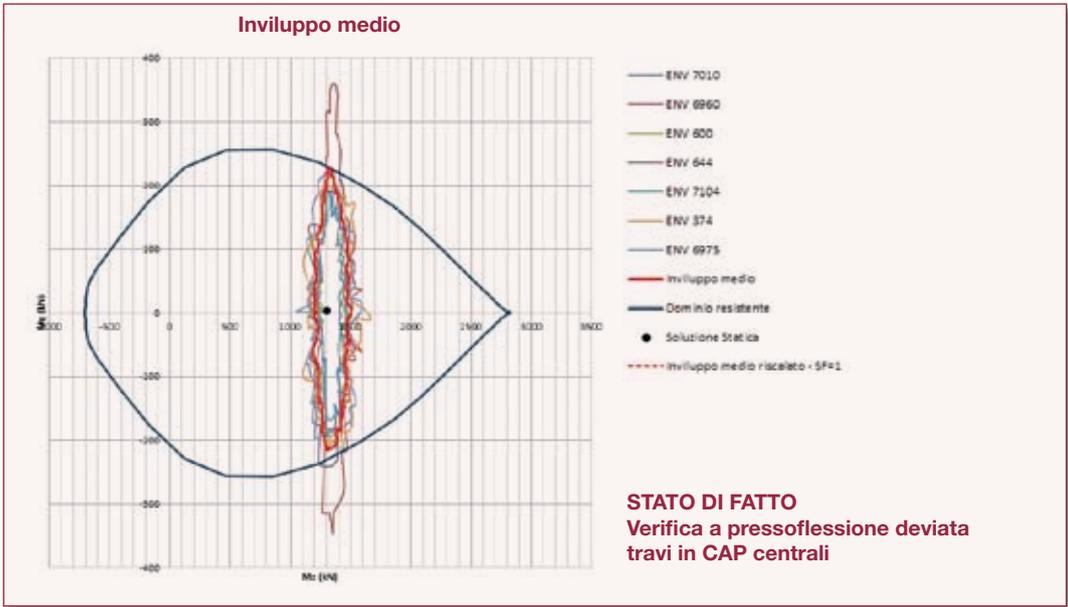
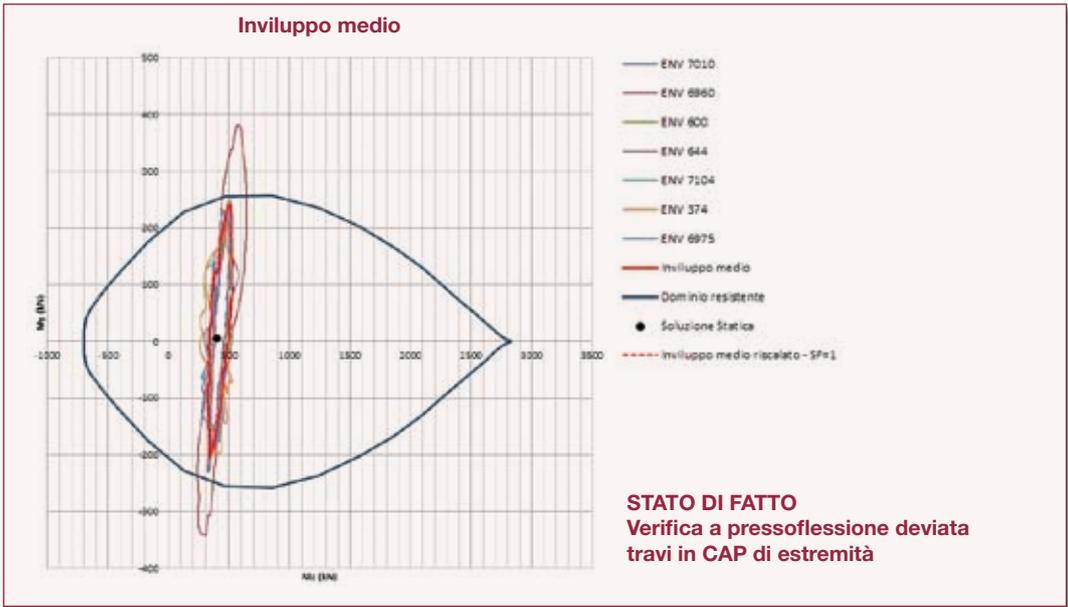
Associando il valore del carico verticale, a tutte le coppie di valori M_y - M_z che definiscono la curva di involucro media, è possibile eseguire la verifica in fondazione, calcolando la *base ridotta* resistente del plinto ed il corrispondente valore N_{rd} , che può poi essere direttamente confrontato con N_{rd} .



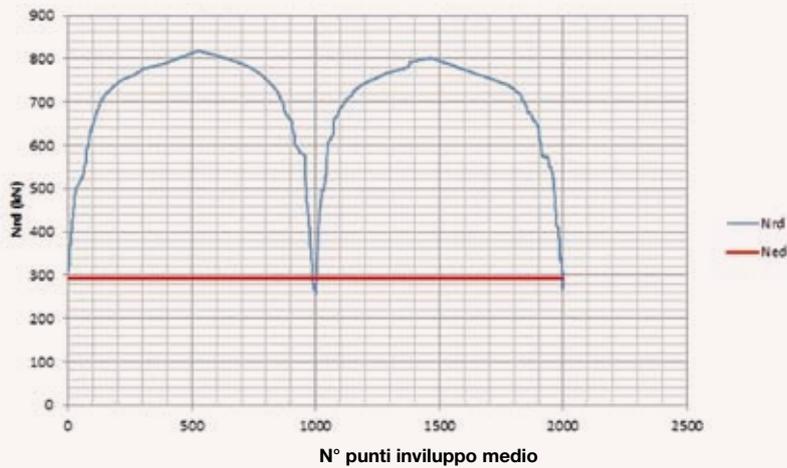
Risultati

In tale paragrafo quindi i risultati delle verifiche a pressoflessione deviata, relative alla configurazione dello stato di fatto ed alla configurazione dello stato di progetto. Le verifiche a taglio non sono riportate perchè sono soddisfatte



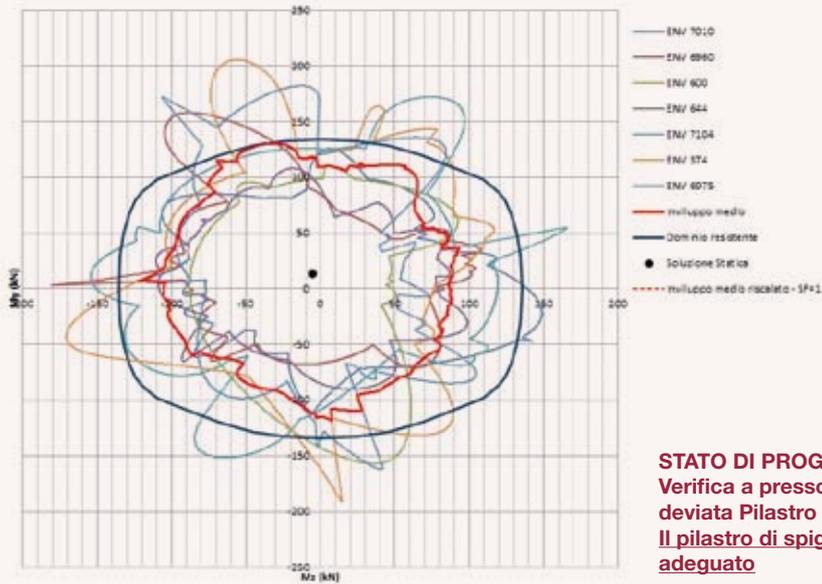


Verifica plinto pressoinflesso: $N_{ed} = 245 \text{ kN}$



STATO DI FATTO
Verifica a pressoflessione della fondazione (plinto centrale) con fattore di riscaldamento 0,22

Involuppo medio



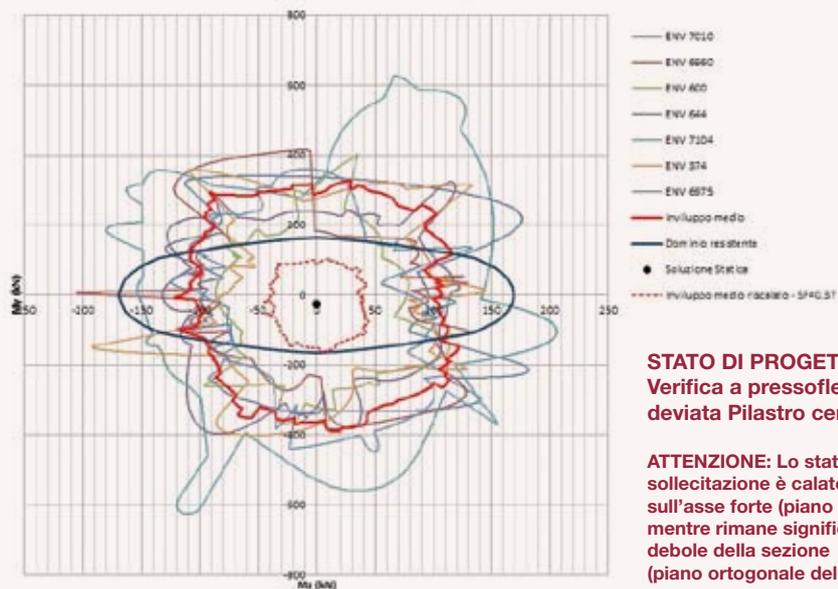
STATO DI PROGETTO
Verifica a pressoflessione deviata Pilastro di spigolo
Il pilastro di spigolo è quindi adeguato

L'indicatore di rischio sismico relativo alla configurazione dello stato di fatto, è il minimo degli SF mostrati nei grafici, e vale quindi 0,22.

Con tale indicatore di rischio sismico sono soddisfatte anche le verifiche a pressoflessione in fondazione.

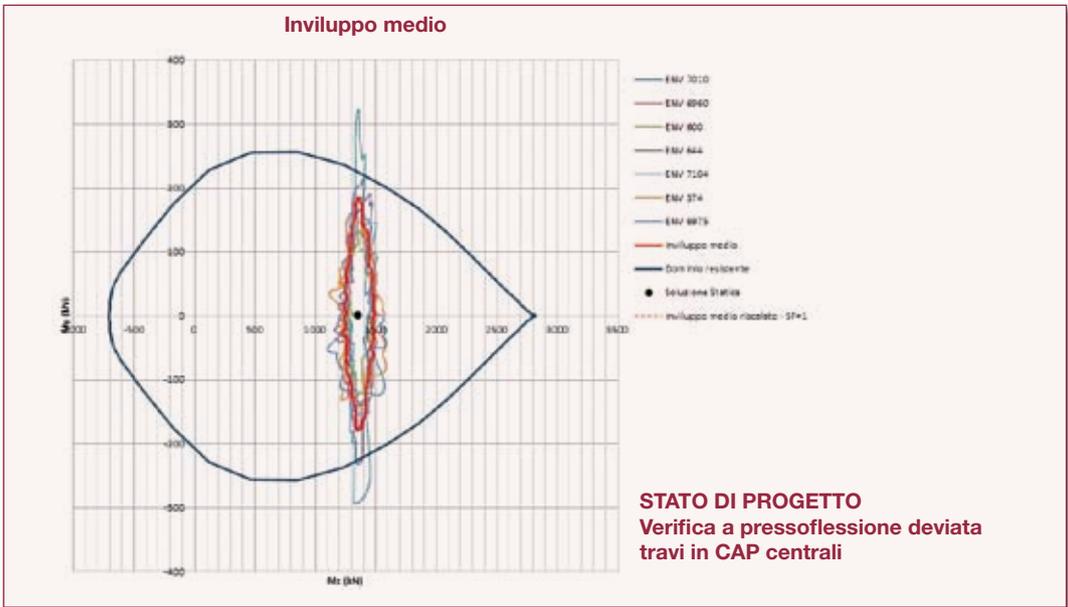
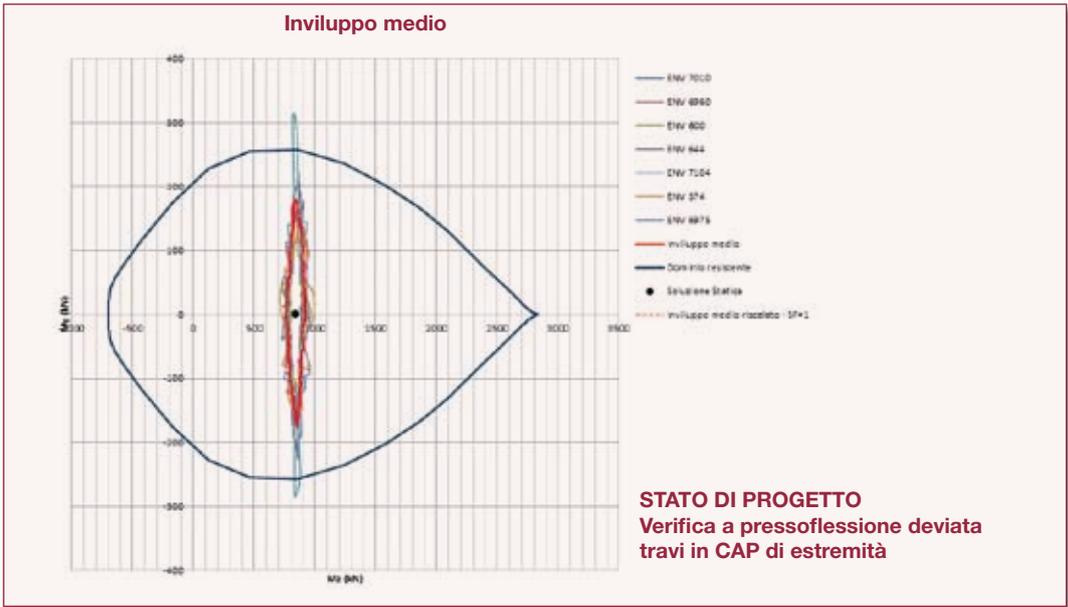
Relativamente invece alla configurazione di progetto, si ottiene:

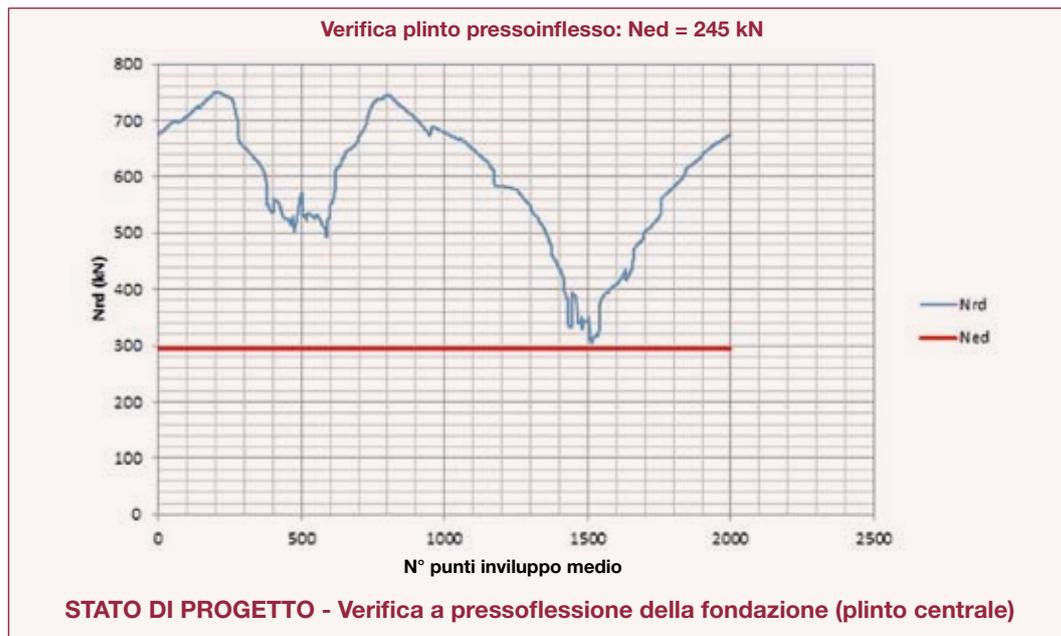
Involuppo medio



STATO DI PROGETTO
Verifica a pressoflessione deviata Pilastro centrale

ATTENZIONE: Lo stato di sollecitazione è calato notevolmente sull'asse forte (piano del portale), mentre rimane significativo sull'asse debole della sezione (piano ortogonale del portale)





L'indicatore di rischio sismico relativo alla configurazione dello stato di progetto, è sempre il minimo degli SF mostrati nei grafici specifici e vale quindi 0,55. Con tale indicatore di rischio sismico sono soddisfatte anche le verifiche a pressoflessione in fondazione.

