

STRUCTURAL MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE MODELING

Periodico trimestrale di
ingegneria strutturale
a cura di

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS

numero **dodici**

IN QUESTO NUMERO

STUDIO DI EDIFICI ALTI AD USO ABITATIVO
Caso studio: Le torri in piazza Drago a Jesolo

Un nuovo progetto per l'Ospedale Sacro Cuore
Istituto Don Calabria di Negrar (VR)
CICLOTRONE NUCLEARE E ANNESSA
RADIOFARMACIA

MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI di
prove di identificazione strutturale. Intervento
allo VM Motori

TRA TERRA E ARIA: nuove frontiere di
modellazione geotecnica 3D

BIM: finalmente!
Il Convegno organizzato da CSPFea a Gubbio
getta delle importanti basi per il futuro della
progettazione



Visita il sito



Ingegneria Sismica Italiana

Associazione ISI
Ingegneria Sismica Italiana
www.ingegneriasismicaitaliana.com

Ingegneria Sismica Italiana nasce dalla necessità di creare un'organizzazione che rappresenti i protagonisti di questo settore in Italia.

ISI è Sperimentazione, Aggiornamento e Dialogo.

MISSIONE

La **MISSIONE** di ISI è di coinvolgere i diversi attori che operano nell'ambito dell'Ingegneria Sismica in un gruppo dinamico che li rappresenti e li promuova, organizzando attività di divulgazione del loro lavoro, comunicando con gli organi ufficiali, istituzioni ed enti normatori, con la comunità accademica e scientifica, con il mondo industriale e con quello dei professionisti.

Le **LINEE DI AZIONE** dell'Associazione sono:

- **Promuovere** lo sviluppo di tecnologie antisismiche;
- **Favorire** l'aggiornamento continuo;
- **Attivare** la costituzione di commissioni di studio;
- **Stimolare** pubblicazioni scientifiche;
- **Dialogare** con gli enti normatori.

IL PORTALE

www.ingegneriasismicaitaliana.it

Un portale verticale ricco di approfondimenti su normative, tecnologie costruttive, progettazione antisismica e con un elenco aggiornato di seminari formativi organizzati da ISI e da altre istituzioni sul territorio nazionale, per migliorare e aggiornare la conoscenza dei temi di ingegneria sismica.



IL COMITATO SCIENTIFICO

Ing. Pietro Baratono	- Ministero Infrastrutture e Trasporti
Prof. Franco Braga	- Univ. di Roma "La Sapienza"
Prof. Gian Michele Calvi	- IUSS Pavia
Ing. Guido Camata	- Univ. Chieti Pescara
Prof. Andrea Dall'Asta	- Univ. di Camerino
Prof. Dante Galeota	- Univ. dell'Aquila
Prof. Stefano Grimaz	- Univ. di Udine
Prof. Raffaele Landolfo	- Univ. Di Napoli
Prof. Alberto Pavese	- Univ. di Pavia
Prof. Andrea Prota	- Univ. Di Napoli
Ing. Virginio Quaglini	- Politecnico di Milano
Prof. Paolo Riva	- Univ. di Bergamo
Prof. Walter Salvatore	- Univ. di Pisa
Prof. Marco Savoia	- Univ. di Bologna
Ing. Roberto Scotta	- Univ. di Padova
Ing. Stefano Secchi	- ISIB/CNR
Prof. Paolo Spinelli	- Univ. di Firenze
Prof. Tomaso Trombetti	- Univ. di Bologna

I SOCIAL MEDIA



@AssociazioneISI



Ingegneria Sismica Italiana



Associazione ISI Ingegneria Sismica Italiana

LE SEZIONI

ISI ha costituito tre sezioni su temi di particolare rilievo:

- **Norme, Certificazioni e Controlli in Cantiere**
- **Tecnologie Antisismiche**
- **Software**

Ogni sezione, promuove la ricerca, aggiorna sulle nuove tecnologie e gestisce rapporti con le Associazioni nazionali e internazionali, operanti nel settore.

Associazione ISI - Ingegneria Sismica Italiana

Sede legale: Statale Valsesia, 20 - 13035 Lenta (VC) - Tel. (+39) 331 2696084

Sede operativa: Via Chieti, 8 - 20154 Milano

segreteria@ingegneriasismicaitaliana.it - redazioneweb@ingegneriasismicaitaliana.it

www.ingegneriasismicaitaliana.com

Editoriale



Sempre in costante rinnovamento

Con il numero 12 diamo inizio ad una nuova era di Structural Modeling, assieme ad un rinnovamento dell'intera azienda CSPFea. Vi sarete già accorti di una nuova veste grafica, pensata per una ancora maggiore leggibilità, alcuni articoli che raccontano e vi relazionano circa le nostre iniziative, che vi permettono di approfondire ulteriormente argomenti trattati nei nostri eventi, riguardando gli atti di convegni ai quali magari non avete avuto modo di partecipare.

Nel 2015 festeggiamo i primi 10 anni di CSPFea, augurando a voi e un po' anche a noi stessi, di essere finalmente usciti da una profonda crisi economica del nostro Paese. Stiamo notando un grande cambiamento anche nel settore dell'ingegneria civile che non tocca solo una riorganizzazione del settore con accorpamenti e ristrutturazioni aziendali, ma anche un nuovo modo di usufruire dei servizi offerti dall'IT. Stiamo cercando di percorrere i tempi per essere all'altezza delle necessità del settore Architectural Engineering Construction (AEC) implementando conoscenze specifiche e approfondite in nuovi settori quali il BIM, il CAD specialistico e parametrico, le nuove frontiere CAE quali l'analisi computazionale fluidodinamica (CFD) alla quale abbiamo già dedicato un numero speciale nel 2014 (SM5).

Da ormai un anno stiamo lavorando duro per offrire un supporto valido alle necessità delle società di ingegneria, imprese, contractors, committenze, sul settore del Building Information Modeling e continueremo, dedicando un intero numero della rivista, già nell'anno in corso, ai molteplici aspetti di questa disciplina che porta l'engineering design da un mondo essenzialmente 2D a quello 3D, collegato a tutte le informazioni che riguardano ogni oggetto della progettazione. Sempre con il duplice obiettivo di offrire una vetrina alle migliori applicazioni dei nostri clienti e di offrire informazioni preziose ai nostri lettori.

Speriamo che questo restyling vi piaccia, fatecelo sapere, e buona lettura!

Post Scriptum. Vi devo anche una mia nota personale: da Gennaio 2015 ho lasciato, dopo 5 anni, la Presidenza dell'Assemblea Sostenitori della Fondazione Eucentre, che spero di aver servito in maniera sufficiente. Sono stato orgoglioso di questo incarico, una occasione unica di approfondire conoscenze che altrimenti mi avrebbero richiesto una intera vita professionale. Il mio rapporto con la Fondazione non si esaurisce qui: noterete in questo numero una sezione dedicata alla rivista Progettazione Sismica, P+S, edita da Eucentre e Diretta dall'ing. Davide Bolognini, che ringrazio. P+S ospiterà a sua volta una sezione di Structural Modeling e mi auguro che in futuro questa collaborazione possa estendersi. Il termine di questa esperienza mi permette di dedicarmi ad una nuova avventura alla Direzione della Sezione Software di Ingegneria Sismica Italiana, coordinando il gruppo di lavoro delle Software House italiane associate ad ISI, con le quali ci siamo posti l'obiettivo di creare gruppi di studio su tematiche che legano l'ingegneria al software, al "progetto digitale", alla validazione e a molti altri argomenti. Il mio primo obiettivo sarà quello di lanciare una serie di Quaderni Tecnici ISI che speriamo possano essere di interesse e di aiuto alla comunità dei progettisti strutturali italiani.

Ing. Paolo Segala
segala@cspfea.net
Twitter: @cspfea1

Sommario



Studio di edifici alti ad uso abitativo

Toccare il cielo con un dito

Caso studio: Le torri in piazza Drago a Jesolo di Sebastiano Amodio

Pag. 5



Un nuovo progetto per l'Ospedale Sacro Cuore Istituto Don Calabria di Negrar (VR)

Ciclotrone nucleare e annessa radiofarmacia

di Andrea Piccinini

Pag. 12



Modellazione agli elementi finiti di prove di identificazione strutturale:

La terra romba sotto VM Motori

di Andrea Toni, Fabio Minghini, Antonio Tralli, Gianluca Loffredo

Pag. 21



Tra terra e aria: nuove frontiere di modellazione geotecnica 3D

a cura della redazione

Pag. 29



BIM: Finalmente!

a cura della redazione

Pag. 30

Magazine di ingegneria strutturale

www.structural-modeling.it

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

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

Progetto grafico: Enrico Cappellari - e.cappellari@alice.it

© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.

CSPFea distribuisce:

CSPFEA
ENGINEERING SOLUTIONS



CSPFea
www.cspfea.net

CSPFea sostiene:



Build Soft N.V.



... Nella progettazione di edifici alti uno dei problemi principali da considerare in fase di progettazione e verifica è quello della stabilità laterale...



Studio di edifici alti ad uso abitativo

Toccare il cielo con un dito

Caso studio:

Le torri in piazza Drago a Jesolo
di Sebastiano Amodio

Relatore:

Prof. Ing. Renato Vitaliani
Università degli studi di Padova



Le torri in piazza Drago a Jesolo

Introduzione

Dalla seconda metà del XIX secolo si è assistito ad una vera e propria sfida nel realizzare l'edificio più alto, raggiungendo altezze vertiginose mai pensabili prima, similmente a ciò che avveniva nelle città medievali, quando le famiglie più ricche cercavano di primeggiare realizzando torri altissime. Gli avanzamenti dell'ingegneria strutturale, lo sviluppo di nuovi materiali e tecnologie costruttive e, soprattutto, l'invenzione dell'ascen-

sore, hanno permesso la diffusione di questa tipologia di edifici come risposta alle esigenze dettate dall'aumento della popolazione urbana e, quindi, del costo delle aree edificabili. Ciò ha modificato profondamente il panorama delle grandi metropoli mondiali, presentando oggi un numero considerevole di edifici alti che si stagliano nel paesaggio circostante, disegnando i contorni di uno skyline suggestivo ed imponente.

Molte sono le potenzialità di questa tipologia di edifici, come dimostra la loro espansione a livello globale; la tendenza attuale è quella di renderli ecologicamente compatibili mediante l'utilizzo di materiali riciclati e/o riciclabili così da garantirne la eco sostenibilità, ed energeticamente autosufficienti. Un esempio è fornito dal progetto della Pertamina Tower che sorge- rà al centro di Giacarta (Indonesia) e produrrà energia dal vento.