In termini di tempi di ritorno, ciò equivale a dire che, relativamente allo stato di fatto, l'edificio può sopportare un evento sismico con tempo di ritorno di circa 20 anni, mentre con l'intervento di progetto il tempo di ritorno sale a circa 140 anni.

Conclusioni

L'intervento di miglioramento, così per come è stato concepito, ha permesso di ridurre notevolmente le sollecitazioni alla base dei pilastri ed in fondazione; più precisamente:

- Non è necessario intervenire per aumentare la resistenza a pressoflessione nei pilastri di spigolo;
- Sono calate le sollecitazioni flettenti fuori piano anche per le travi in CAP della copertura;
- Per i pilastri centrali sono calate drasticamente le sollecitazioni nell'asse forte della sezione resistente (ovvero con sbandamento nei piani dei singoli portali).

Lo Scale factor della verifica a pressoflessione dell'impronta di terreno sotto il plinto di spigolo è aumentato notevolmente (arriva a 0,52), mentre rimane basso per i pilastri centrali. Il motivo di ciò è che i damper permettono di ridurre notevolmente le forze nel piano dei portali, ma non in senso ortogonale, dal momento che le forcelle (che è scontato che debbano venire rinforzate), impediscono ogni possibilità di dissipazione trasversale.

Sono state ipotizzate quindi due ulteriori strategie di intervento:

- Controventamento dei portali in direzione ortogonale, sui lati lunghi, e nel piano dei medesimi, sui lati corti, con semplici tiranti o con elementi dissipativi;

- Riduzione delle forze sismiche cercando di stimare lo smorzamento del terreno di fondazione e lo smorzamento strutturale (assunto cautelativamente pari al 2%).

Il controventamento laterale, unico intervento fino ad ora controllabile, permette di superare il 60% di miglioramento sismico, purchè vengano rinforzati alla base a taglio i pilastri.

Se si mettesse in conto anche lo smorzamento globale, visto che può essere notevole, si potrebbero ottenere ulteriori possibilità di miglioramento. È sottinteso che tra gli interventi di miglioramento, oltre al rinforzo delle forcelle, è previsto anche di impedire il crollo dei tegoli alveolari di copertura.

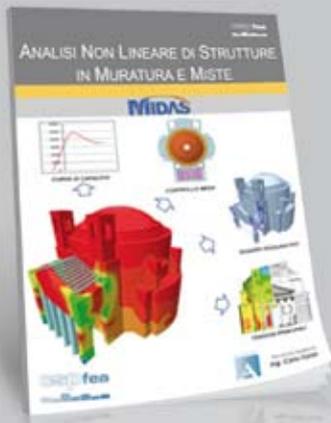
Chiaramente l'intervento nel suo complesso è impegnativo, ma d'altronde le risorse resistenti di partenza della struttura sono molto limitate.

Quanto però previsto si mantiene al di sotto del costo di realizzare ex-novo la palestra.

Una riduzione notevole dei costi di intervento si potrà ottenere quantificando lo smorzamento strutturale complessivo dell'opera, per cui, si cercherà di sensibilizzare intensamente l'Amministrazione in tal senso.

È importante anche notare che l'intervento ipotizzato, è eseguibile a fasi, pertanto il progetto degli interventi di miglioramento dovrà contenere una specifica analisi.

IN LIBRERIA



Analisi Non Lineare di Strutture in Muratura e miste

Il testo affronta la tematica delle murature, presentando vari metodi di analisi.

Sono presentati anche casi prova di analisi di strutture in muratura e miste, dal telaio equivalente alle analisi non lineari con differenti modelli costitutivi.



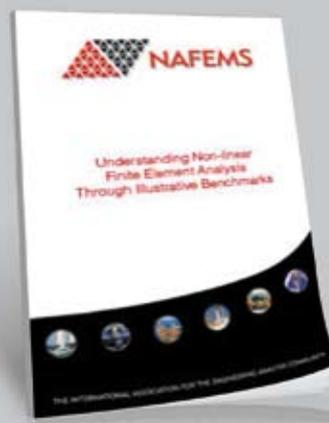
Buone Pratiche di Modellazione dei Prefabbricati in Zona Sismica

Al fine di individuare delle buone pratiche di modellazione ed analisi per la tipologia strutturale dei capannoni esistenti, gli autori hanno elaborato questo documento, che mette in luce aspetti e problemi e propone soluzioni di modellazione ingegneristicamente ragionevoli.



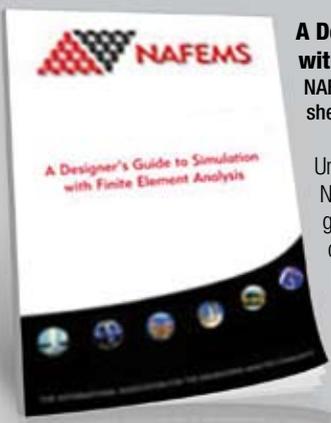
Elementi Non Strutturali in Zona Sismica

Manuale sulla modellazione e l'analisi numerica di elementi non strutturali soggetti ad azioni sismiche: gli elementi non strutturali (impianti, controsoffitti, tamponature, tramezzature, facciate, scaffalature, etc.) sono oggetto di progettazione ad azioni sismiche.



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 non lineari, 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.



A Designer's Guide to Simulation with Finite Element Analysis

NAFEMS, Giugno 2008, V. Adams Published June 2008 Softback, 138 Pages.

Una guida interessante come molte di NAFEMS che centra il bersaglio. La guida si rivolge infatti a quegli utenti di software CAD, in genere ingegneri progettisti anche esperti, nei quali sono integrati strumenti di analisi numerica. Tali strumenti "all-in-one" enfatizzano primariamente gli aspetti geometrici, una situazione piuttosto diffusa nel settore meccanico, ma

vicina anche al settore civile. Accade spesso che software di analisi economici, dotati di materiali di apprendimento ridotti all'essenziale, portino l'ingegnere a credere che le analisi condotte siano, con altrettanta semplicità, validabili. La guida parte da questo punto per individuare le indispensabili informazioni omesse sull'argomento.



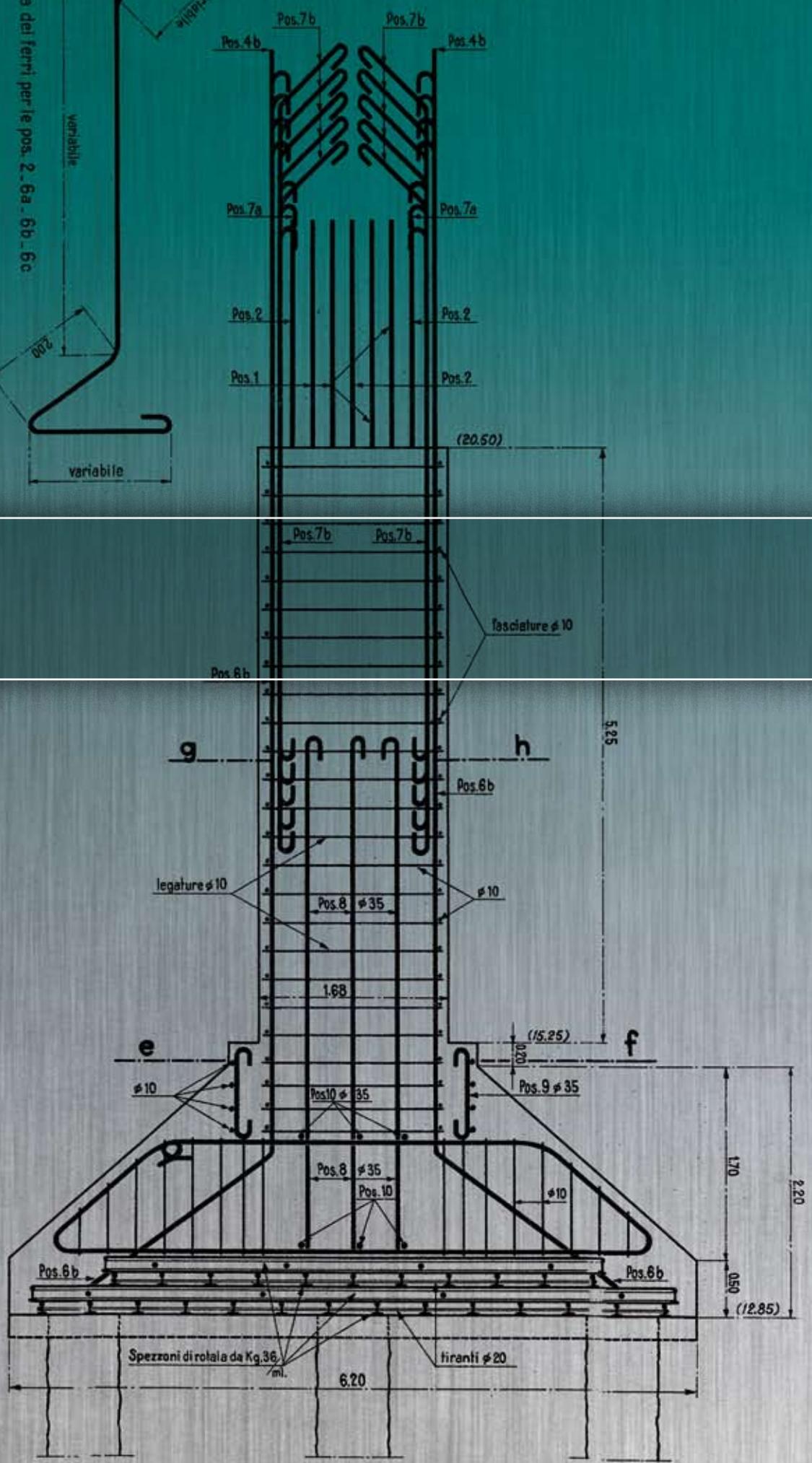
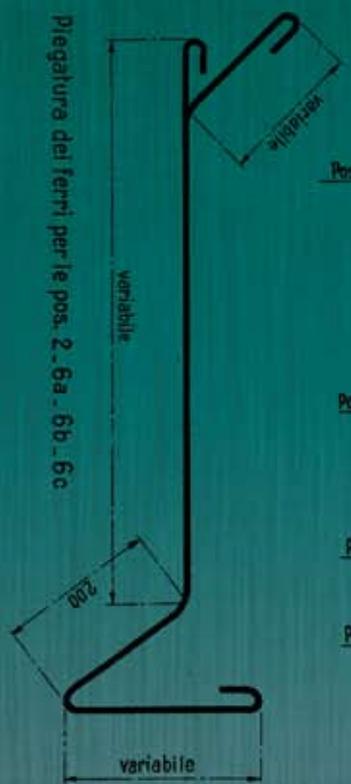
What is Verification and Validation?

ASME, NAFEMS, 2009

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.

Scaricabile gratuitamente

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



PONTI



Ing. C. Tuzza¹
Ing. P. Segala²

Ponti

Vulnerabilità sismica di Ponti in Muratura

1. Resp. Supporto tecnico CSPFea
supporto@cspfea.net
2. Direttore Responsabile di
"StructuralModeling"
direttore@structural-modeling.it
Twitter: @CSPfea1

I ponti ad arco in muratura sono assai diffusi nella rete infrastrutturale nazionale; si tratta di opere costruite per lo più nel secolo scorso, che svolgono tuttora la propria attività a pieno regime. In questo articolo viene descritta un'analisi sismica su un ponte esistente in muratura tramite il software di calcolo agli elementi finiti Midas/FEA.

In particolare viene effettuato uno studio delle frequenze proprie di vibrare e una valutazione della capacità resistente sotto l'effetto di una spinta laterale (analisi Pushover) rappresentante un possibile sisma. I ponti sono strutture non ordinarie, ben diverse dai classici edifici caratterizzati da muri portanti (perimetrali e di spina), orizzontamenti rigidi o flessibili, per i quali la normativa è in grado di fornire una linea di intervento comune.

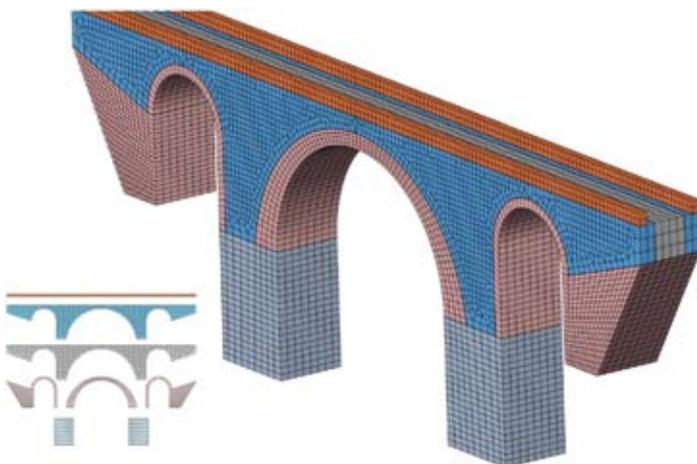
I ponti in muratura, a causa della loro forte eterogeneità, necessitano di analisi secondo percorsi di studio dedicati ed approfonditi dove sono raramente applicabili modelli a telaio equivalente con cerniere plastiche, mentre vale spesso la pena di affrontare una modellazione del continuo geometrico mediante modellazione FEM e una modellazione costitutiva dei materiali detta "macromodellazione"¹ (considerando un materiale omogeneo con caratteristiche equivalenti a quelle della muratura composta da malta e blocchi), considerando non linearità e comportamento elasto fragile, al fine di evidenziare l'apertura di fessure (crack pattern) e la conseguente redistribuzione degli sforzi in altre parti del manufatto.