Figura 1
Pertamina Tower



Le principali problematiche da fronteggiare nella realizzazione di queste costruzioni sono: l'inserimento nel con-

testo storico ed urbanistico, la stabilità laterale sotto carichi orizzontali, i drift di interpiano, le vibrazioni sotto il carico

dinamico da vento, quindi le condizioni di comfort umano, i fenomeni lenti del calcestruzzo e la temperatura.

Il lavoro svolto sul caso studio

Il lavoro presentato in questo contributo tratto dalla mia tesi di laurea magistrale si è posto come obiettivo principale quello di studiare il comportamento di questi edifici sotto l'azione di forze orizzontali, solitamente esplicitate dal vento o da un evento sismico, per valutarne la stabilità laterale e le condizioni di comfort umano.

Il lavoro è stato affrontato nel caso studio avente come oggetto le torri in piazza Drago, a Jesolo.

Inizialmente è stata condotta un'analisi dei carichi gravanti sull'intero edificio e la caratterizzazione delle azioni ambientali. Successivamente, sono stati calcolati i pesi sismici della struttura e quindi

le masse. Una volta definiti compiutamente tutti i carichi e le masse, è stato possibile eseguire un modello completo della struttura mediante il software ad elementi finiti Midas Gen per iniziare le analisi di tipo numerico.

Sono stati svolti vari tipi di analisi avvalendosi sia di metodi di verifica tradizionali, sia di modelli di calcolo più innovativi; nella fattispecie, è stata utilizzata un'analisi dinamica lineare nel dominio del tempo (Time History Analysis) che permette di risolvere il problema dinamico mediante integrazione diretta delle equazioni del moto oppure operando per sovrapposizione modale.



Figura 2 - Vista dall'alto delle torri



Figura 3 - Vista frontale delle torri

Modellazione numerica della struttura

Il modello numerico delle Torri è stato eseguito con il software Midas Gen sulla base dei disegni Cad del progetto esecutivo. Gli elementi strutturali componenti la struttura sono stati modellati in modo da rispecchiare il reale comportamento della costruzione. In particolare i setti in calcestruzzo armato sono stati modellati con elementi "plate a 4 nodi" con il drilling DOF attivato. Le travi, i pilastri e i cordoli sono stati modellati con elementi "beam" con rigidità tagliante attivata.

I solai semi-prefabbricati in polistirene espanso sono stati inseriti at-

traverso la funzione "floor load" che permette di ripartire il maniera automatica il carico del solaio sulle travi mentre le solette piene in calcestruzzo armato sono state modellate con elementi "plate a 4 nodi". Lo schema di vincolo adottato è quello di incastro alla base.

Per quanto riguarda la massa sismica della struttura è stato eseguito preliminarmente un calcolo analitico per ogni livello della costruzione in modo da poter eseguire un controllo a posteriori con i valori di massa calcolati in maniera automatica dal software Midas Gen.

Figura 4
Vista tridimensionale del modello F.E.M.



Analisi delle frequenze naturali di vibrazione

Una volta eseguito il calcolo della massa e confrontato con quella calcolata in automatico dal programma, viene eseguita l'analisi delle frequenze naturali di vibrazione della struttura.

Il modello è stato eseguito come illustrato nel paragrafo precedente cercando di riprodurre l'effettivo comportamento della costruzione e per far ciò sono stati inseriti anche gli elementi plate di piano.

Inoltre l'analisi è stata eseguita sia con ipotesi di piano rigido che con quella di piano deformabile avente una propria rigidità. I risultati non hanno mostrato una differenza significativa e pertanto il comportamento della costruzione risulta ben rappresentato da questa ipotesi.

Si riportano le deformate dei modi principali della struttura. La deformata ha puramente scopo illustrativo, in quanto i valori di spostamento ricavati dall'analisi delle frequenze naturali (autovettori normalizzati) non sono spostamenti reali.



Figura 5 - Distribuzione della massa ai vari livelli

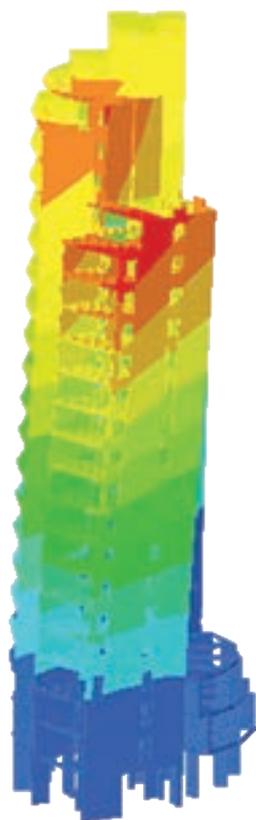


Figura 6
Primo modo di vibrare in direzione
Y: $f = 0,642 \text{ Hz}$ $T = 1,558 \text{ s}$

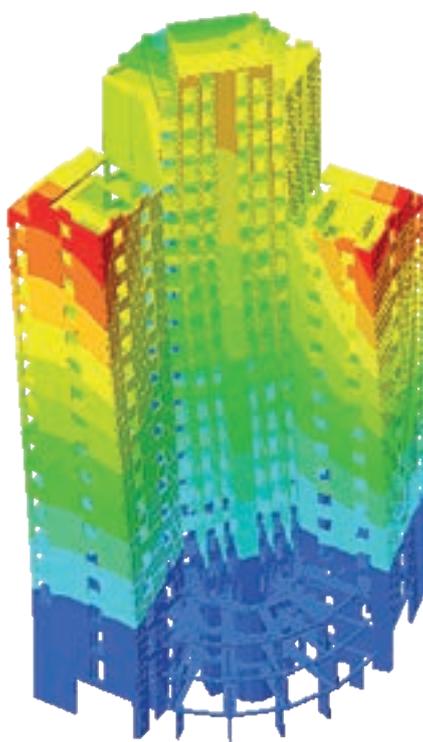


Figura 7
Secondo modo di vibrare in direzione
Z: $f = 0,688 \text{ Hz}$ $T = 1,452 \text{ s}$

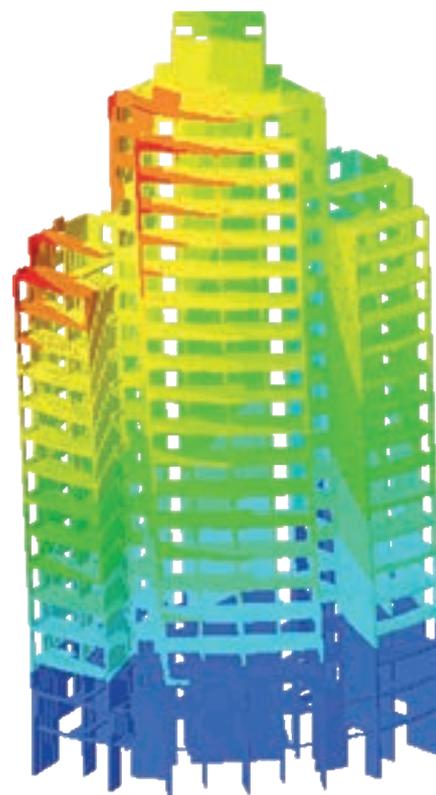


Figura 8
Terzo modo di vibrare in direzione
X: $f = 1,078 \text{ Hz}$ $T = 0,927 \text{ s}$

Riassumendo, il primo modo di vibrare risulta in direzione Y, muovendo circa 60% della massa partecipante. Mentre il secondo e terzo modo, in direzione X, muovono insieme circa il 70% della massa. In direzione Y già al primo modo risulta movimentata una buona percentuale di massa e non presenta componen-

ti torsionali, questo perché la struttura risulta simmetrica per una sollecitazione in quella direzione e, pertanto, il modo risulta disaccoppiato. Non presentando invece simmetrie in X, i modi in quella direzione risultano accoppiati, quindi con contributo torsionale.

Verifica della stabilità laterale

Nella progettazione di edifici alti uno dei problemi principali da considerare in fase di progettazione e verifica è quello della stabilità laterale. In particolare, sono stati calcolati gli spostamenti sia assoluti che relativi dovuti al vento e al sisma e confrontati tra di loro. In questa sede si riportano solamente i risultati dovuti al vento in quanto risultano più gravosi rispetto al sisma.

Per il calcolo degli spostamenti dovuti al vento si è considerato un tempo di ritorno pari a 50 anni ed il seguente stato limite di esercizio:

Combinazione SLE-Rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + P_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} Q_{ki})$$

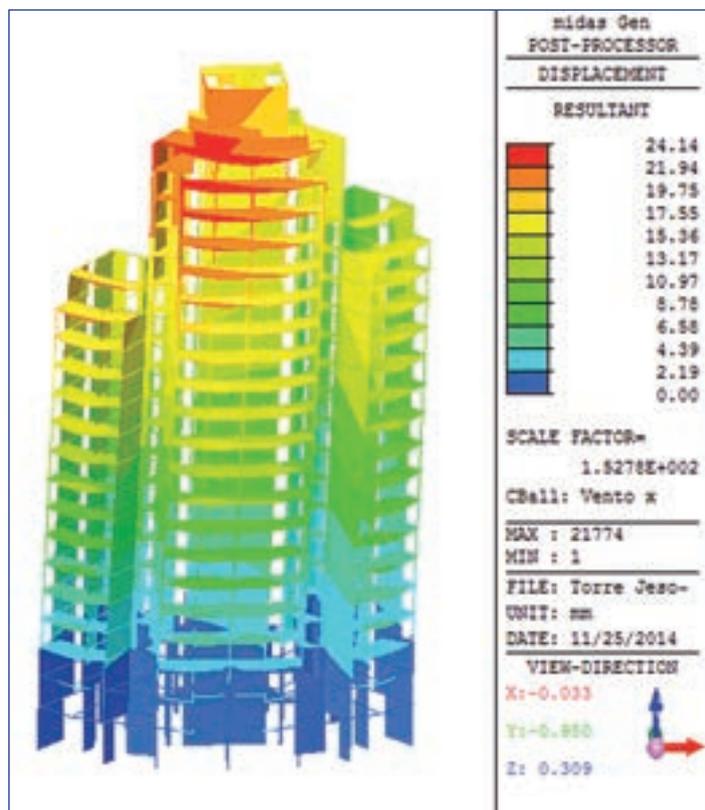


Figura 9 - Deformata della struttura dovuta al vento in direzione X

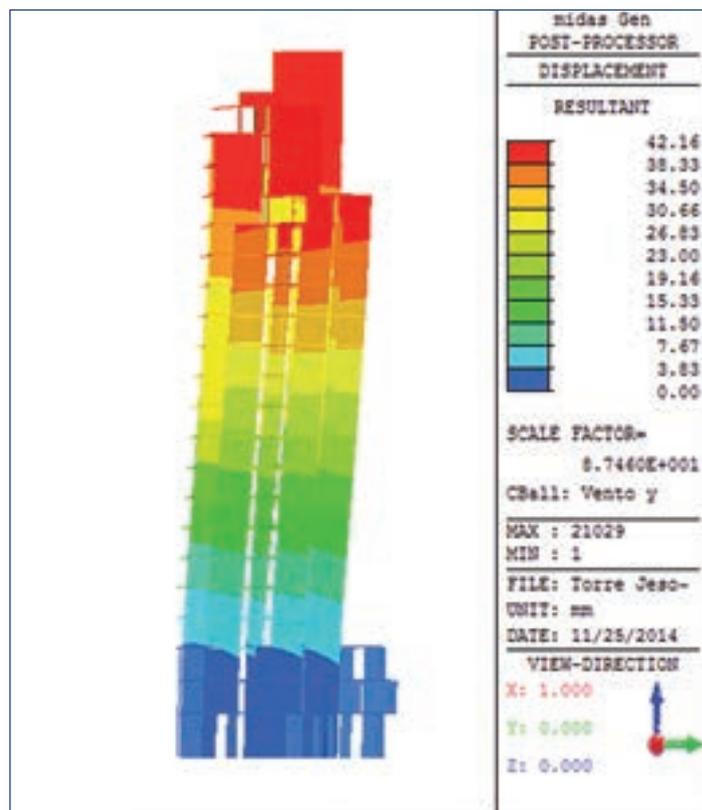


Figura 10 - Deformata della struttura dovuta al vento in direzione Y

I valori risultano inferiori a quelli indicati in normativa ($h_{tot}/500$) e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

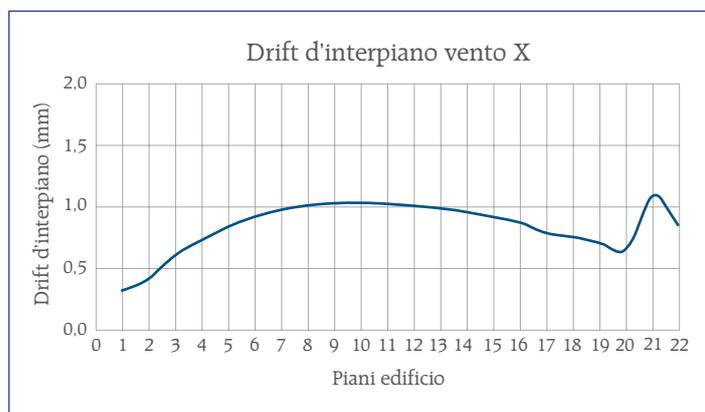


Figura 11 - Drift d'interpiano vento in direzione X



Figura 12 - Drift d'interpiano vento in direzione Y

I valori risultano inferiori a quelli indicati in normativa ($h_{int}/200$) e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

Analisi del comfort umano

È necessario che le costruzioni adibite ad ospitare persone, quindi soprattutto gli edifici, ispirino fiducia e garantiscano benessere agli occupanti nei riguardi delle azioni e degli effetti del vento. Il fisico umano non manifesta generalmente difficoltà a sopportare elevati spostamenti e velocità; è invece molto sensibile all'accelerazione cui è sottoposto, dando luogo a una gamma di reazioni che spaziano dalla non percezione sino al fastidio e, in alcuni casi, all'intollerabilità. Tali reazioni dipendono dalla frequenza con cui avviene l'oscillazione e da vari altri fattori, soprattutto fisiologici e psicologici, legati alle caratteristiche delle singole persone. È compito del progettista fare in modo che le costruzioni ospitino i propri abitanti o utilizzatori, dando luogo a condizioni fisiologicamente non favorevoli solo in rare situazioni.

Dovendo eseguire un controllo in termini di accelerazioni, è stato necessario ricorrere ad un'analisi dinamica lineare transitoria (Linear Time History) attraverso il metodo della sovrapposizione modale.

Tale metodo prevede, a monte, il calcolo dei modi di vibrare della struttura poiché attua una separazione della funzione forzante nelle sue componenti di ogni modo. Successivamente avviene la soluzione delle singole equazioni disaccoppiate, corrispondenti ai singoli gradi di libertà. Il calcolo della risposta globale della struttura avviene pertanto come somma delle singole risposte dei singoli modi agli istanti desiderati.

L'intervallo di tempo indagato è pari a 300 secondi di vento (5 minuti). Le forze dinamiche applicate alla struttura sono state calcolate tenendo in considerazione la componente turbolenta della velocità del vento. Quest'ultima è stata valutata attraverso il metodo di Shinozuka-Deodatis.

Per quanto riguarda il fattore di smorzamento, è stato inserito uno smorzamento di tipo modale, applicato ad ogni singolo modo, il cui valore, trattandosi di un'analisi di comfort, è piuttosto basso (di norma non si va oltre 1-2%). Tuttavia, a seguito di alcune assunzioni semplificate quali la non simulazione dei pali di fondazione, le interazioni terreno-palo trascurate e le cautelative ipotesi per la determinazione del coefficiente di drag, si è scelto di utilizzare un valore pari al 3%.

Per non appesantire ulteriormente l'analisi si è scelto di considerare tali forze applicate ogni due interpiani.

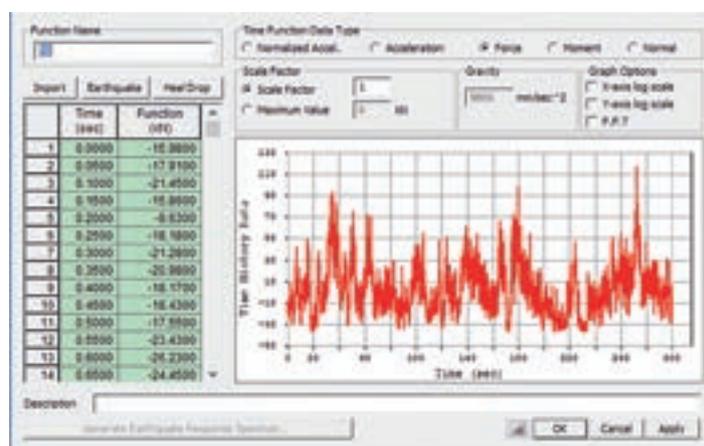


Figura 13 - Andamento della forza dinamica relativa al primo interpiano

Di seguito viene illustrato il modello agli elementi finiti con l'inserimento di tutte le forze dinamiche.

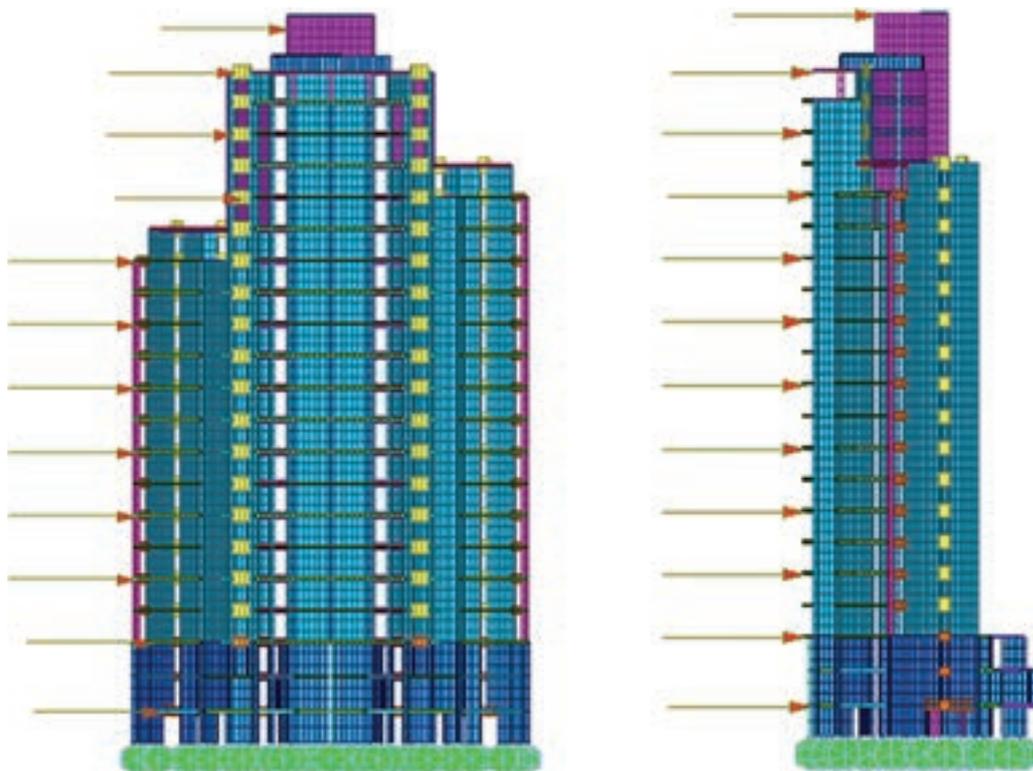


Figura 14
Vista del modello con l'inserimento delle forze dinamiche.

La verifica del comfort interno degli edifici alti solitamente risulta soddisfatta se le accelerazioni di piano non eccedono determinati valori di soglia espressi come valori in millesimi di g.

Vari testi e articoli indicano dei valori limite di accelerazione sotto i quali le accelerazioni risultano accettabili. In particolare si farà riferimento alla seguente pubblicazione che riporta le indicazioni della normativa Canadese riguardante la progettazione

strutturale (NBCC). I valori accettabili di accelerazione per soddisfare le condizioni di comfort umano non devono superare i 25 - 30 milli-g. [cfr. A. S. Rizk (2010) *Structural Design of Reinforced Concrete Tall Building* CTBUH Journal Issue 1]

Inoltre, come si evince da numerosi studi relativamente al comfort umano, la percezione delle vibrazioni della struttura da parte degli abitanti può essere classificata secondo 5 livelli, come riportato in tabella.