1. I termini "macro modellazione" e "micro modellazione" nelle analisi numeriche di murature sono stati resi popolari dalla famosa Tesi di Dottorato di Paulo Lourenco, oggi Professore dell'Università di Minho (P), svolta presso il Politecnico di Delft (NL) nel 1997, i cui chiarissimi capitoli introduttivi sono di grande utilità per comprendere le corrette strategie di modellazione della muratura mediante tecniche FEM [http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications%5C1996a_Lourenco.pdf].



Si considera un Ponte stradale in muratura di pietra composto da tre archi, di cui l'arcata centrale ha luce pari a 21.5 m e quelle laterali di 8 m. Il ponte è lungo complessivamente 72.5 m e largo 5.8 m. La muratura del volto risulta in mattoni e malta ce-

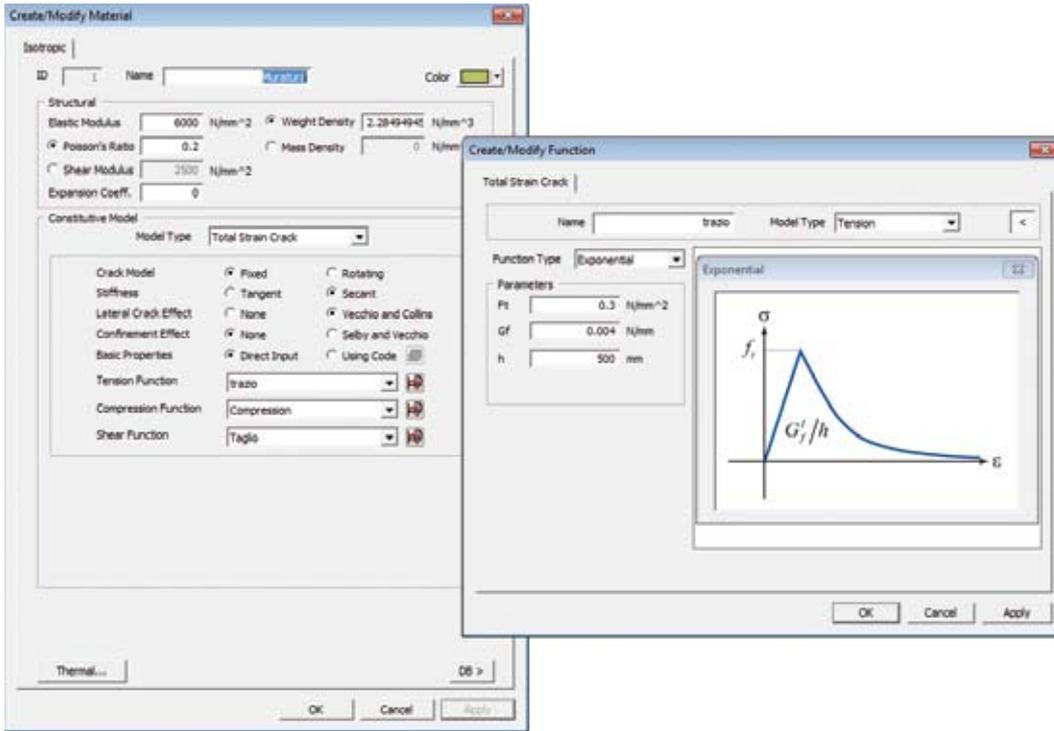
mentizia per lo scheletro interno, in pietra da taglio a conci rifiniti per gli elementi in vista nell'intradosso e le armille. Il riempimento è dato dal riporto di terre tra i timpani con materiale proveniente dagli scavi di splattamento e fondazione o da cave.



La strategia di modellazione passa dal Modello Fisico² (il ponte reale) al Modello Matematico, per il quale si conservano tutti principali elementi geometrici del rilievo e si considerano i materiali mediante Modelli Costitutivi che tengano conto del comportamento fragile, senza però entrare nella complessità di "micromodellazioni" di mattoni e malta. Il Modello Matematico è vincolato alla base delle pile ed alle estremità. L'unico carico utilizzato è il peso proprio su tutti gli elementi che rappresentano sia la parte strutturale, archi, pile, sia il materiale di riempimento.

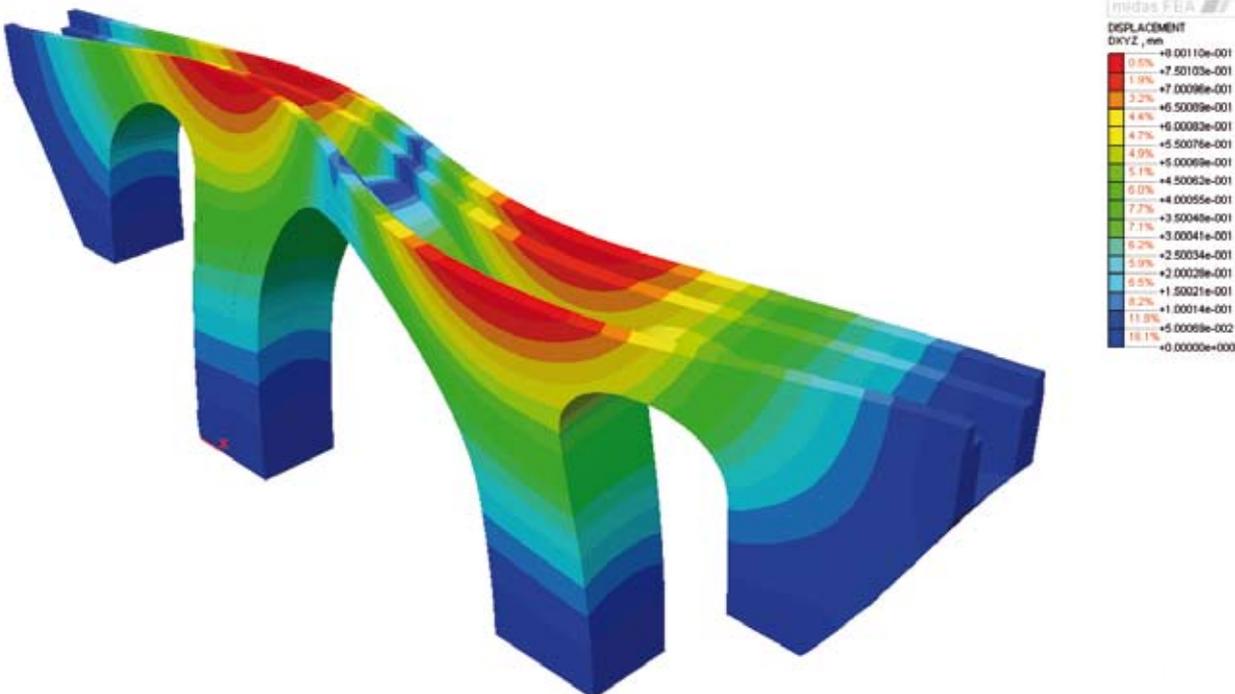
Il Modello Numerico fa uso di Elementi Finiti di tipo Solido utilizzando elementi brick a formulazione lineare a 8 nodi. La creazione della Mesh è lasciata al generatore automatico di MIDAS/FEA, consta di 25000 Elementi che sono stati generati automaticamente in 3 fasi da pochi minuti l'una, a seguito del quale, l'analista ha l'opportunità di esaminare la qualità della mesh generata in termini di distorsioni degli elementi finiti con numerosi contours disponibili in MIDAS/FEA (Jacobiano, elementi collassati, distorti etc...).

2. I termini Modello Fisico, Matematico, Numerico, hanno una precisa origine. Essi costituiscono i tre passaggi concettuali che conducono ad una corretta ed affidabile analisi numerica della struttura. La terminologia è ormai di uso internazionale. Per un rapido approfondimento si può consultare il documento redatto da ASME e NAFEMS [www.nafems.org/downloads/working_groups/amwg/4pp_nafems_asme_vv.pdf].



Per i Modelli Costitutivi dei Materiali vengono scelti 2 tipologie di materiale, uno strutturale con rigidità data da un $E = 6000$ [Mpa], resistenza a trazione di circa 0.3 [Mpa] e di compressione 4.5

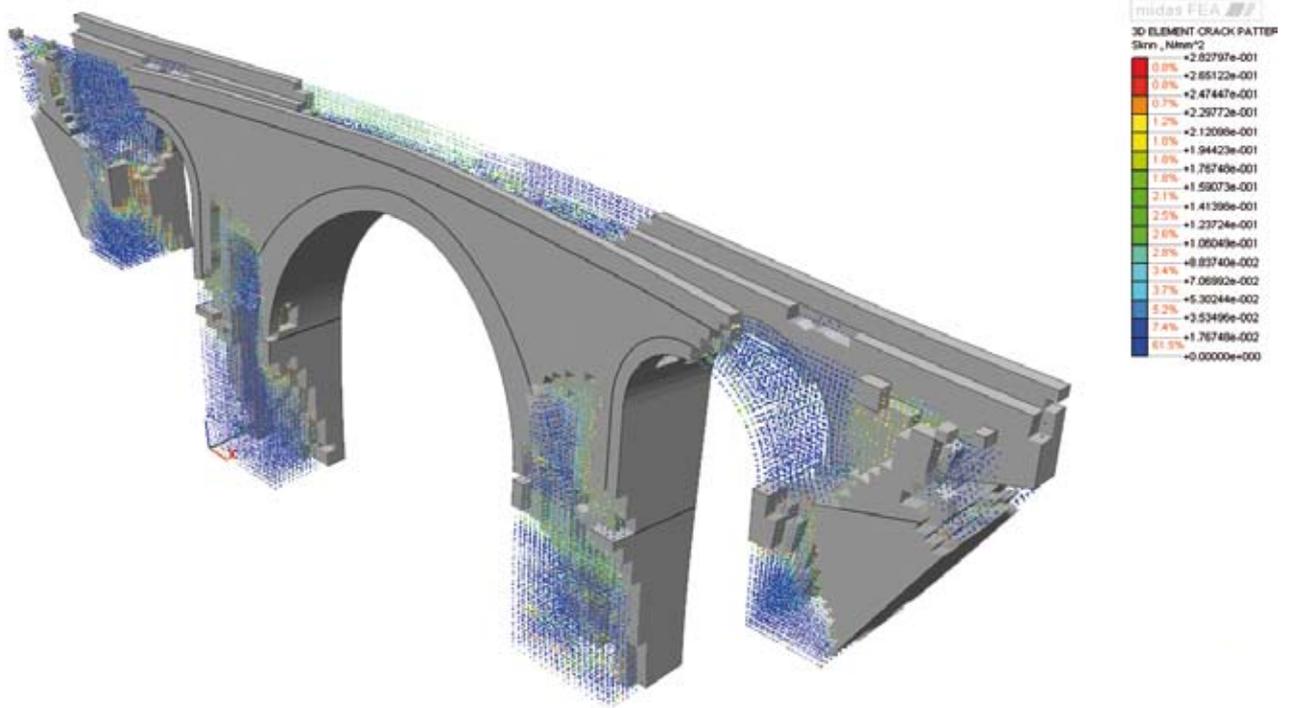
[Mpa] ed uno di riempimento con $E = 500$ [Mpa], resistenza a trazione di circa 0.1 [Mpa] e di compressione 3 [Mpa].



Viene svolta una analisi lineare delle frequenze e modi propri della struttura, in virtù delle masse assegnate e delle caratteristiche dei materiali forzosamente linearizzati. Ciò permette l'estrazione delle frequenze proprie del ponte e la valutazione delle più significative in base alla percentuale di massa eccitata e del valore del

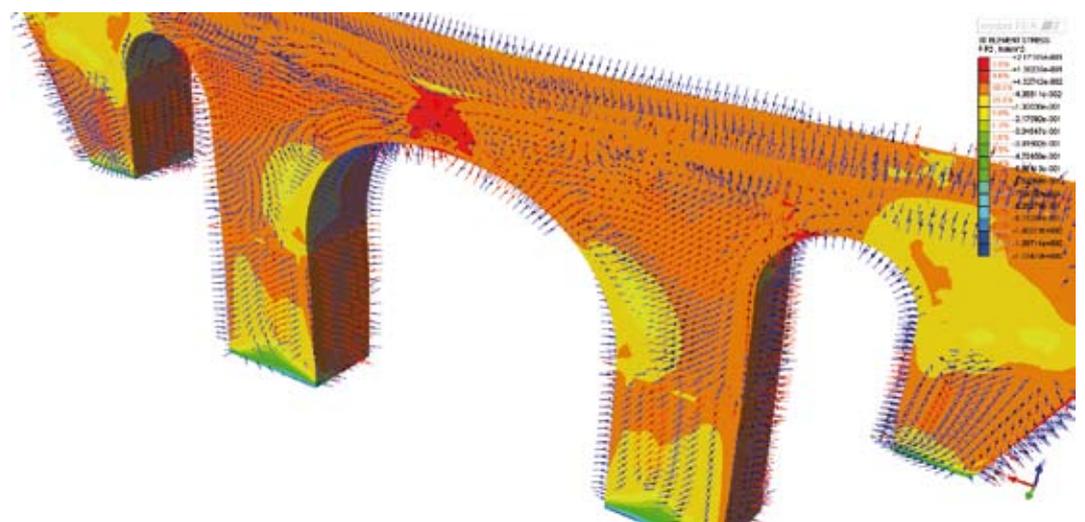
periodo proprio. È in tale fase che è possibile "calibrare"³ il Modello Numerico mediante misuratori di frequenze e di spostamenti disposti sulla struttura reale. Ciò permette all'analista di rivedere e controllare la correttezza delle scelte di modellazione nei passaggi da Modello Fisico, Matematico e Numerico.

3. Attenzione: un Modello "calibrato" su di un test sperimentale non è un Modello "validato", ma solo un modello numerico che riproduce correttamente i risultati di un singolo test sperimentale. Per il concetto di Validazione, si faccia riferimento ancora ad ASME e NAFEMS già citato.