Perception of acceleration	
Degree of Discomfort	Acceleration level
Imperceptible	< 5 mg
Perceptible	< 5 mg - 15 mg
Annoying	< 15 mg - 50 mg
Very Annoying	< 50 mg - 150 mg
Intolerable	> 150 mg

Tabella 1
Limiti di percezione dell'accelerazione

Risultati in direzione X

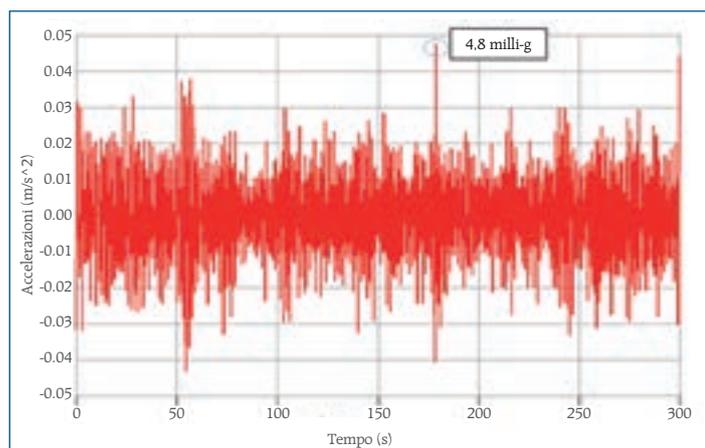


Figura 15 - Accelerazioni in direzione X

Risultati in direzione Y

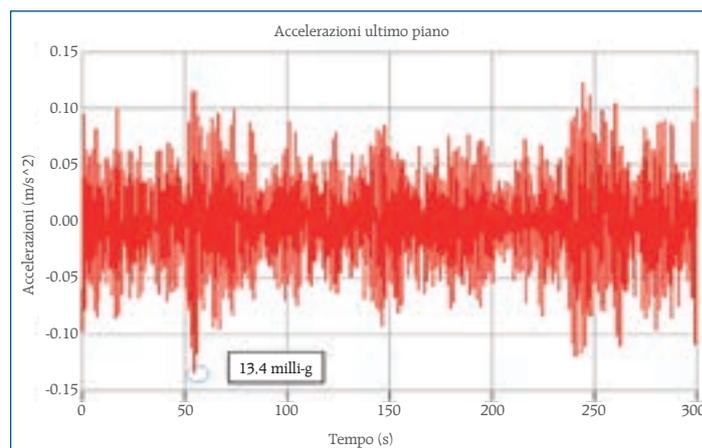


Figura 16 - Accelerazioni in direzione Y

Sulla base dei valori di accelerazione riscontrati nelle analisi dinamiche condotte e dai valori soglia indicati precedentemente, la verifica

di comfort risulta ampiamente soddisfatta. Inoltre in entrambe le direzioni non viene mai superata la soglia di disturbo di 15 milli-g.

Conclusioni

Dai risultati delle analisi sulla stabilità laterale della struttura, è emerso che i valori di spostamento massimi trovati, sia dovuti all'azione sismica che al vento, rispettano ampiamente i limiti imposti dalla normativa (1/500 H). Anche i valori dei drift risultano ampiamente soddisfatti, e, pertanto, è possibile affermare che la struttura presenta un ottimo comportamento nei confronti delle azioni orizzontali. È importante notare che gli spostamenti dovuti al vento risultano maggiori rispetto a quelli ottenuti in condizione sismica; questo perché negli edifici alti, a differenza di quelli bassi, il periodo proprio di vibrazione risulta maggiore a seguito della maggiore snellezza. Pertanto, le torri risultano poco vulnerabili all'azione sismica. Viceversa, si è dimostrato che il vento risulta estremamente influente ed è quindi il carico principale nel dimensionamento dell'edificio.

Per quanto riguarda l'analisi di abitabilità, la costruzione soddisfa i valori di accelerazione richiesti per un buon comfort umano per entrambe le direzioni della forzante del vento, in quanto il valore massimo riscontrato non è mai superiore ai 25-30 milli-g di soglia. Inoltre, le accelerazioni risultano inferiori alla soglia dei 15 milli-g oltre la quale le vibrazioni indotte dal vento risultano percepibili e fastidiose. In conclusione, l'edificio presenta un buon comportamento sotto i carichi orizzontali sia in condizioni di vento statico che dinamico.

Ringrazio lo Studio F&M Ingegneria per la gentile fornitura del materiale e la CSPFea per la fornitura della licenza software Midas Gen.

Approfondimento Sulla tematica, visitare il sito web cspfea.net alla sezione "Documenti e Tutorial":



Le fasi costruttive in strutture miste soggette a viscosità e ritiro
www.cspfea.net/shop/libri/ingegneria/CSP00287.html



Design of Multi-Story Steel Building
www.cspfea.net/scheda-documento-CSP00012.html



Sul software
www.cspfea.net/midas_gen.php



Un nuovo progetto
per l'Ospedale Sacro Cuore
Istituto Don Calabria
di Negrar (VR)

Ciclotrone nucleare e annessa radiofarmacia

di Andrea Piccinini

Ciclotrone nucleare e annessa radiofarmacia

Introduzione

La trattazione è finalizzata al progetto esecutivo per la realizzazione del nuovo "Ciclotrone nucleare e annessa Radiofarmacia" sito nel complesso ospedaliero "Sacro Cuore - Istituto Don Calabria" nel comune di Negrar (VR). L'edificio denominato "Palazzina della Radiofarmacia" è separato da un bunker in cemento armato che contiene il ciclotrone nucleare con un giunto di dilatazione. Il complesso composto dalle

due sottostrutture sorge in una zona sismica di media intensità, corrispondente alla *Zona 3* della classificazione sismica fornita dalla normativa precedente (OPCM 2003). Scopo dell'articolo è descrivere le peculiarità della modellazione strutturale, orientata all'analisi e alla progettazione delle costruzioni in cemento armato. Il software utilizzato è Midas Gen prodotto dalla Midas Information Technology Co. Ltd

(Corea). Le verifiche di tutti gli elementi strutturali sono condotte secondo le NTC 2008 (e relativa Circolare Ministeriale n. 617 del 2/2/2009) e secondo gli Eurocodici. In particolare per la progettazione delle piastre a soletta piena possono essere presenti eventuali richiami alla normativa europea UNI EN 1992-1-1:2004 con riferimento al Punto 9.3 e DIN 1045-1 al Punto 13.3 "Solid slab cast in-situ".



Figura 1:
Rendering del Ciclotrone nucleare e annessa radiofarmacia

Il progetto

Gli interventi strutturali prevedono la realizzazione di un bunker monolitico in cemento armato con dimensioni in pianta di 8,6 m × 9,4 m e che si sviluppa in altezza per 7 m. Le pareti laterali e la soletta di copertura hanno uno spessore costante di 2 m mentre la soletta di base ha uno spessore variabile tra 1,4 e 2 m. L'altezza minima interna del cubo cavo è di 3 m. Il bunker del ciclotrone appoggia su 16 pali trivellati spinti fino a 26 m di profondità per vincolare il cedimento eccessivo di tale struttura, che oltre al peso proprio ospita all'interno un ciclotrone nucleare da 31 t. Per la realizzazione del getto massivo viene prescritto un cemento

rallentato a basso dosaggio e che sviluppi un calore di idratazione accettabile per scongiurare la fessurazione. Il bunker contenente il ciclotrone viene progettato in campo elastico, considerata la sua incapacità di dissipare l'energia indotta dal sisma in modo duttile con la formazione di cerniere plastiche.

La Palazzina della Radiofarmacia è giuntata rispetto al bunker (giunto strutturale di 4 cm) e la sua piastra di base poggia su 35 ulteriori pali spinti fino a 26 m di profondità dal piano di calpestio. Si compone di un piano interrato e tre piani fuori terra oltre ad una copertura praticabile. Il piano interrato, il piano terra e il

piano primo hanno una forma a ferro di cavallo (ruotano attorno al bunker, che penetra nella palazzina) mentre il piano secondo e la proiezione della copertura tornano ad avere forma rettangolare di dimensioni strutturali pari a 23.3 m × 16.6 m. Gli interpiani dei primi due livelli fuori terra sono di circa 5 m mentre gli altri sono di poco più contenuti. Tutti i muri di controvento sono stati portati sul perimetro esterno della Palazzina e internamente sono visibili solamente 6 pilastri, e le luci coperte dai solai sono rilevanti (fino a 10 m). Tutti i pilastri hanno una sezione snella a forma quadrata di dimensioni 40 cm × 40 cm e portano una piccola aliquota del momento flettente originato ai vari orizzontamenti dal moto sismico e dal vento, oltre che dall'appoggio del ponte di collegamento in carpenteria metallica tra la palazzina e una struttura esistente, non trattato in questo articolo. I solai sono realizzati con piastre a soletta piena in calcestruzzo armato gettato in opera con spessori di 30 cm per la copertura, 40 cm per il piano terra ed il piano terzo e 50 cm per la fondazione su pali ed il piano secondo, che deve reggere le celle piombate, un peso permanente distribuito pari a 110 kN/m², e sono ade-

guatamente ancorate alle pareti perimetrali che hanno spessore 30 cm lungo tutto il loro sviluppo in altezza, così che si renda possibile in fase di modellazione FEM schematizzare la giunzione tra i due elementi strutturali come un incastro perfetto. Le lame sismiche perimetrali non presentano alcuna apertura lungo tutto il loro sviluppo e mantengono costante l'armatura dalle fondazioni alla copertura. Il calcestruzzo ordinario utilizzato per tutti gli elementi presenti è il C30/37. Sia la piastra del piano secondo che la soletta di copertura presentano molte asole impiantistiche che creano concentrazioni di sforzi sui solai in cemento armato, che vanno adeguatamente studiati (eventuale creazione di cordoli, controllo dei meccanismi locali, deformazioni e fessurazioni etc.). È fondamentale tenere presente che in una costruzione a così alto contenuto tecnologico anche gli elementi non strutturali concorrono a determinare la risposta al terremoto, sia con la loro massa che con la loro rigidità, e che la struttura deve essere perfettamente funzionante post-sisma e nell'emergenza in generale; la concezione del progetto deve riguardare pertanto l'edificio nella sua globalità.

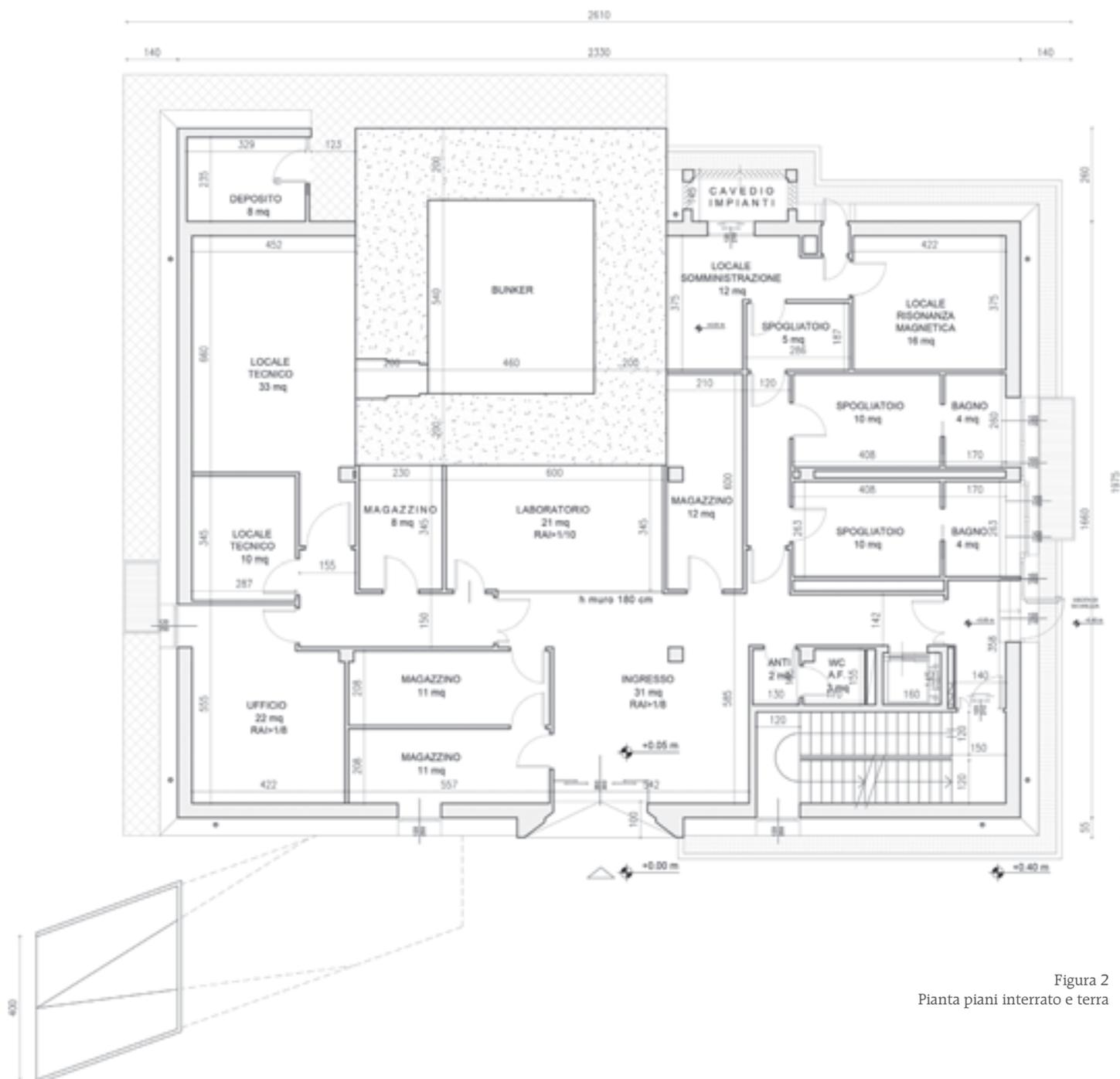


Figura 2
Pianta piani interrato e terra

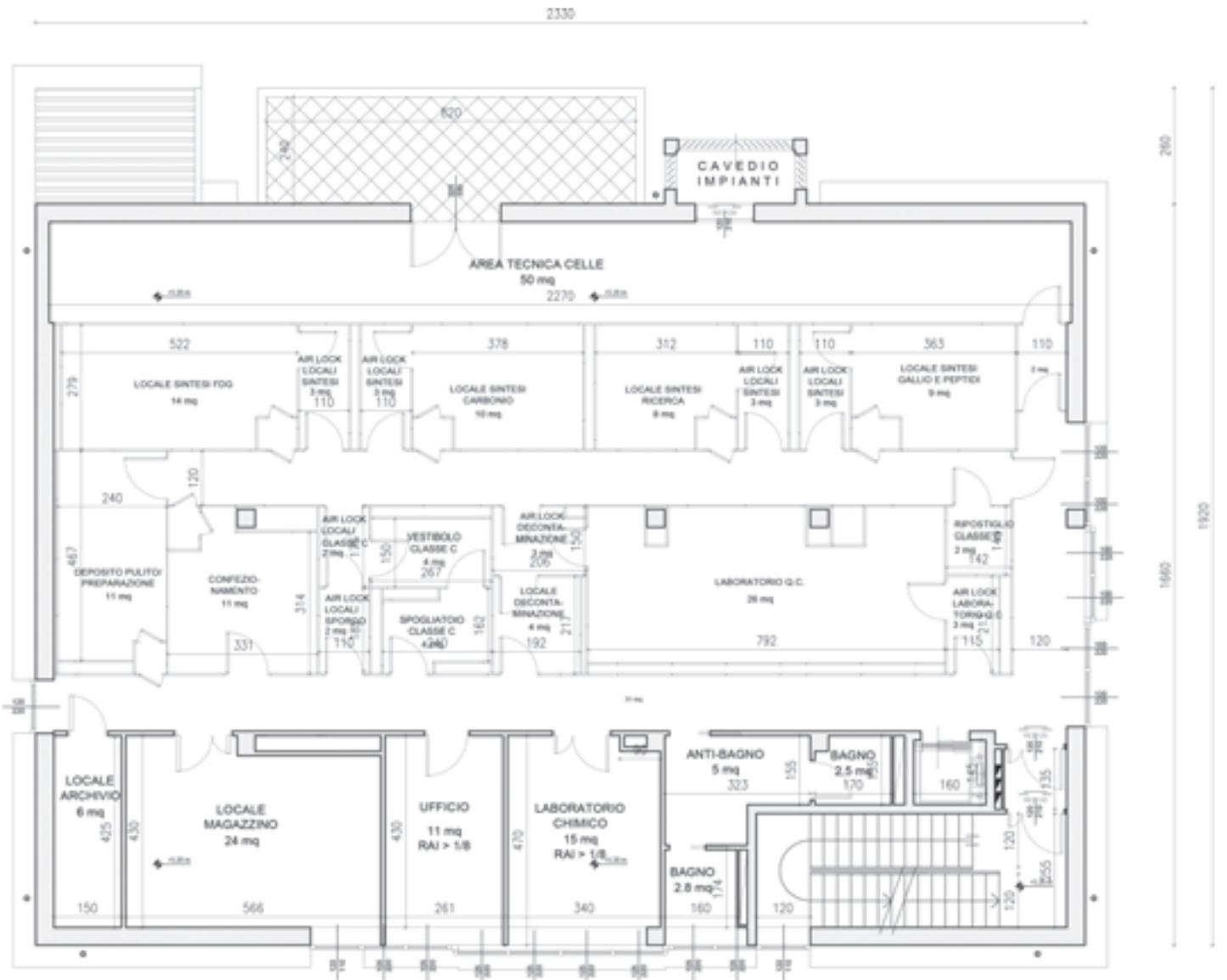


Figura 3:
Pianta piani primo e secondo e copertura

Modellazione

La modellazione strutturale è stata effettuata con l'ausilio del software di calcolo Midas Gen. Per la palazzina, dopo aver inserito le azioni verticali ed orizzontali, le sollecitazioni indotte negli elementi strutturali sono state ricavate conducendo un'analisi dinamica elastica lineare su un modello tridimensionale FEM. Ven-

gono inizialmente definiti i nodi, le proprietà dei materiali e la geometria delle sezioni. La massa delle strutture viene assegnata automaticamente dal programma a ciascun nodo, in base alle caratteristiche geometriche e dei materiali assegnate. Il modello è in seguito sviluppato considerando le seguenti ipotesi:

- Vincoli di incastro tra la piastra inclinata di copertura e le pareti di taglio perimetrali e tra le solette piene e le lame sismiche a tutti i livelli, in modo da considerare la deformazione laterale contrastata dai setti di controvento e scongiurare un funzionamento strutturale slab/column che porterebbe a drift di piano elevati oltre che a una incerta trasmissione degli sforzi di taglio tra elementi orizzontali e colonne verticali;
- Il sistema fondale non è inizialmente modellato e tutti i nodi si considerano incastrati alla base: con questa posizione si è in sicurezza in quanto le varie combinazioni agli SLV risultano più gravose. In una seconda fase il piano fondale è modellato come un piastrone che non appoggia direttamente su un terreno alla Winkler ma solamente sui pali trivellati di fondazione e tale ipotesi porta a un design della platea a favore di sicurezza poiché si trascura totalmente il contributo stabilizzante del terreno;
- Le pareti di taglio sono modellate come elementi wall membranali e hanno quin-

di rigidità solo nel loro piano e non fuori dal piano: con tale ipotesi si esclude già in fase di modellazione che pareti disposte a 90° tra di loro possano aiutarsi in caso di azione sismica in una delle due direzioni principali X o Y del moto;

- I muri controterra della palazzina sono invece elementi plate poiché, essendo a contatto col terreno e i sovraccarichi da traffico, si valuta anche il comportamento flessionale oltre a quello membranale, e la mesh è ottenuta col modulo ASWD;

- Le pareti del bunker sono modellate con elementi brick considerato che la teoria delle piastre si discosta dal comportamento flessionale e membranale di questi elementi strutturali;
- Nel considerare gli orizzontamenti dei vari piani rigidi si è verificato che effettivamente il comportamento dei solai a soletta piena in CA nel loro piano sia assimilabile a infinitamente rigido, che ridistribuiscono correttamente l'azione sismica tra i diversi elementi resistenti verticali e non vi siano comportamenti indesiderati. La mesh in elementi triangolari e quadrangolari si ottiene col modulo ASWD implementato in Midas Gen;
- I carichi distribuiti sulle superfici di copertura, sulle solette piene a tutti i livelli, sulle lame sismiche perimetrali e sulla piastra di base (Dead Loads, Live Loads e Snow Loads) sono stati inseriti alla voce Pressure Loads Face e sono pressioni uniformi su tutta la superficie interessata;
- I carichi dei tamponamenti sono stati inseriti come pesi permanenti sul perimetro della palazzina alla voce Pressure Loads Edge evitando così l'inserimento di travi beam fittizie che avrebbero poi

scaricato il peso sugli elementi plate; non si è fatto ricorso nella modellazione dei tamponamenti tramite bielle incrociate poiché evidenze sperimentali dimostrano che essi perdono rigidità nelle primissime fasi del moto sismico;

- I carichi dovuti alla passerella in acciaio che collega la palazzina della radiofarmacia alla medicina nucleare vengono inseriti come carichi nodali, nei punti esatti in cui il ponte si appoggia sull'edificio;
- La scala non è modellata dato che non si ritiene che possa modificare la rigidità globale della struttura.