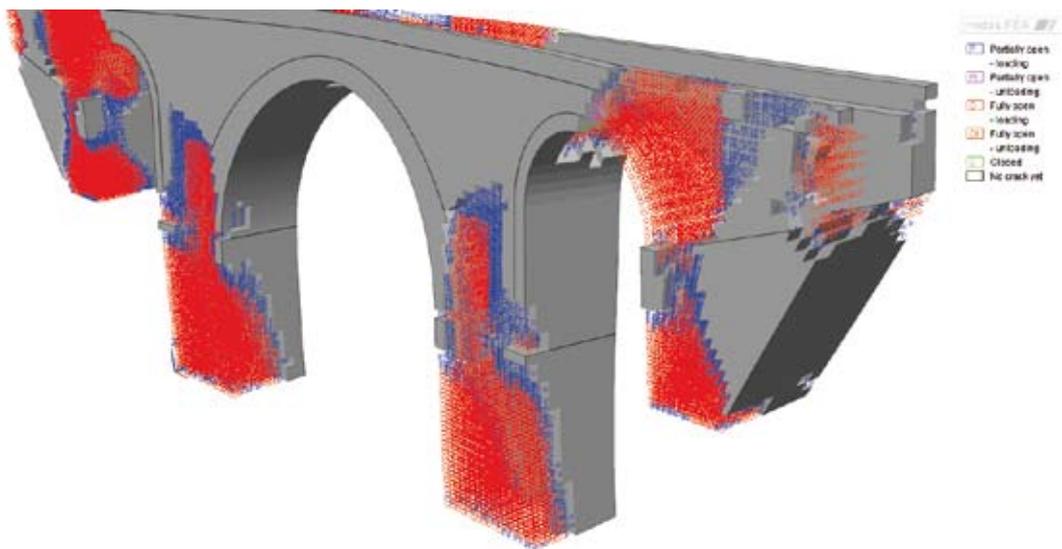
L'analisi Pushover che ne segue si effettua con una "Spinta" proporzionale al modo più significativo. L'analisi utilizza i Modelli Costitutivi non lineari che considerano comportamento elasto-plastico-fragile. Il modello attualmente più usato in tali applicazioni è il cosiddetto "Total Strain Crack Model", che permette di considerare un materiale equivalente omogeneo (macro-modellazione), con comportamento elasto-plastico (con curva di softening) in compressione, ed elasto-fragile (con comportamento comandato dall'energia di

frattura) in trazione. Questo modello, derivante dalla formulazione di Jan Rots, del Politecnico di Delft (NL), è implementata in MIDAS/FEA e DIANA, ed è considerato attualmente il modello costitutivo più utile alla modellazione di murature e calcestruzzi. L'analisi richiede circa 45 minuti. L'analista procede a variare i parametri dei Modelli Costitutivi e a rieseguire le analisi in modo da valutare la sensibilità numerica del modello e comprendere l'eventualità di ricorrere a prove sui materiali più dettagliate.



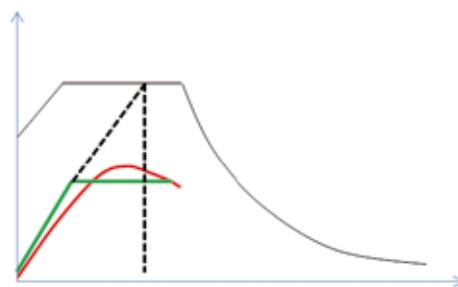
Mappatura delle tensioni principali di trazione e vettori rappresentati le isostatiche di trazione.

Questi risultati servono ad individuare il meccanismo di collasso globale della struttura.



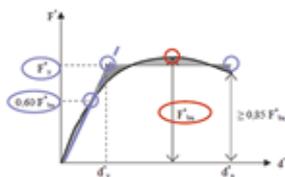
Informazione di dettaglio dello stato di danno. La particolare simbologia qui mostrata deriva dalle caratteristiche del Modello CostitutivoTSC che permette di evidenziare e descrivere lo stato della fessurazione ai vari step incrementali di carico. In

effetti, a causa della redistribuzione degli sforzi per gli effetti non lineari, si potrà riscontrare una fessurazione in stato di avanzamento, oppure una fessura ferma all'aumentare del carico, o, infine, una fessura in fase di chiusura (unloading state).



Confronto domanda - capacità

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$



Per la verifica globale della struttura sotto l'effetto di una determinata spinta, MIDAS/FEA e DIANA forniscono una curva Taglio-Spostamento che rappresenta la capacità di resistenza della struttura. Un apposito software online (freeware) di CSPfea permette di fare un confronto con la domanda rappresentata dallo spettro ADSR di quel-

la zona. **La procedura riprodotta da questo software è la stessa descritta sulla normativa, la curva di capacità viene scalata secondo un sistema a 1gdl, trasformata in termini di accelerazione / spostamento e successivamente bilinearizzata secondo una procedura di equivalenza delle aree.**



Guido Camata, Antonio Sarni, Enrico Spacone

Dipartimento PRICOS, Università di Chieti-Pescara, viale Pindaro 42, 65127 Pescara

Ponti

Applications of the first draft of the new Italian guidelines for the seismic vulnerability assessment of bridges

1. Introduction

The seismic response of existing bridges can be assessed with different tools which range from simplified linear elastic hand calculations to sophisticated three dimensional nonlinear time history analyses. This paper applies linear and nonlinear dynamic analyses to an existing reinforced concrete bridge, using Eurocode 8 (2005) and the draft Italian guidelines for the seismic vulnerability assessment of existing bridges, prepared in the framework of the ReLuis project, funded by the Italian Civil Protection Department in support of the new seismic design guidelines (OPCM 3431, 2005). The methods of analysis used are: Response Spectrum Analysis (RSA), Nonlinear Pushover Analysis (NPO) and Nonlinear Time History Analysis (NTH). RSA is used to determine the seismic demand computed as maximum response quantities from the inelastic design spectrum provided by the code. The design spectrum is obtained dividing the elastic spectrum by the force reduction factor q . This tool presents some issues and some simplifications that need further discussion. For existing structures, which were not designed following capacity design principles and that do not present appropriate seismic details, the values to adopt for the q factor are still under discussion. In addition, since the RSA is linear, it cannot provide insight on the post yielding behavior of the structure. The realistic response of irregular bridges under the design seismic action is more appropriately estimated by means of a dynamic non-linear time-history analysis (Eurocode 8 – Part 2, 2005). An approximation of the non-linear response may also be obtained by a combination of an equivalent linear analysis with a Nonlinear Pushover Analysis (Euro-code 8 – Part 2, 2005).

The initial load step of both nonlinear procedures (NPO and NTH) is the application of the gravity loads. The gravity loads remain constant during the nonlinear analysis. Gravity loads affect the initial state of the structure by applying large compression forces to the piers. NPO can be a useful tool to investigate the nonlinear behavior and to assess the seismic vulnerability of existing structures. Unfortunately, the NPO is not readily applicable to irregular structures, since it was originally developed for plane frames and its extension to space frames is not straightforward and may not be achievable. The NTH analysis is the most general nonlinear method of analysis and there are no computational peculiarities related to earthquake engineering analysis. The input force is the input ground motion, expressed in the form of one or more accelerograms. NTH appears to be the most accurate analysis method among the analytical tools available at present, even though there are still some important issues that need to be fully understood and solved. NTH is deemed unpractical by some because of the computational length of the analysis. In addition, the research community has not yet reached clear guidelines on the selection of the ground motions and on the amount of viscous damping to use. Finally, the directions along which the ground motions are applied to skewed-irregular bridges cannot be easily identified.

This paper applies the above mentioned three methods of analysis (RSA, NPO and NTH) to the seismic vulnerability assessment of an existing reinforced concrete bridge. The aim is to compare the results obtained with the different methods in order to critically evaluate them and to gain practical insight on the numerical investigations and on their results.

2. Bridge description

The bridge is a two-lane reinforced concrete-curved bridge located along the national highway 16 “Adriatica” (the major north-south highway along the Adriatic Sea coast) near the town of Vasto Marina, south of Pescara in the Abruzzo Region, Italy. Figure 1 shows schematic plan and elevation views of the 260 m long bridge with the basic structural dimensions.

The bridge has a sharp bent about 1/3 from the south end. The bridge is irregular in plan and height. The exact construction date is unknown, but based on the design details and the state of conservation it was most likely built in the 1960s. The bridge is located near the Adriatic seacoast and some of the steel reinforcement is badly rusted. The bridge is separated into 7 sections by 14 Gerber hinges. The superstructure is partly continuous, with Gerber beams connecting the continuous sections of the bridge. The superstructure consists of 5 longitudinal precast prestressed concrete beams connected by transverse beams, which carry a cast-in-place reinforced concrete deck. The piers consist of multi-column bents connected by transverse beams above the foundations and by a cap beam at the top. The columns have variable height and have tapered sections. It was possible to retrieve some of the original drawings used at the time of construction; however it was necessary to complete this information with an accurate geometric survey. A limited number of on site non destructive tests were carried out to evaluate the concrete compressive strength. The average concrete cylinder strength, f_{cm} is assumed to be 20 MPa. The steel is assumed to have an average yield strength of 315 MPa. As indicated by OPCM 3431 (2005),

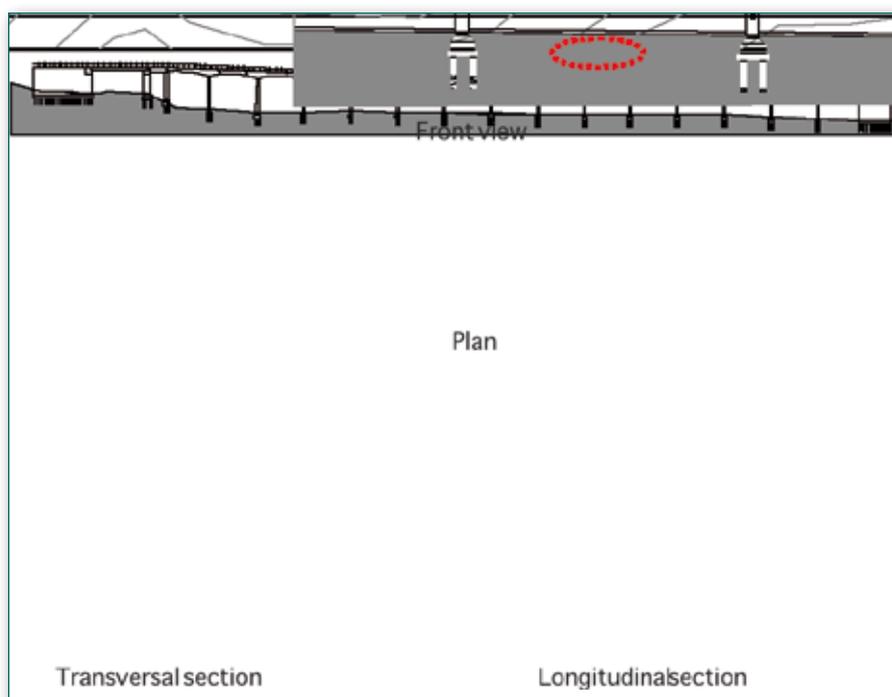


Figure 1:
Vasto Marina viaduct

the average material strengths are used for the analyses. The pier longitudinal steel reinforcement consists of 10 28 mm diameter bars. The stirrups have a 8 mm diameter and are spaced at about 15 cm. The structure sits on type C subsoil: deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay (Soft Soil - OPCM 3431, 2005). Four hazard levels are possible according to the new Italian seismic codes (OPCM 3431, 2005). The a_g value is selected with reference to the return period of the seismic action for the severe damage limit state (or equivalently the reference probability of exceedance in 50 years). For this site, which is zone 3, the a_g value is 0.15g.

3. Viaduct numerical model

The dynamic behavior of simple bridges can be usually described by a limited number of vibration modes, with the fundamental period and mode shape providing a good indication of the bridge dynamic response. Also, many Italian long bridges, erected as simply supported multiple support girders, can be studied as separate structural subsystems, depending on the support details. Bridge systems with irregular geometry, such as the Vasto Marina viaduct, exhibit a complex dynamic response which cannot be captured in a separate subsystem analysis. The bridge is divided into frames by the Gerber hinges which act as movable supports. In the longitudinal direction, these joints are simple rollers that make the frames behave separately. Each frame develops its own characteristic dynamic response. Transversally, the hinges are restrained and do not allow any movement. Therefore, the single

bent cannot be analyzed independently. Furthermore, the longitudinal girder direction changes, thus there is coupling between the longitudinal and transverse directions of the different bent supports. For these reasons, a global model of the entire bridge is built, with particular care on the joint and node models. Two structural models are developed with lumped and distributed plasticity with the commercial program Midas Civil v. 7.1.2. (Midas 2006). The piers, the longitudinal girders and the girder transverse beams are idealized with nonlinear beam elements. The top deck is modeled with linear shell elements, as shown in Figure 2. The shell elements used have incompatible modes and drilling degrees of freedom. A total of 3173 nodes, 1611 beam elements and 1562 shell elements are used. Because Midas program does not include tapered elements for the nonlinear analyses, the tapered

section piers are idealized with at least two elements. The Gerber support hinges are modeled with two overlapping nodes connected by equal displacement kinematic constraints in the x,y and z direction (equal constraints). The roller joints are

modeled in a similar manner but the x direction is not constrained. In order to simulate correctly the flexural behavior of the piers in the longitudinal and transverse directions, two different constraints are inserted, as shown in Figure 2.

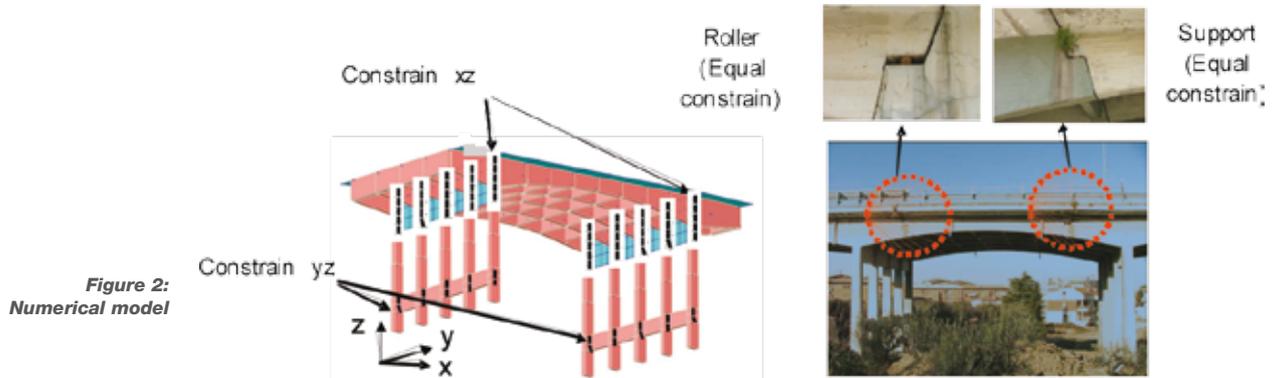


Figure 2: Numerical model

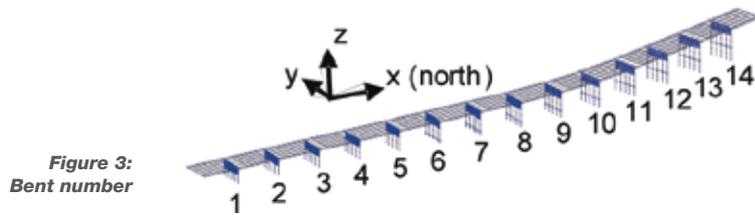


Figure 3: Bent number

At the column top, the longitudinal girder blocks flexure in the x-z plane. Where the columns cross the transverse beam above the foundations, the transverse beam prevents flexure of the column in the y-z plane. Appropriate constraints are added to model the above behaviors. It is also worth pointing out that the transverse beams above the foundations create short columns that typically attract large shear forces. The multicolumn bents are numbered from 1 to 14 from south to north, as shown in Figure 3.