Trattandosi di una struttura strategica appartenente alla classe d'uso IV, oltre agli spettri in accelerazione relativi agli stati limite di salvaguardia della vita e di danno, viene inserito anche quello relativo allo stato limite di operatività. Sono stati considerati tutti i modi di

vibrare con massa modale partecipante superiore al 5% per un totale eccedente l'85%. L'eccentricità accidentale inserita dal software non sposta di molto il buon equilibrio strutturale della Palazzina: i centri di masse e rigidità restano molto vicini a tutti i livelli.

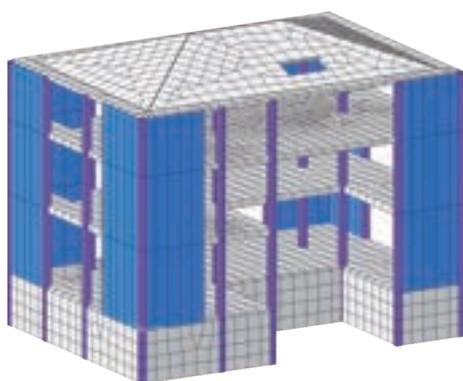


Figura 4:
Modello FEM 3D vista A

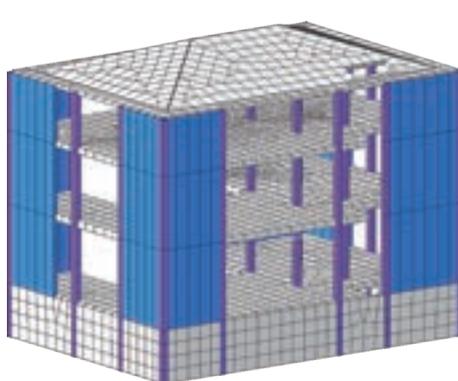


Figura 5:
Modello FEM 3D vista B

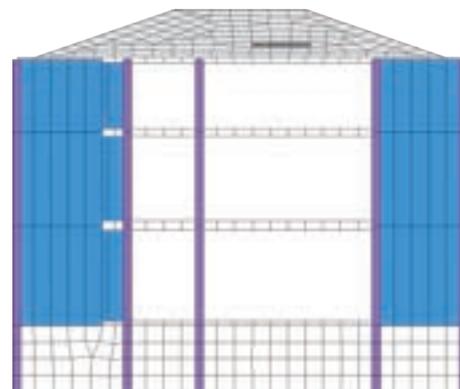


Figura 6:
Modello FEM vista frontale

Risultati e verifiche

I risultati dell'analisi frequenziale relativi alla palazzina di quattro piani evidenziano che i primi due modi di vibrare sono traslazionali. Il risultato è accettabile poiché dove il periodo di vibrazione è più alto (e la rigidità della struttura è minore) non si hanno moti torsionali. Il terzo modo di vibrare ha un periodo nettamente inferiore ai primi due e sposta la massa rotazionalmente attorno all'asse Z. In seguito, quando viene inserita la fondazione a platea su pali, i primi due modi risultano ancora traslazionali e si scongiurano nuovamente comportamenti torsionali. Nonostante il primo periodo proprio di vibrazione della palazzina sia molto basso, quello del bunker è un ordine di grandezza inferiore. Per la palazzina si evince che la massa modale partecipante raggiunge quasi la totalità dopo dieci modi di vibrare, e nell'analisi ne vengono considerati dodici. Si è inoltre eseguita sul modello anche un'analisi statica non lineare pushover, che tuttavia esula dagli scopi dell'articolo.

Le verifiche delle piastre piene (e della fondazione) vengono svolte col modulo ASWD implementato in Midas Gen. Agli stati limite di salvaguardia della vita, utilizzando le sollecitazioni ultime di calcolo (calcolate col metodo di Wood-Armer), è possibile calcolare la quantità minima di armatura necessaria nelle due direzioni per soddisfare le verifiche flessionali, espressa sia in cm^2/m , che

in diametri e passi scelti tra quelli preventivamente selezionati. Può essere inoltre visualizzato il rapporto di resistenza tra la sollecitazione agente e quella resistente, oltre al rapporto tra l'area dell'armatura e quella del cls e il rapporto x/d . Sempre agli SLV il software esegue la verifica di punzonamento come richiesto da EC2. Agli stati limite di servizio si eseguono i controlli della limitazione delle tensioni in esercizio, della fessurazione e dell'inflessione. terminate le verifiche dei singoli elementi strutturali (lame di taglio, pilastri e muri controterra) si eseguono le verifiche globali della struttura. Ne deriva che per la palazzina gli spostamenti di interpiano agli SLD ed SLO sono di molto inferiori ai massimi normativi per strutture strategiche, come ci si attendeva avendo posto i setti di controvento solo sul perimetro esterno dell'edificio, massimizzando la coppia resistente nelle due direzioni principali del moto sismico.

Il bunker è un caso "borderline" per la teoria di Saint Venant in quanto solitamente un modello costruito con elementi *brick* è volutamente realizzato per controllare gli sforzi e le deformazioni più che le risultanti di sollecitazione. Le sollecitazioni agenti vengono calcolate comunque come integrazione sullo spessore delle varie tensioni e risultano inferiori alle sollecitazioni resistenti.

Risultati

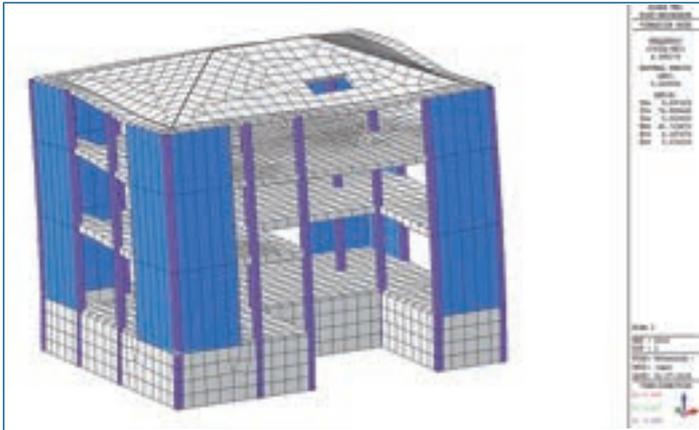


Figura 7: Deformata del primo modo di vibrare

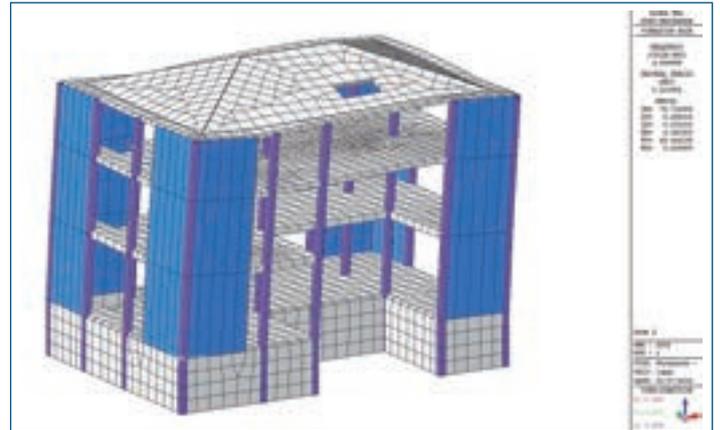


Figura 8: Deformata del secondo modo di vibrare

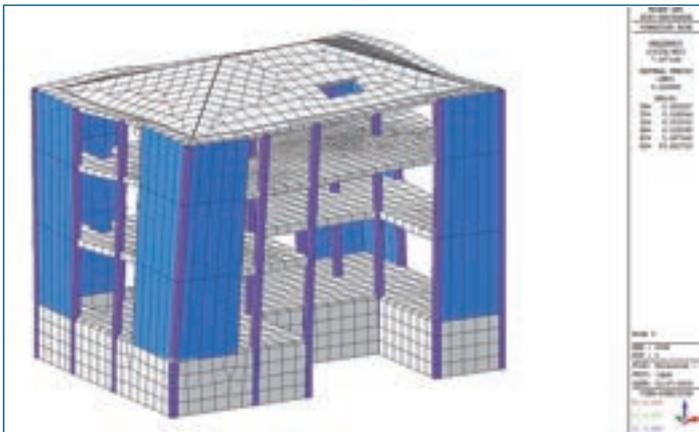


Figura 9: Deformata del terzo modo di vibrare

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)		
1	27.4272	4.3652	0.2291	0.0000e+000	
2	28.6951	4.5670	0.2190	0.0000e+000	
3	49.8706	7.9371	0.1260	0.0000e+000	
4	65.3885	10.4069	0.0961	0.0000e+000	
5	97.7826	15.5626	0.0643	0.0000e+000	
6	106.1111	16.8881	0.0592	0.0000e+000	
7	108.0559	17.1976	0.0581	0.0000e+000	
8	153.1409	24.3731	0.0410	1.1377e-075	
9	161.3080	25.6730	0.0390	7.4148e-075	
10	172.8630	27.5120	0.0363	4.7639e-071	
11	198.0756	31.5247	0.0317	3.2534e-061	
12	224.4580	35.7236	0.0280	3.4394e-053	