4. Viaduct numerical model

The vertical and lateral forces cause cracking of the reinforced concrete piers. This implies a reduction in the pier flexural stiffness and therefore a softer dynamic behaviour than the elastic response of the bridge. This issue is of interest in the lumped plasticity model, where all elements remain linear elastic until the plastic hinges form, and nonlinearities are lumped at the plastic hinge locations only. The amount of stiffness reduction depends on the member ductility. The more ductile the piers are, the higher the reduction of the flexural stiffness. EC 8 Part 2 (2005) suggests to use the effective flexural stiffness calculated on the

basis of the secant stiffness at the theoretical yield point for reinforced concrete members in bridges designed for ductile behaviour, whereas for structures with limited ductile behaviour, EC 8 suggests to use either the secant stiffness (or effective stiffness, defined in the following paragraph) or the flexural stiffness of the uncracked gross concrete sections. Since the bridge members have limited ductility, for comparison purposes RSA and NPO with the lumped plasticity model are carried out with both uncracked and effective stiffness. The effective stiffness is idealized reducing the section moment of inertias and is calculated as follows:

$$I_{eff} = \nu \cdot \frac{M_R(N)}{\phi_y E_c} \quad (1)$$

where E_c is the concrete elastic modulus, ν is a correction factor which takes into account the higher stiffness of the uncracked length of the pier, $M_R(N)$ is the design ultimate moment under a constant applied axial force N and ϕ_y is the section yield curvature. The values of $M_R(N)$ and ϕ_y are obtained with a bilinear approxima-

tion of the moment-curvature curve obtained from the section analysis of every pier. The axial force considered is that of the gravity loads only. The secant stiffness of the equivalent bilinear curve connects the origin with the yield point in such a way that the areas A and B are equal as shown in Figure 4.

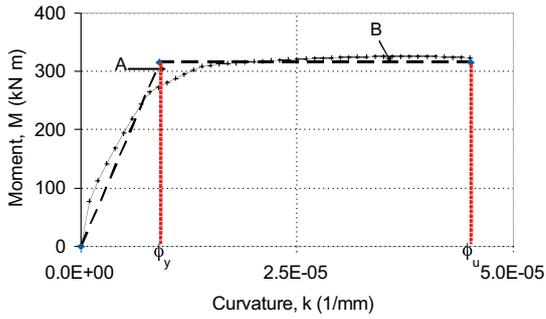


Figure 4: Moment-curvature and equivalent bilinear curves at constant axial load $N=-822$ kN for the east-end pier in bent 1

The ultimate curvature ϕ_u in Figure 4 is found from a section analysis, using the nonlinear concrete and steel laws of Eurocode 2 (2005) and setting the ultimate concrete strain $\epsilon_{cu}=0.0035$. Figure 4 shows the section analysis results in the longitudinal direction for the base section of the east-end pier of bent 1 (labeled Pier 1A).

The uncracked-to-effective stiffness ratios along both directions for Pier 1A ($H=0.7$ m, $B=0.35$ m) are 0.72 and 0.5 in the longitudinal and transverse direction respectively. This procedure is applied for every bridge pier. The average ratio is 0.7 in the longitudinal direction and 0.5 in the transversal direction.

5. Linear analysis (RSA)

The linear method of analysis used is the classical response spectrum analysis (RSA) according to OPCM 3431 (2005). The seismic design action, A_{Ed} , is expressed in terms of the reference

seismic action, A_{Ek} , associated with a reference probability of exceedance, $PNCR$, in 50 years or a reference return period, $TNCR$, and the importance factor γ_I :

$$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek} \quad (2)$$

The Vasto Marina viaduct can be classified as class I bridge and the importance factor value given in OPCM 3431 (2005) is $\gamma_I=1.3$. Since the structure has limited ductility, the behavior factor q_l in the longitudinal direction is set equal to 1.5. In the transverse direction, the pier bases are quite squat and prone to shear failure, therefore the behavior factor, q_t is set equal to 1.0. Two analyses are performed with uncracked and effective stiffness for the piers. The bridge deck between two Gerber hinges behaves independently in the longitudinal direction, but not in the transversal direction. The first fundamental mode in the transverse direction for the analysis performed with the effective stiffness is the 6th global mode, with a 0.6 sec period and a mass

participation factor of 59% in the global transverse direction y . It is interesting to note that performing the analysis with the uncracked section, not only, as expected, the periods decrease because of the higher pier stiffness, but also the mass participation factors change. This happens because some of the mode shapes change. Because of these changes the seismic forces may be redistributed differently and the uncracked section analysis may be unconservative. The vibration modes are combined using the CQC method. The multidirectional combination used is the 100/30 rule (OPCM3431, 2005). The design value E_d of the action effects in the seismic design load combination is found as follows (OPCM3431, 2005):

$$E_d = G_k "+" A_{Ed} \quad (3)$$

where "+" implies "to be combined with" and G_k are the actions due to the characteristic values of the gravity loads. First, the results obtained using the effective stiffness are presented. Shear and flexural design checks of the pier critical sections are performed. The piers subjected to highest design forces are the less slender located at the bridge south end. For the design spectrum used, the bridge capacity is well below the demand. The shear design forces calculated are: $V_{Sdx} = 441$ kN (longitudinal direction) and $V_{Sdy} = 460$ kN (transverse direction). The shear strengths of Pier 1A are $V_{Rdx}=276$ kN and $V_{Rdy}=136$ kN in the lon-

gitudinal and transverse directions, respectively. The maximum peak ground acceleration that can be sustained by the bridge according to the RSA is $a_g = 0.04g$. The same analysis is performed using the uncracked section properties and a design spectrum with $a_g = 0.04g$. In this case both the flexural and shear demands are higher than the section capacities. In the case of Pier 1A the analysis carried out with the uncracked section is more conservative. The maximum peak ground acceleration that the bridge can withstand in shear using the uncracked section properties is $a_g = 0.03g$.

6. Pushover analysis

The NPO consists of applying monotonically increasing constant-shape lateral load distributions to the structure under consideration. The viaduct model is three-dimensional, because of the plan irregularity of the structure. Two separate analyses with lateral loads applied in one direction only are performed with the aim of finding the ratio, α_u/α_1 , that is the ratio between the ultimate base shear and the base shear at the formation of the first plastic hinge. In addition, the NPO can provide information on the plastic hinge formation sequence and to check the structural performance for given design target displacements. In the longitudinal direction, the section between the Gerber hinges are considered dynamically independent and therefore the piers are considered as a single-degree of freedom oscillator. Two load distributions are applied to each bent: one proportional to the masses multiplied by the first mode shape and the second one proportional to the masses. In the transverse direction, the load distributions are applied to the entire bridge model. The NPO is performed with the lumped plasticity model only. Two hinge types are defined: one to simulate the flexural behavior (deformation controlled) and the other one to simulate the shear behavior (force controlled). The deformation

controlled hinges are modelled with $M-\kappa$ curves according to the FEMA 356 (2000) Seismic Rehabilitation Guidelines for Buildings, and the force controlled hinges are modelled assigning the shear strengths computed with Eurocode 2 (2005). For each NPO in the longitudinal direction, a node at the pier top is selected as reference point, whereas in the transverse direction the centroid of the deck is selected as reference point. As indicated in Linee Guida (2005) and Eurocode 8 (2005), the target displacement d_T is computed with a modal analysis performed with an elastic response spectrum. The target displacement represents the displacement that the reference point has to reach for each analysis for a given limit state. The capacity curve obtained with every analysis is approximated by an energy-equivalent bilinear curve. In the longitudinal direction, α_u/α_1 is approximately equal to 1.4. This result seems to justify a selection of $q_I=1.5$, given the limited ductility offered by the structure in the longitudinal direction. In the transverse direction the curve remains elastic until the formation of the first hinge. The first hinge is force-controlled and corresponds to shear failure of one of the piers of bent 1. A behavior factor q_I equal to 1 seems to be appropriate in the transversal direction.

7. Time history analyses

NTH are performed with the program Midas Civil v. 7.1.2. (Midas 2006), using distributed plasticity, force-based, fiber-section frame elements. To perform the analysis, seven pairs of recorded accelerograms are used. The accelerograms have magnitudes, source distances, and mechanisms consistent with those that define the design seismic input. These earthquake records are part of a suite of ground motions that comply with the requirements of the new Italian seismic codes, OPCM 3431 ($a_g = 0.15g$, Type C Subsoil). They can be found at the website:

<http://reluis.rdm-web.com/pagine/Accelerogrammi.htm> (file C3 (cor).zip).

The main requirement is that the average spectral ordinates of the seven records must match (with a small tolerance), the elastic code spectrum. In particular, the average recorded spectral ordinates must not underestimate the code spectrum ($a_g = 0.15g$) by not more than 10% over a broad period range. Rayleigh damping ratio is used for the analysis. The first longitudinal mode and the first transversal mode (6th mode) are assigned a damping ratio of 0.02. As previously stated, av-

erage material strength properties are used. The concrete is modeled using the Kent and Park model, whereas the steel is modeled using the Menegotto-Pinto model. The concrete section are not well confined by the stirrups, thus a brittle concrete post peak stress-strain behavior is used. The sections are subdivided into 10x10 fibers. Because program Midas does not include tapered elements, the tapered piers are modeled with at least two elements and every element is integrated with 3 Gauss-Lobatto points. In the longitudinal direction, the pier height varies between 3 meters (Bent 1) and 10 meters (Bent 14), and the length of the first Gauss-Lobatto point varies between 250 mm and 367 mm. The base section dimensions of bent 1 are $h=700$ mm and $b=350$ mm, whereas the base section dimensions of bent 14 are $h=880$ mm and $b=350$ mm. The length of the first Gauss point was selected to match as close as possible the plastic hinge length L_p in the longitudinal direction. The piers are expected to fail predominantly in flexure in the longitudinal direction. The plastic hinge length is found according to the following expression (EC8/2005):

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_{bl} \quad (4)$$

where L is the distance from the end section of the plastic hinge to the point of zero moment in the pier (shear span length), f_{yk} is the steel char-

acteristic yield strength [MPa] and d_{bl} is the diameter of the longitudinal reinforcement.

Assuming L equal to half of the column height, $f_{yk} = 315$ MPa and $db_l = 28$ mm, L_p for bent 1 is 282.3 mm and for bent 14 is 379.3 mm. Both values are similar to the length of the first integration point. As for these two bents also the other length of the integration points were calibrated to match the plastic hinge lengths. The design base acceleration for the site is $a_g = 0.15g$. The accelerograms used to perform the NTHs in the X and Y directions are: (NTH1, 000333xa, 000333ya), (NTH2, 000600xa, 000600ya), (NTH3, 000879xa, 000879ya), (NTH4, 001312xa, 001312ya), (NTH5, 001726xa, 001726ya), (NTH6, 006918xa, 006918ya), (NTH7, 007329xa, 007329ya). Both the ensemble of the 14 accelerograms and the ensemble of the 3 accelerogram pairs, NTH1, NTH3 and NTH5 satisfy the response spectrum compatibility requirements of OPCM3431 (2005). Five incremental dynamic analyses (IDA) are performed with 3 the accelerogram pairs, NTH1, NTH3 and NTH5 for $a_g = 0.15g, 0.12g, 0.09g, 0.06g$ and $0.03g$. The absolute maximum values (as indicated by Eurocode 8, 2005) obtained with the three analyses are considered. The shear

strength is checked using the Eurocode 2 (2005) formulas, based on the modified compression field theory. The results obtained from the 3 accelerogram pairs using the maximum shear forces indicate that for $a_g = 0.03g$ the piers do not fail. The first pier to fail in the longitudinal direction is in bent 1 for an acceleration $a_g = 0.06g$. For an acceleration $a_g = 0.15g$ nearly all the pier columns fail in shear. The members sections are assumed to fail in flexure when the ultimate concrete strain, $\epsilon_{cu} = 0.0035$ is reached. The high torsion of the first bent causes failure of the outmost external column, labeled Pier 1A. The base section at flexural failure is shown in Figure 5. The high biaxial bending causes a remarkable neutral axis rotation. The maximum concrete strain and shear forces reached at the Pier 1A base for $a_g = 0.06g$ are shown in Table 1. If only three pairs of accelerograms are considered $\epsilon_{cmax} = 0.00353$, $V_{Sdx,max} = 254.9$ kN and $V_{Sdy,max} = 228.5$ kN whereas the average of the results obtained with 7 pairs of accelerograms provide design values of $\epsilon_{cmax} = 0.00318$, $V_{Sdx,max} = 190.3$ kN and $V_{Sdy,max} = 162.9$ kN.

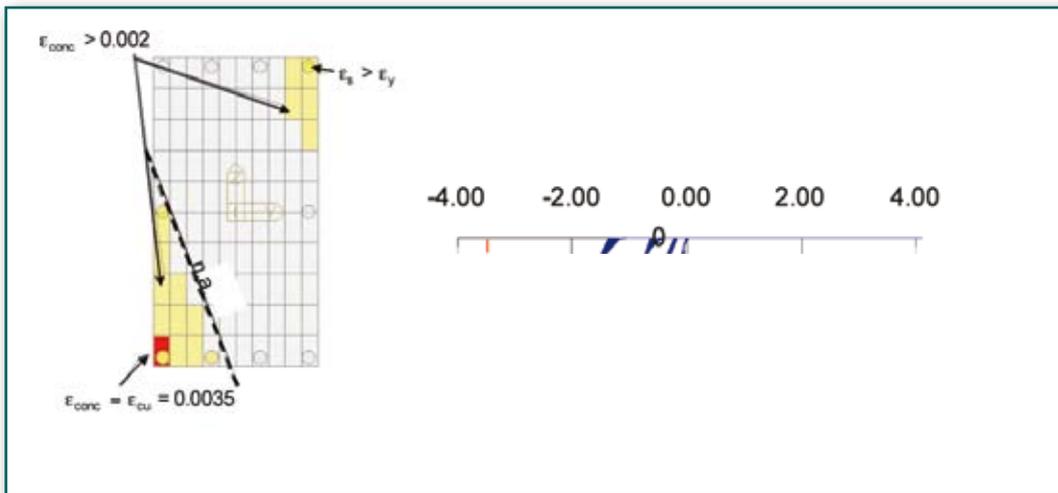


Figure 5: Base section at failure

In order to evaluate the maximum peak ground acceleration that the bridge can withstand, it is necessary to also account for the importance factor $\gamma_I = 1.3$. Therefore, considering the maximum results of three accelerograms, the acceleration which causes

flexural failure of the bridge is $0.046g$, whereas the shear failure acceleration is $0.028g$. If the average of the results obtained with 7 accelerograms is considered, the peak ground accelerations that induce failure increase by about 10%.