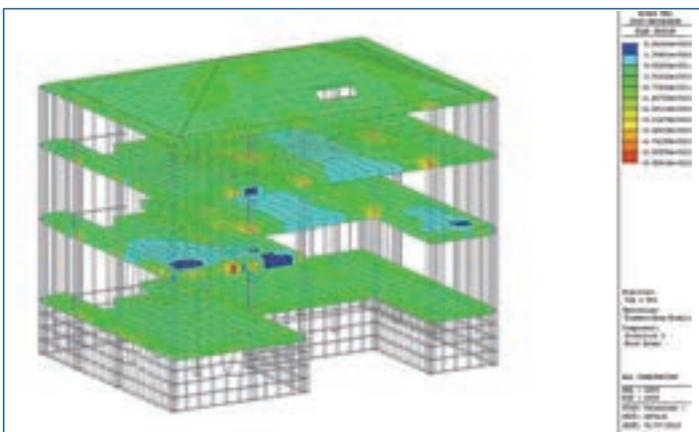


Figura 11: Wood Armer Moment dir. X per tutte le piastre

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(Sum(%)										
1	6.2974	6.2974	74.965	74.965	0.0000	0.0000	51.719	51.719	4.1676	4.1676	0.0030	0.0030
2	75.712	82.009	6.2450	81.210	0.0000	0.0000	4.3419	56.061	49.444	53.611	0.4087	0.4117
3	0.3853	82.395	0.0295	81.240	0.0000	0.0000	0.0259	56.087	0.9676	54.579	83.450	83.862
4	0.0012	82.396	0.2269	81.466	0.0000	0.0000	0.4992	56.586	0.0041	54.583	0.0578	83.920
5	0.0021	82.398	14.751	96.218	0.0000	0.0000	30.042	86.628	0.0119	54.595	0.0001	83.920
6	4.5233	86.921	0.1001	96.318	0.0000	0.0000	0.3642	86.992	8.0833	62.678	0.1638	84.084
7	11.555	98.477	0.0921	96.410	0.0000	0.0000	0.2018	87.194	21.710	84.389	0.0601	84.144
8	0.0086	98.485	0.2363	96.646	0.0000	0.0000	0.0047	87.199	0.0335	84.423	0.0000	84.144
9	0.0115	98.497	2.5003	99.146	0.0000	0.0000	0.2344	87.433	0.3536	84.776	1.9237	86.068
10	0.0412	98.538	0.5897	99.736	0.0000	0.0000	0.1060	87.539	1.3638	86.140	11.889	97.957
11	1.2652	99.803	0.0081	99.744	0.0000	0.0000	0.0396	87.579	7.1311	93.271	0.1462	98.103
12	0.1381	99.941	0.1270	99.871	0.0000	0.0000	3.2429	90.822	0.6562	93.927	1.0202	99.123

Figura 10: Risultati dell'analisi modale per la Palazzina della Radiofarmacia

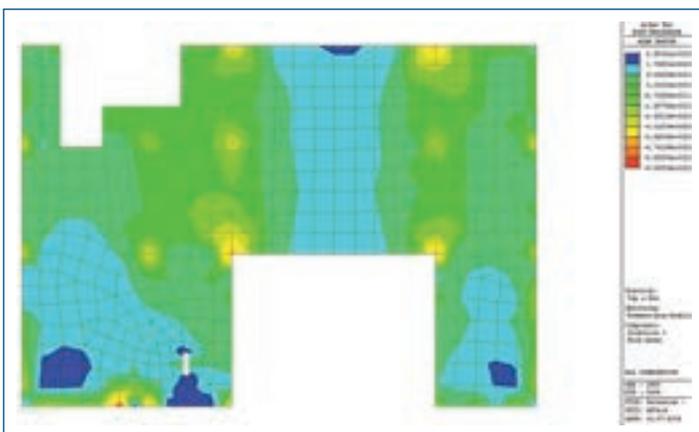


Figura 12: Wood Armer Moment dir. X per la piastra più sollecitata

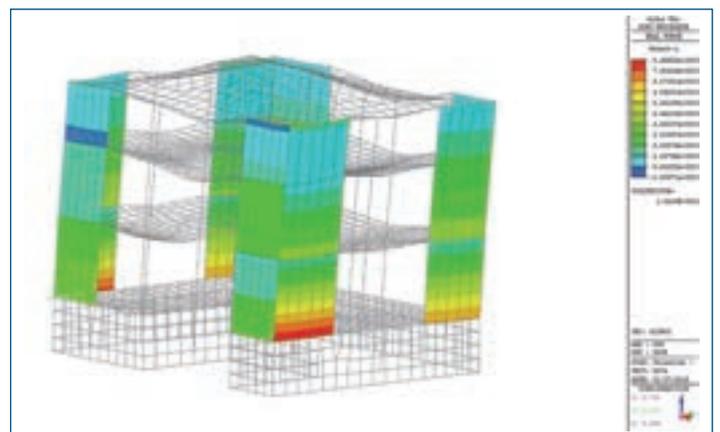


Figura 13: Momento sollecitante massimo sui setti dir. Y

Verifiche

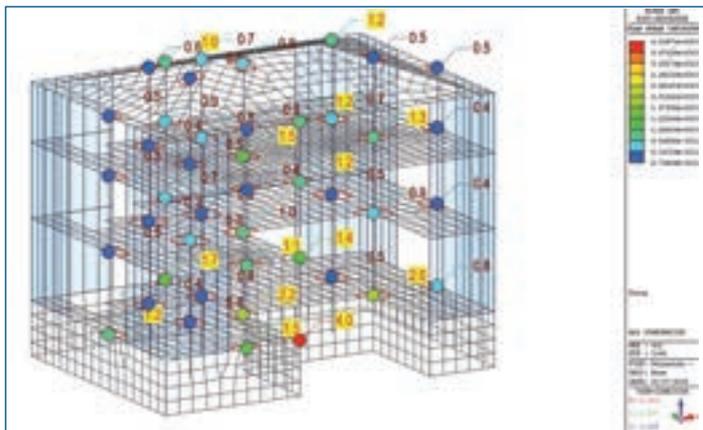


Figura 14: Verifica a taglio punzonamento delle piastre in cemento armato

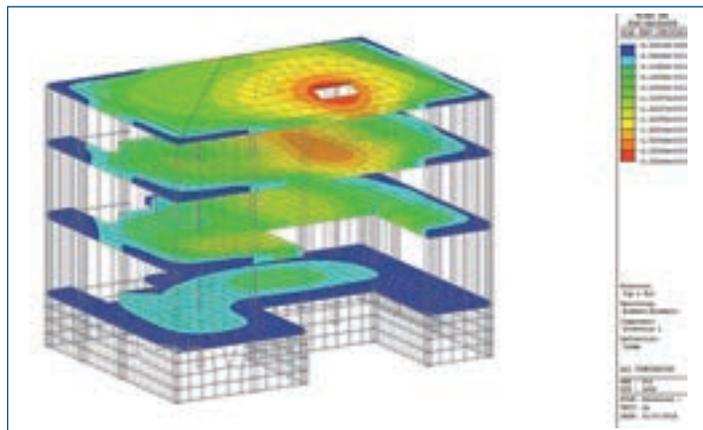


Figura 15: Inflessione delle piastre con coefficiente di creep pari a 1.9

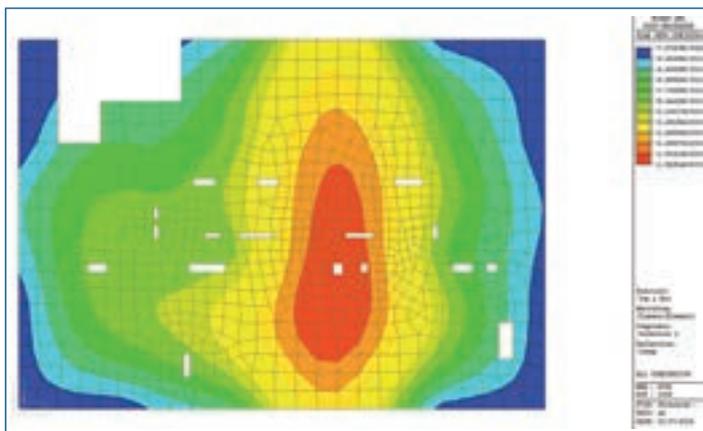


Figura 16: Inflessione della piastra del secondo livello con coefficiente di creep pari a 1.9

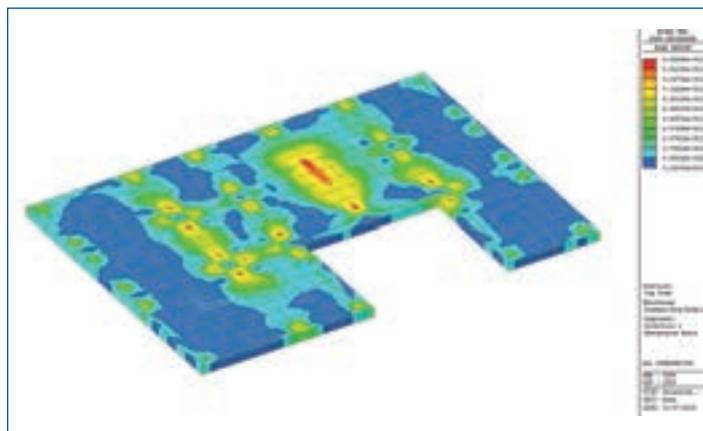


Figura 17: Verifica SLU dell'armatura nella direzione X al lembo superiore (M_{ED}/M_{RD}) per la fondazione su pali

Conclusioni

Sulla base delle verifiche eseguite sui singoli elementi strutturali si nota che il dimensionamento effettuato è in sicurezza e spesso vicino ai limiti di resistenza delle sezioni ottenendo pertanto una ottimizzazione dei materiali impiegati. La modellazione effettuata ha permesso di sviluppare la progettazione in tempi brevi, di modificare velocemente e varie volte il modello, potendo ad esempio verificare l'inadeguatezza di schemi statici slab/column o di calcolare sia gli sforzi membranali che quelli flessionali negli elementi plate,

per combinarli in seguito. Moduli come ASWD (implementati in Midas Gen) permettono valutazioni altrimenti difficilmente ricavabili, come gli effetti della viscosità a lungo termine o della fessurazione del cls nell'inflessione delle piastre in cemento armato. Inoltre elementi strutturali tipici del software, come l'elemento wall, formulato specificatamente per lo studio delle lame antisismiche, forniscono risultati in termini di sollecitazioni e non di tensioni, rendendo più agevole la progettazione strutturale.