	ϵ_{cmax}	$V_{Sdx,max}$	$V_{Sdy,max}$
	Strainx1000	kN	kN
NTH1	3.53	198	201.7
NTH2	1.11	139.2	117.3
NTH3	3.32	254.9	219.9
NTH4	0.55	110.3	44.9
NTH5	2.38	200	228.5
NTH6	0.85	150	102
NTH7	10.57	279.8	226

Table 1: Maximum concrete strain and maximum shear at the base of column A

8. Conclusions

The main findings of this paper are summarized in hereafter. The Vasto Marina viaduct has a high risk of failure for the design seismic input corresponding to the severe damage limit state (reference return period of 50 years). The maximum peak ground accelerations that the viaduct can withstand according to RSA and NTH analyzes are similar if the uncracked section properties are used for the RSA. This result indicates that for bridges with limited ductility capacity, the uncracked sections may be used for the analyses. The NPO analyses

are performed separately for each direction. In the case of irregular bridges, with high torsional forces and high biaxial bending the NPO appears to be difficult to apply and unreliable. On the other hand, the behavior factors predicted with the NPO in the longitudinal and transverse directions seem to confirm the values originally selected for the RSA analysis. In several codes the ultimate bending capacity is estimated on the basis of the ultimate chord rotation. For example, Eurocode 8 (2005) uses the following formula:

$$\theta_{p,u} = (\Phi_u - \Phi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (5)$$

where Φ_u is the ultimate curvature, Φ_y is the yielding curvature, L_p is the plastic hinge length and L is the distance from the end section of the plastic hinge to the point of zero moment in the pier (shear span length). The formula was calibrated on the basis of simple bending tests. How reliable (and accurate) is the above approach for biaxial bending checks, such as those necessary for the bridge studied in this paper? Moreover, how can L be defined in the case of biaxial bending? It appears that further investigations are needed to improve the current

design guidelines for seismic vulnerability assessment of existing concrete bridges. This paper presents the results of an ongoing effort. Further studies are necessary to test and improve the nonlinear methods of analyses currently included in seismic design codes. Such nonlinear methods, and in particular nonlinear dynamic analyses, appear to be the only logical and physically motivated approach to the study of older bridges, originally conceived and built without considering modern concepts of capacity design.

References

- [1] Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. [1996] *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, Inc., New York, NY 10158-0012.
- [2] Iervolino, I., Maddaloni, G., Cosenza, E. [2006] "Unscaled real record sets compliant with Eurocode 8," *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland.
- [3] MIDAS [2006], *Civil Analysis Reference Manual*, Civil (v7.12 Release No.1) Midas Information Technology Co. Ltd., 2006
- [4] OPCM 3431 [2005]– Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM3274, (in Italian, *Technical Norms for design, evaluation and seismic rehabilitation of buildings*).
- [5] Linee Guida per la Valutazione della Sicurezza Sismica dei Ponti Esistenti, Bozza 1, Progetto DPC – ReLuis 2005-2008, Linea 3: Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico di Ponti Esistenti, January [2005] (in Italian, *Design Guidelines for Evaluating the Seismic Safety of Existing Bridges, Draft*), personal communication.
- [6] FEMA 356 [2000]: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Prepared by *American Society of Civil Engineers*, Washington, D.C. (U.S.A.), November.
- [7] Eurocode 2 [2005]: *Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization.
- [8] Eurocode 8 [2005]: *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1*, European Committee for Standardization.
- [9] Eurocode 8 [2005]: *Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2*, European Committee for Standardization.
- [10] OPCM 3274 [2003]. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 e successive modificazioni e integrazioni. Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici (in Italian, *Technical Norms for design, evaluation and seismic rehabilitation of buildings*).
- [11] SAP2000, V10. [2006] Computers & Structures, Inc., 'SAP2000 – Integrated Software for Structural Analysis & Design, *Technical Reference Manual*



¹ **Ruggero Cervellini**
² **Andrea De Zotti**
 www.cetengineering.it

Ponti

Adeguamento statico e sismico di un viadotto esistente

¹ Ingegnere, Direttore Tecnico di C&T engineering Srl
² Ingegnere, progettista di C&T engineering Srl

Il cavalcavia sulla stazione centrale di Treviso rappresenta l'ingresso Sud alla città dalla S.S. 13 "Pontebbana" per il traffico proveniente da Mestre e da Venezia.

L'Amministrazione Comunale di Treviso ha riscontrato il danneggiamento degli apparecchi di appoggio delle spalle del cavalcavia sulla stazione centrale, che devono essere sostituiti.

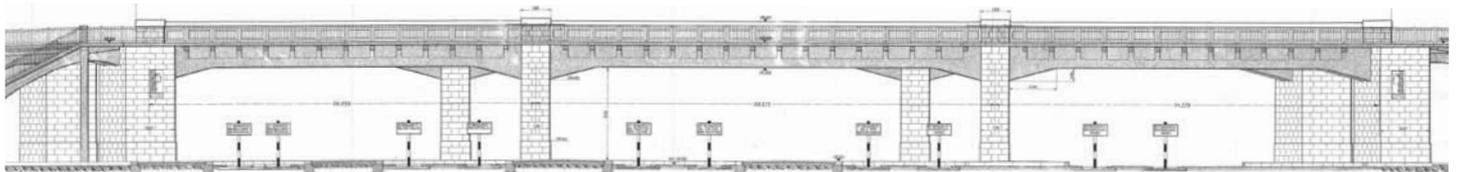


Figura 1:
Il prospetto del cavalcavia

La descrizione dell'opera

Il cavalcavia (1939) ha tre campate con impalcato a piastra ortotropa e pile quadrate, fondate su

pali trivellati. L'impalcato, solidale alle pile, è appoggiato alle spalle con carrelli scorrevoli.

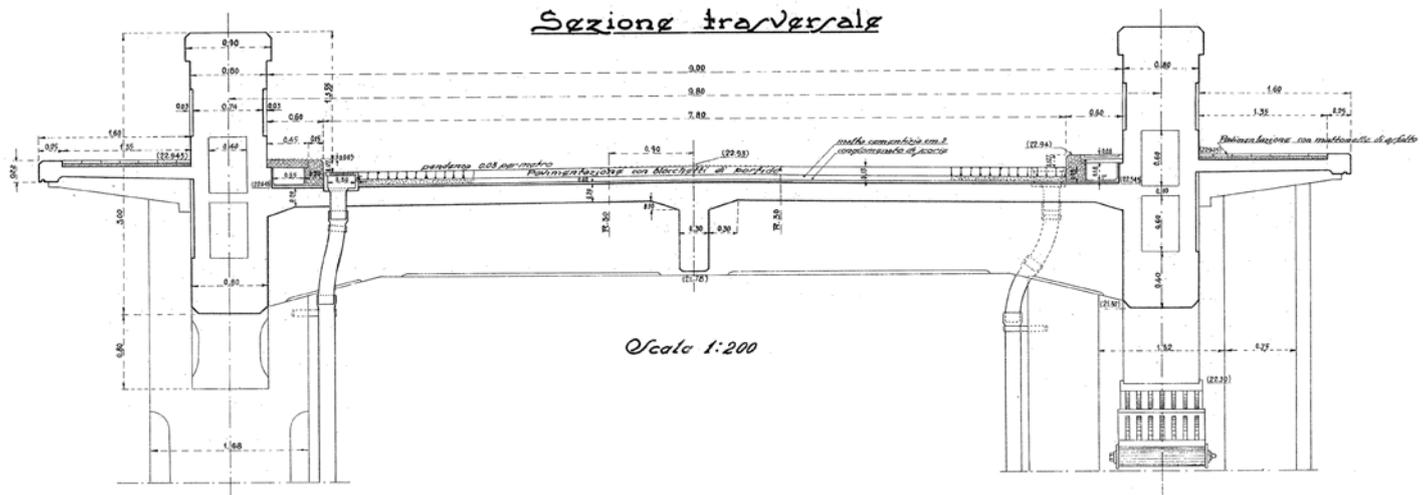
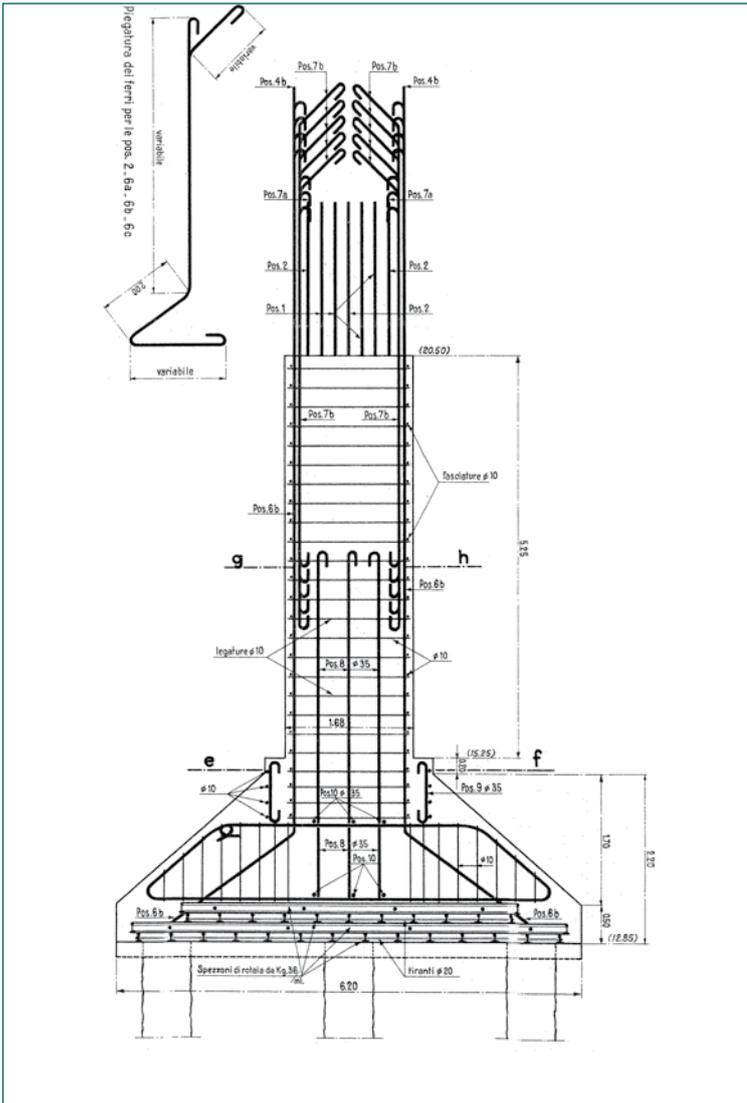


Figura 2:
Sezione trasversale dell'impalcato



Figura 3:
Il dettaglio dell'appoggio danneggiato

La sostituzione degli apparecchi di appoggio richiede la valutazione della vulnerabilità sismica dell'opera e della capacità portante per le usuali condizioni di esercizio.



Profondità	Stratigrafia terreno	Ed [MPa]	ϕ [deg]
0,00 -1,50	argilla limosa	5,43	0
-1,50 -3,00	argilla limosa	5,94	0
-3,00 -6,00	sabbia limosa	9,45	34
-6,00 -8,00	argilla limosa	5,94	0
-8,00 -11,00	sabbia limosa con intercalazioni argillose	7,93	33
-11,00 -16,00	ghiaia sabbiosa	65,8	>45

Tabella 1:
La stratigrafia del terreno

Figura 4:
L'elevazione della pila

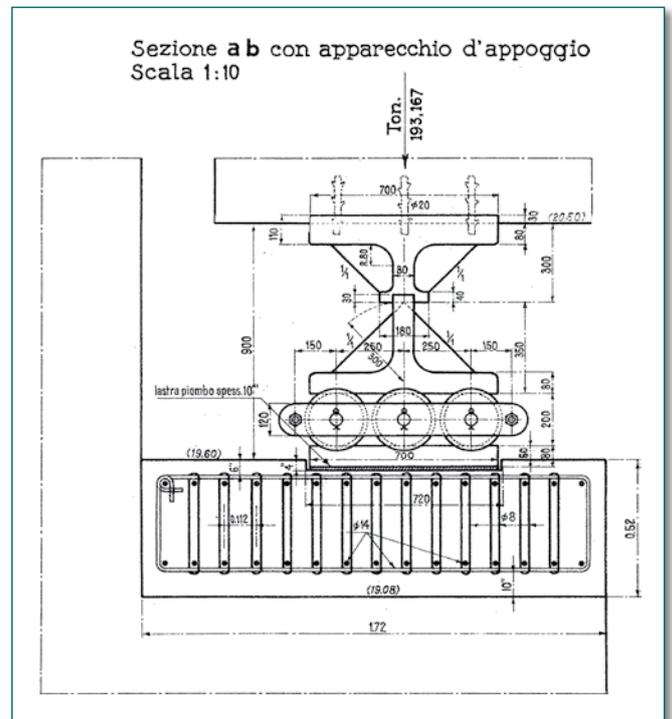
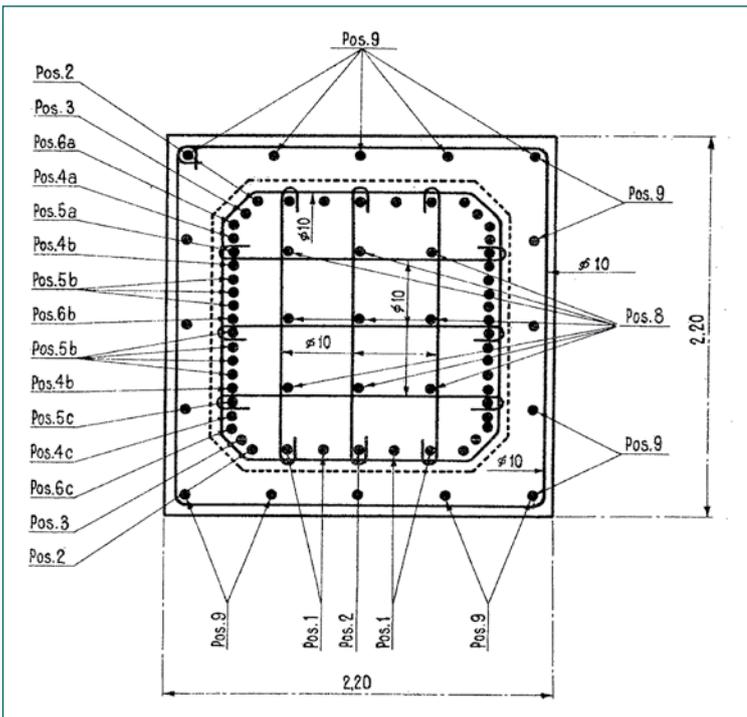


Figura 6:
L'apparecchio di appoggio

Figura 5:
La sezione della pila

Le analisi numeriche

La capacità portante dell'opera è stata valutata su un modello tridimensionale agli elementi finiti.

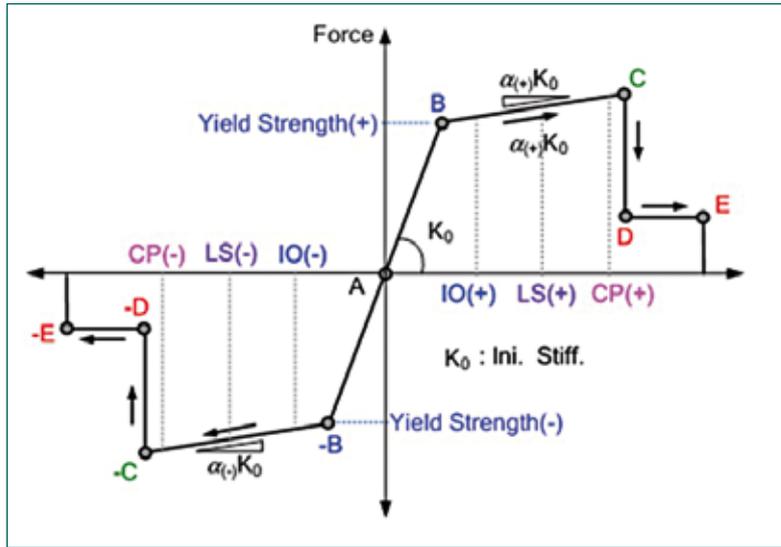


Figura 7:
La cerniera FEMA

L'analisi pushover è eseguita assumendo come modello di plasticità concentrata la cerniera plastica FEMA 356. La correttezza dell'ipotesi è

confermata ripetendo l'analisi pushover con un modello a plasticità diffusa. Le Figure 9 e 10 riportano il confronto fra le curve ottenute.

		SLO	SLD	SLV	SLC
$V_N = 50$ anni	a_g	0,055	0,071	0,179	0,233
	F_0	2,480	2,448	2,512	2,563
	T_C^*	0,268	0,287	0,352	0,363
	S_s	1,500	1,500	1,430	1,342
	C_c	1,622	1,585	1,482	1,466
	S_T	1,000	1,000	1,000	1,000
	q	1,000	1,000	1,000	1,000
$V_N = 100$ anni	ag	0,076	0,095	0,231	0,254
	F_0	2,449	2,467	2,561	2,581
	TC^*	0,293	0,315	0,363	0,367
	SS	1,500	1,500	1,346	1,307
	CC	1,574	1,538	1,467	1,461
	ST	1,000	1,000	1,000	1,000
	q	1,000	1,000	1,000	1,000
$V_N = 150$ anni	ag	0,091	0,113	0,254	0,254
	F_0	2,462	2,471	2,581	2,581
	TC^*	0,310	0,325	0,367	0,367
	SS	1,500	1,500	1,307	1,307
	CC	1,546	1,521	1,461	1,461
	ST	1,000	1,000	1,000	1,000
	q	1,000	1,000	1,000	1,000

Tabella 2:
I parametri spettri di progetto

Il performance point della struttura si trova sempre nel ramo elastico della curva di capacità, anche nel caso dello SLU: la verifica della struttura

esistente può essere pertanto svolta mediante analisi dinamica lineare, ma il coefficiente di struttura deve essere assunto $q = 1,0$.

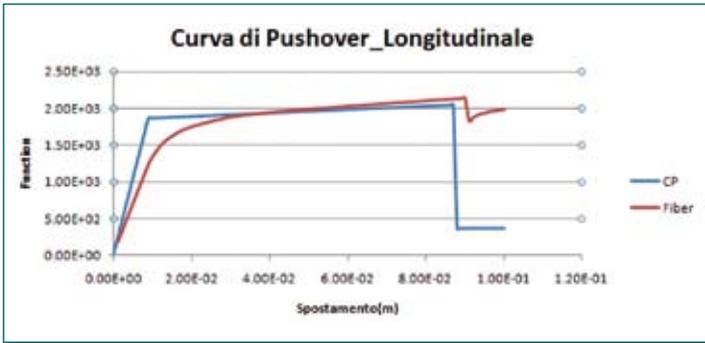


Figura 8: Il confronto curve di capacità sisma longitudinale

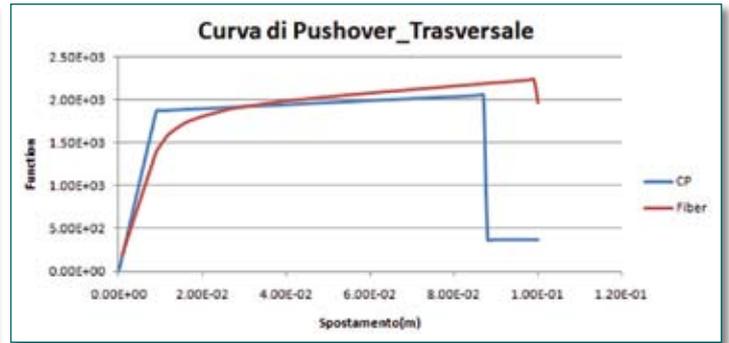
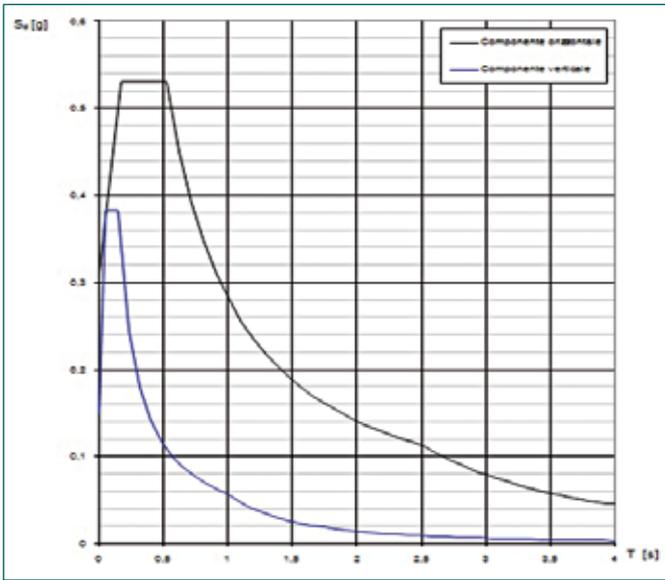


Figura 9: Il confronto curve di capacità sisma trasversale



La verifica della struttura esistente

La verifica della struttura esistente è stata svolta mediante analisi dinamica lineare con lo Spettro di Risposta di Progetto (Periodo fondamentale $T_0 = 0,31$ s).

Vita nominale, stato limite	Taglio (kN)	Spostamento (m)
$V_N = 50$; SLC	13090	0,01303
$V_N = 100$; SLV	12990	0,01292
$V_N = 100$; SLC	13870	0,014
$V_N = 150$; SLV	13870	0,014
$V_N = 150$; SLC	13870	0,014

Tabella 3: I tagli alla base e gli spostamenti in sommità delle pile

Figura 10: La curva di capacità della struttura

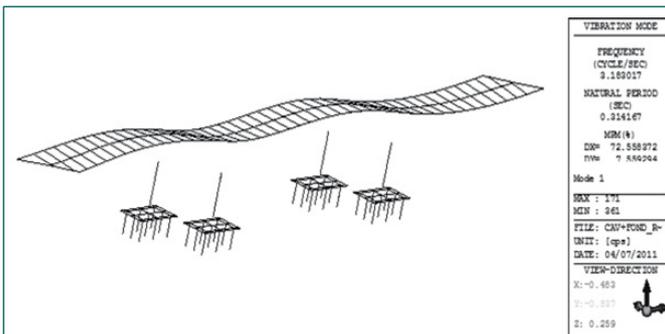


Figura 11: La deformata 1° modo

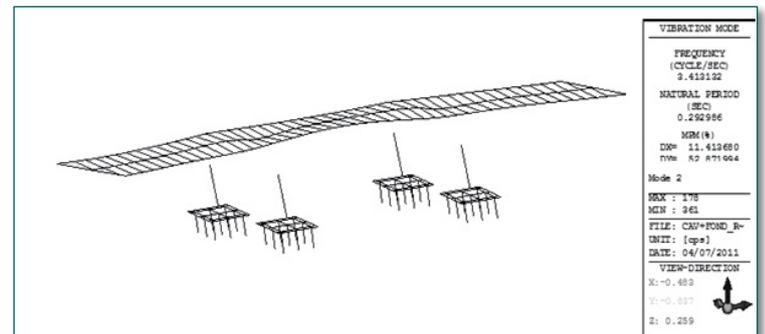


Figura 12: La deformata 2° modo

I risultati

L'opera è stata progettata e realizzata con cura, in affinità con le regole costruttive dell'epoca, mirate alla resistenza nei confronti dei carichi statici verticali; tanto le pile quanto l'impalcato soddisfano le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio nei confronti delle azioni verticali permanenti e variabili da traffico. Le armature trasversali delle pile

non sono invece adeguate alle azioni sismiche, all'epoca non contemplate dalla Normativa. La verifica delle pile ha portato ai seguenti risultati:

- capacità deformativa soddisfatte per tutti gli elementi, con comportamento duttile delle pile;
- taglio resistente alla base inferiore a quello di progetto, con rottura fragile a taglio delle pile.

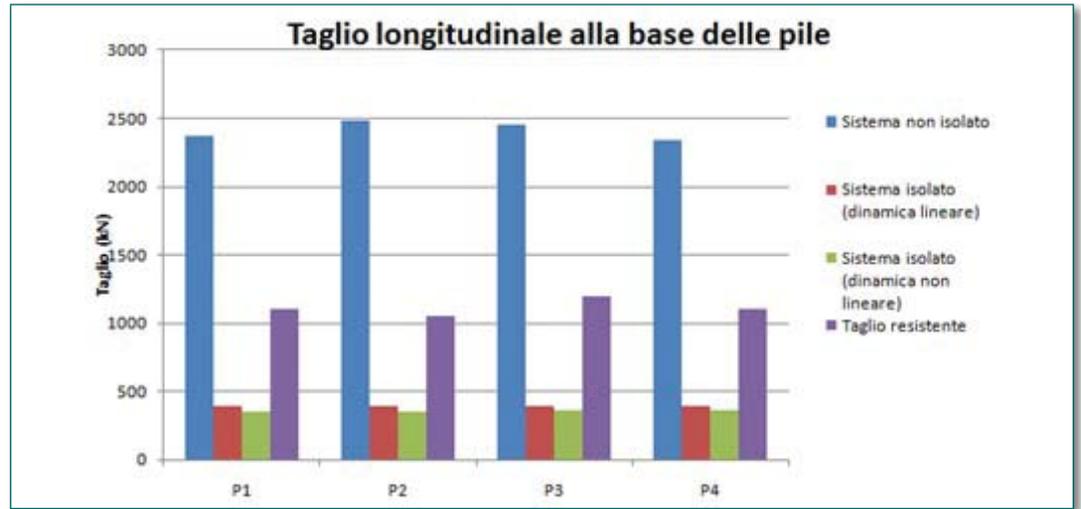


Figura 16:
Il confronto fra struttura isolata e non del sisma longitudinale

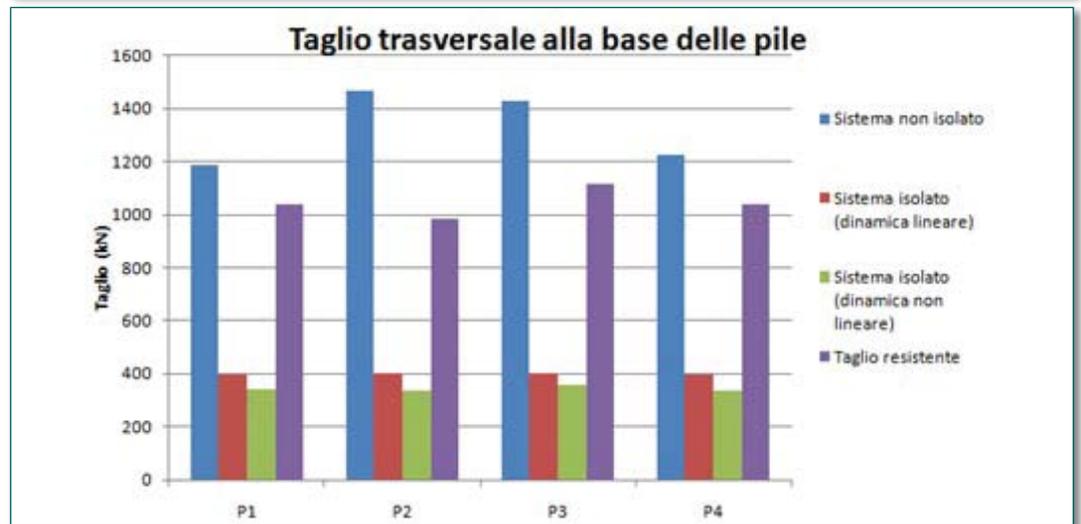


Figura 17:
Il confronto fra struttura isolata e non del sisma trasversale

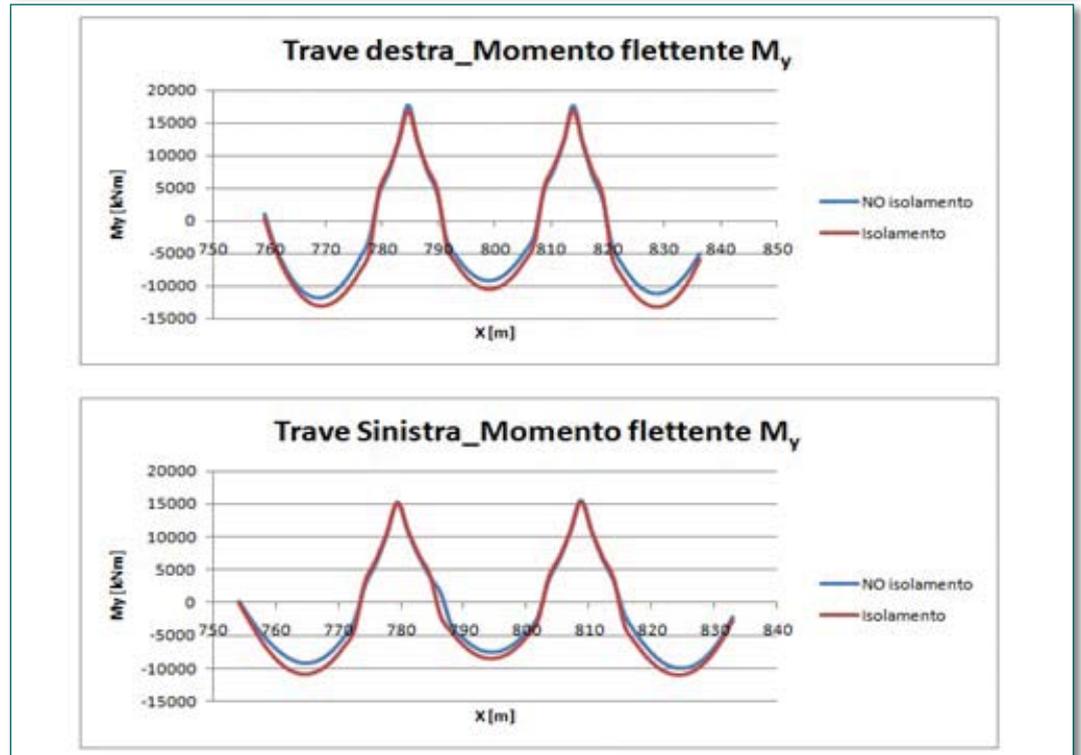


Figura 18A e 18B:
Il confronto delle sollecitazioni dell'impalcato

Gli interventi di adeguamento

Escludendo la possibilità di rinforzare le pile alla base con una camicia di cls, si sono prese in considerazione la cerchiatura delle pile con CFRP e l'isolamento sismico. La prima aumenta la rigidità e la resistenza delle pile, ma non la duttilità

della struttura, cosa che si ottiene invece introducendo un adeguato sistema di isolamento. Le Figure 13 e 14 mostrano il confronto fra il taglio resistente della struttura originale e di quella rinforzata con tre strati di CFRP.

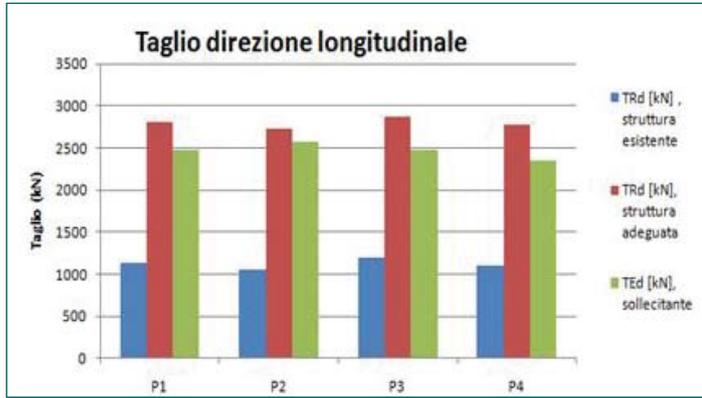


Figura 13: Il confronto taglio resistente e di progetto del sisma longitudinale



Figura 14: Il confronto taglio resistente e di progetto del sisma trasversale

Ipotizzando di impiegare isolatori Lead Rubber Bearing con uno smorzamento del 33 %, si ottiene un aumento del periodo della struttura (T_{long}

= 0,31 → 1,50 s e T_{trasv} = 0,29 → 1,52 s) con una riduzione del taglio alla base del 50%.

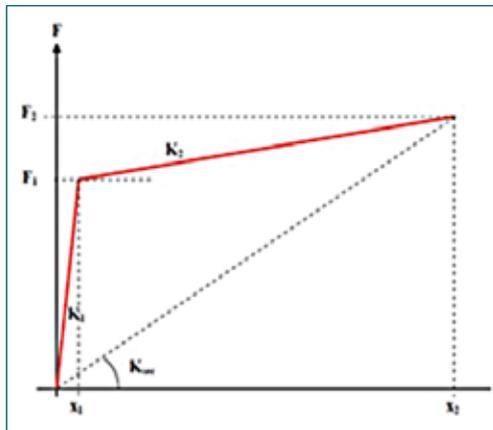


Figura 15: Il legame costitutivo isolatori LRB

LRB	PILE	SPALLE
K_1 [KN/m]	15400,0	25000,0
F_1 [KN]	183,0	281,0
K_2 [KN/m]	2068,5	1323,8
F_2 [KN]	317,7	368,0
K_2/K_1	0,13432	0,05295
x_1 [mm]	11,880	11,240
x_2 [mm]	77,000	77,000
ξ	0,269	0,393

Tabella 4: I parametri caratteristici isolatori LRB

La verifica della struttura isolata è stata svolta eseguendo analisi dinamiche non lineari time history. Le Figure 16 e 17 mettono a confronto il taglio alla base

e il taglio resistente della struttura isolata e non. Il comportamento elastico della gomma assicura un ottimo ricentraggio post-sisma dell'impalcato.

Analisi di vulnerabilità sismica del viadotto autostradale in c.a. Rio Torto

* Infraengineering s.r.l. Toto Group - Chieti
picca_francesco@libero.it

Analysis Report

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM per l'intera struttura	Si è preso in considerazione il comportamento flessionale
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Beam	Link (lineari) per gli appoggi ed i vincoli come le selle gerber; Link (non lineari) per i dissipatori elastoplastici
Numero elementi totale	>500 elementi beam	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	-	
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Ritz	
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	no	
%massa partecipante estratta	36 modi di vibrazione DirY=95.95% (trasversale) DirX=91.37% (longitudinale)	Modi di vibrazione principali traslazionali in direzione trasversale, tenendo conto del vincolo fisso in direzione longitudinale sulle spalle del viadotto
Metodi di combinazione auto valori	CQC	
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	91.63% in direzione trasversale.	L'analisi statica non lineare (PushOver) è stata utilizzata per una pila a telaio per la validazione dell'intero modello
Nonlinearità del materiale	Pile modellate con elementi beam a fibre (plasticità diffusa) Legami costitutivi Materiali: Modello di Mander (Concrete) Modello di Menegotto-Pinto (Steel)	Parametri della non linearità (E_c , E_s , f'_t , ϵ_t)
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Schema iterativo:(controllo in spostamento $\delta_{max} = 30cm$)	Raggiunta convergenza

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.



Figura 1

Definizione del caso di studio

Il Viadotto Rio Torto (fig.1) si trova sull'autostrada A1 nel tratto Firenze-Bologna in località Roncobalio (BO), è stato costruito intorno alla fine degli anni '50 ed ha uno sviluppo di 421m.

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.

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).

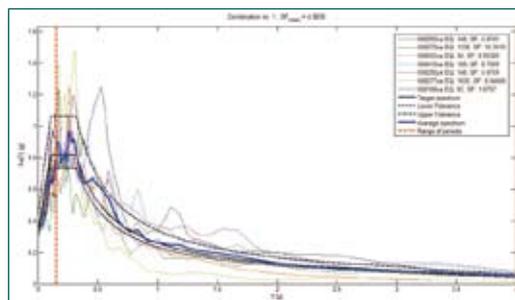


Figura 2

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.

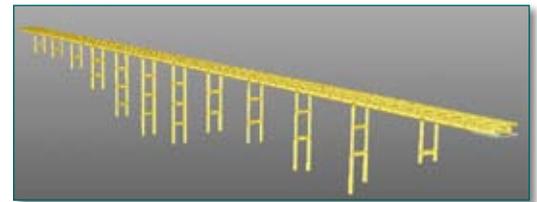


Figura 3

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).

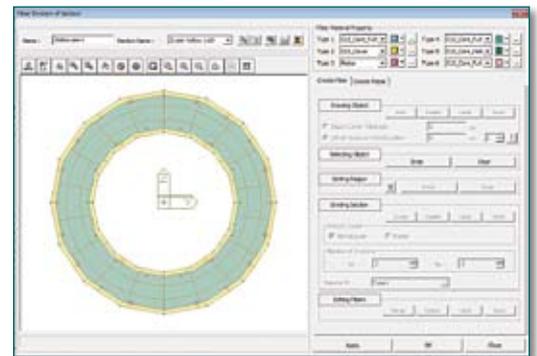


Figura 4

L'impalcato è stato invece modellato sempre con elementi "beam" elastici, in quanto si presuppone che durante l'azione sismica rimanga in campo elastico.

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 5.81m e 6.60m 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).

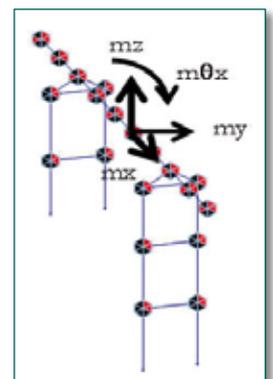


Figura 5

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.

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.

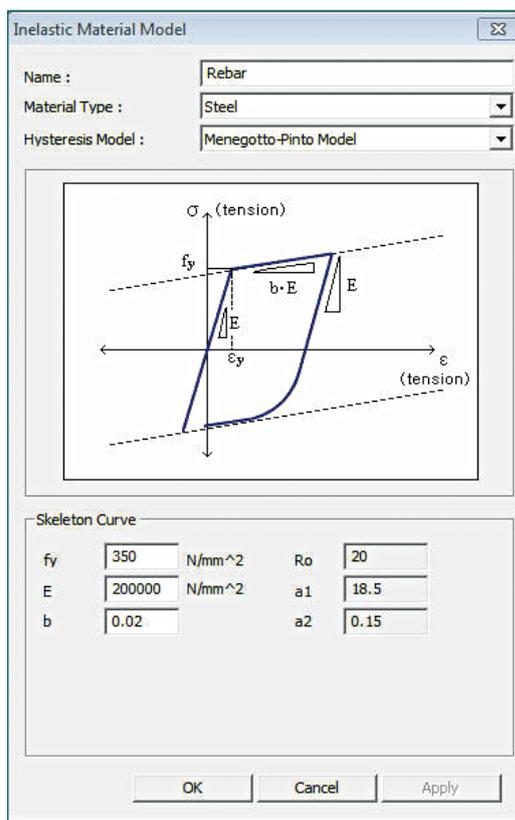


Figura 6

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).

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.



Figura 7

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:

$\Delta = \frac{\Delta}{L}$ o ben progettati nei confronti delle sollecitazioni flessionali indotte da forzanti sismiche.

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.

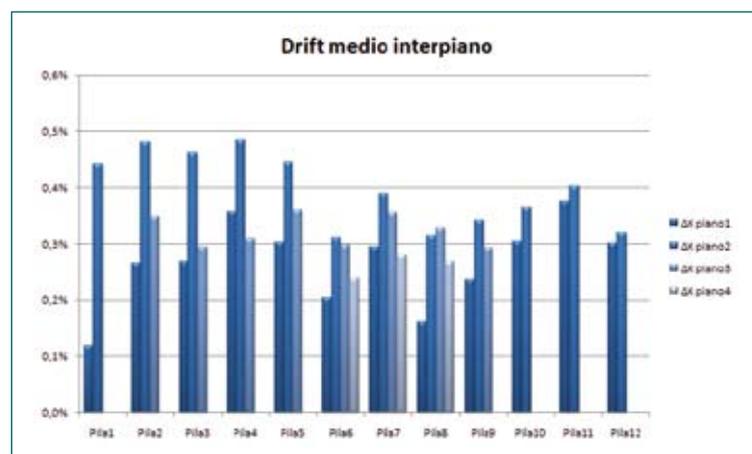


Figura 8

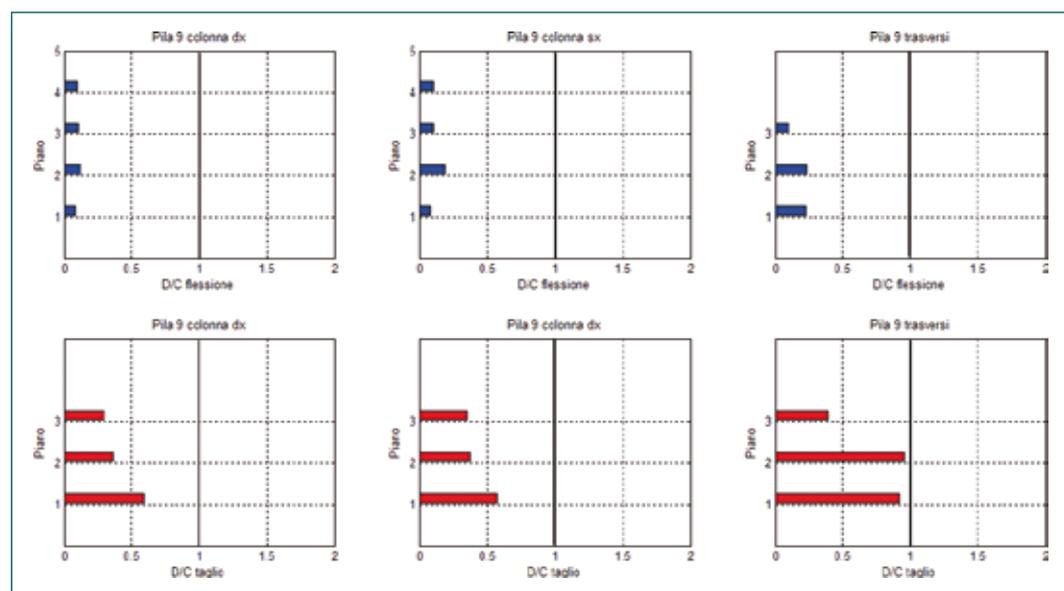


Figura 9

cspfea



Specialisti nel garantire un Supporto professionale e avanzato nei settori:

- Modellazione numerica Strutturale FEM
- Analisi numerica Sismica di strutture
- Analisi Non Lineare di strutture
(CA, Acciaio, Muratura, Lastre)
- Analisi numerica di Interazione
Terreno-Struttura

MIDAS



TNO DIANA

A TNO Company



KARALIT



Bentley®



BuildSoft



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

Pacchetto

Base



- 1 licenza Midas GenFX plus version
- 1 giornata **CORSO** avviamento all'uso MIDAS GenFX
- 1 copia cartacea **libro** "Vulnerabilità Sismica di Strutture Esistenti"
- 1 copia cartacea **libro** "Analisi Non Lineare di Strutture in Muratura e miste"

Cosa si può fare con il Pacchetto Base?

Modellazione ed analisi lineare e non lineare di strutture semplici e complesse in ca, acciaio, murature e miste; pushover con metodo a telaio equivalente o modelli continui con elementi plate e brick. Verifiche secondo NTC,EC ed altri codici internazionali

Pacchetto

Advanced



- 1 licenza Midas GenFX advanced version
- 1 giornata **CORSO** avviamento all'uso MIDAS GenFX
- 1 copia cartacea **libro** "Vulnerabilità Sismica di Strutture Esistenti"
- 1 copia cartacea **libro** "Analisi Non Lineare di Strutture in Muratura e miste"

Cosa si può fare con il Pacchetto Advanced?

Modellazione ed analisi lineare e non lineare di strutture semplici e complesse in ca, acciaio, murature e miste; pushover con metodo a telaio equivalente o modelli continui con elementi plate e brick. Verifiche secondo NTC,EC ed altri codici internazionali

Costruzione per fasi nelle strutture speciali, grandi spostamenti, precompressione, reologia materiali, analisi dinamiche non lineari, dissipatori.

Pacchetto

Expert



- 1 licenza Midas FEA
- 1 licenza Midas GenFX plus version
- 1 giornata **CORSO** avviamento all'uso MIDAS GenFX plus version
- 1 copia cartacea **libro** "Vulnerabilità Sismica di Strutture Esistenti"
- 1 copia cartacea **libro** "Analisi Non Lineare di Strutture in Muratura e miste"

Cosa si può fare con il Pacchetto Expert?

Modellazione ed analisi lineare e non lineare di strutture semplici e complesse in ca, acciaio, murature e miste; pushover con metodo a telaio equivalente o modelli continui con elementi plate e brick. Verifiche secondo NTC,EC ed altri codici internazionali

Utilizzo di analisi e legami costitutivi avanzati per materiali fragili (muratura e c.a.) dedicati a complesse modellazioni a plate e brick.

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