Dott. Ing. Andrea Piccinini
STUDIO PICCININI
via Cigno 9/A Verona (VR)
piccinini84@gmail.com

Approfondimento Sulla tematica, consigliamo i seguenti documenti:



Slab/Wall design
www.cspfea.net/shop/libri/ingegneria/CSP00006.html



Sequential Analysis of Flat-Slab Construction and Its Impact on Construction Cycle
www.cspfea.net/scheda-documento-CSP00073.html



Sul software
www.cspfea.net/midas_gen.php

PROGETTAZIONE SISMICA

È disponibile il **numero 3-2014** di Progettazione Sismica, rivista quadrimestrale edita da Eucentre, che ha l'aspirazione di far crescere, attraverso una costante opera di sensibilizzazione legata alla descrizione delle opere progettate e realizzate, la cultura della prevenzione nei confronti del rischio sismico. Il progetto editoriale, avviato nel 2008, è rivolto a professionisti, funzionari, industria delle costruzioni, accademici e studenti.



L'indice del numero 3-2104

Editoriale

Sei anni dopo...

Articoli

- La classificazione sismica in Italia, oggi (C. Meletti, M. Stucchi, G. M. Calvi)
- La risposta sismica in superficie nella valutazione ed adeguamento di edifici esistenti in C.A.: aspetti metodologici ed applicativi (A. Masi, V. Manfredi, L. Chiauzzi, M. Mucciarelli, C. Lizza, L. Vignola)
- Capannoni monopiano prefabbricati: distribuzione probabilistica dei sistemi e sottosistemi strutturali dagli anni sessanta ad oggi (D. Bellotti, C. Casotto, H. Crowley, M. G. Deyanova, F. Germagnoli, G. Fianchisti, E. Lucarelli, S. Riva, R. Nascimbene)
- Lo strano caso del presunto terremoto del 22 febbraio 1346 (R. Camassi, V. Castelli)
- Un intervento di demolizione e ricostruzione di edifici residenziali in C.A. mediante isolamento sismico alla base (A. De Cocinis, S. Ferrari, P. Pederzini, C. Franchini)

Schede Tecniche

- Intervento di adeguamento di un edificio in c.a. con realizzazione di una sopraelevazione in acciaio ad uso residenziale (M. Peroni, I. Fabbi)
- Intervento di confinamento di pilastri in c.a. con parziale decompressione in fase esecutiva (G. Giacomini)
- Ricerca sperimentale sulla muratura armata portante Taurus (M. Destro)
- Prove sperimentali in situ su tipica muratura messinese rinforzata con CAM: arco in muratura a piena scala (M. Cilia, I. Cipolla, P. Colajanni, R. Marnetto, A. Recupero, N. Spinella)

Rubriche

- Qui EUCENTRE
- Qui GEM
- L'Approfondimento

Contatti

E-mail: info@progettazionesismica.it

Sito web: www.progettazionesismica.it

Social networks:     

Abbonamenti

www.eucentre.it (> Bookstore)



ENGINE SHIPPING

Andrea Toni, Fabio Minghini, Antonio Tralli

Dipartimento di Ingegneria, Università di Ferrara

Gianluca Loffredo

Libero professionista, Archiving, Laboratorio di Progettazione, Ferrara

La terra romba sotto VM Motori

VM Motori S.p.A. è un'azienda motoristica italiana sita a Cento, in provincia di Ferrara, operante dal 1947 nel campo dei motori diesel, appartenente a Fiat Powertrain Technologies, a sua volta parte di Fiat Chrysler Automobiles.

Il 1 Aprile 2014, l'attività VM Motori viene integrata nel gruppo Fiat Group Automobiles (FGA) ed acquisisce la denominazione di FGA Cento.



Modellazione agli elementi finiti di prove di identificazione strutturale: il caso dello stabilimento VM motori di Cento (FE)



Introduzione

La struttura oggetto di studio è lo stabilimento A della VM motori sito a Cento (FE) in via Ferrarese n° 29: nella Figura 1 è riportata una immagine satellitare dell'intero complesso mentre in Figura 2 è riportata una pianta particolareggiata di esso. A partire dal 1 Aprile 2014, l'attività VM Motori è stata integrata nel gruppo Fiat Group Automobiles (FGA) e ha acquisito la denominazione di FGA Cento.

A seguito della sequenza sismica del maggio 2012 nello stabilimento A si sono verificati danni alle strutture, però tali da non precludere la produttività dell'azienda. I principali danni strutturali riscontrati consistono nel distacco di alcuni pannelli di rivestimento dovuto al martellamento fra corpi di altezza diversi, Figura 3, e in alcune lesioni delle travi sostenenti i tegoli di copertura nel corpo 18.



Figura 1: Immagine satellitare dell'intero stabilimento

La proprietà durante la fase di messa in sicurezza e di progettazione degli interventi di adeguamento sismico, previsti dalle ordinanze della struttura commissariale e dalla legge 122/2012, conversione del decreto legislativo 74/2012, ha incaricato il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara di eseguire prove statiche e dinamiche di identificazione strutturale. Tali prove sono state svolte nell'estate del 2013 con la collaborazione con ELLETIPI S.R.L., laboratorio prove materiali, di Ferrara.

In questa nota vengono presentate le simulazioni agli elementi finiti svolte con il programma Midas Gen [2], presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, per una corretta interpretazione delle prove. I risultati di tali simulazioni sono riportati nella tesi di laurea di Andrea Toni, marzo 2014 [1].

Figura 2:
Planimetria generale particolareggiata dello stabilimento VM motori con evidenziati diversi edifici presenti

PLANIMETRIA GENERALE PARTICOLAREGGIATA

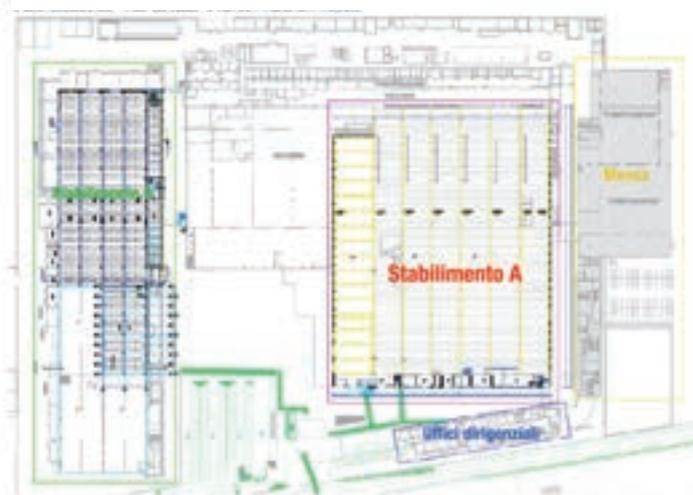


Figura 3:
Sezione longitudinale dello stabilimento "A" con suddivisione fra i vari corpi.



Descrizione dell'opera

Lo stabilimento A, costruito in epoche successive e con tecniche costruttive diverse, può essere considerato composto da 5 corpi, Figura 4. Il corpo 20 è stato edificato nel 1959 e poi ampliato nel 1962 e nel 1965. I telai principali in c.a. sono costituiti da pilastri gettati in opera, aventi un interasse di 7,50 m, collegati trasversalmente da travi continue a "L".

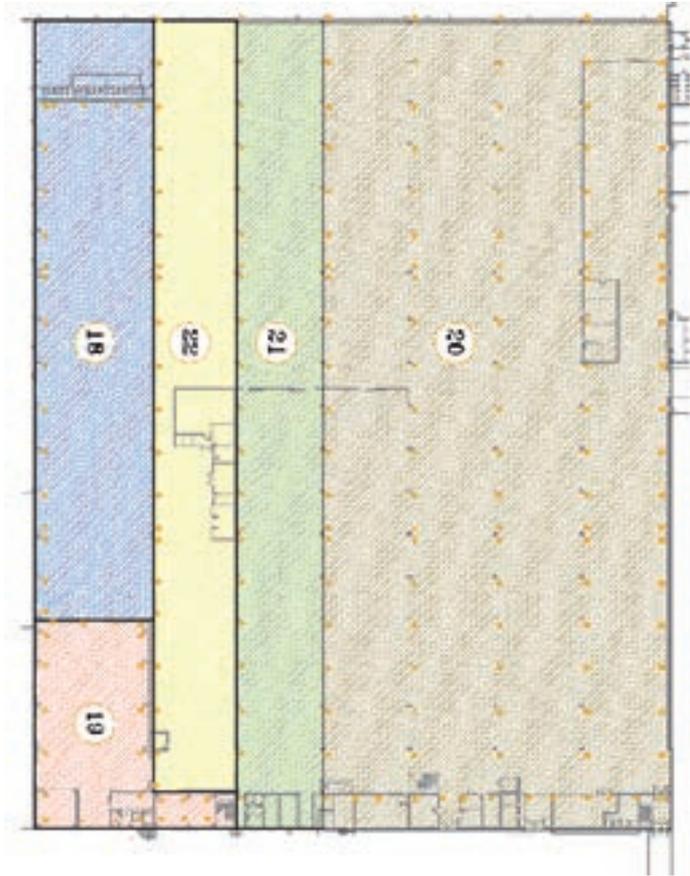


Figura 4: Suddivisione schematica dello stabilimento A nei diversi corpi

Gli elementi di copertura presenti sono costituiti, Figura 3, da copponi prefabbricati in c.a. a doppia copertura, collegati con una catena di acciaio, e con una sola curvatura, aventi una luce in pianta di circa 15 m. Il corpo 21, realizzato nel 1976, presenta pilastri in c.a. prefabbricati (terminanti con piastrini in acciaio nelle vetrate) collegati con travi continue sia con sezione a "L" gettate in opera (la pilastrata confinante con il corpo 21) che a "T" prefabbricate e a una sola campata, mentre la copertura è realizzata con tegoli a "pi-greco". Il corpo 22, edificato fra il 1977 e il 1980 ha caratteristiche ancora diverse e gli elementi di copertura sono shed con sezione a "pi-greco" alcuni dei quali presentano lucernari. Il corpo 18 costruito contemporaneamente al precedente, Figura 5, presenta caratteristiche geometriche completamente diverse; esso ha una altezza nettamente maggiore oltre 12 m, e una copertura con

tegoli e cupolini. Presenta inoltre pesanti pannelli di tamponatura in c.a. dello spessore di 18 cm.

Il corpo A è suddiviso in direzione ortogonale ai telai in 3 parti uguali mediante 2 giunti termici di spessore di circa 1 cm. In Figura 6 è riportato il modello completo realizzato con Midas Gen per l'intero corpo A e, più dettagliato, per la parte compresa fra 2 giunti.

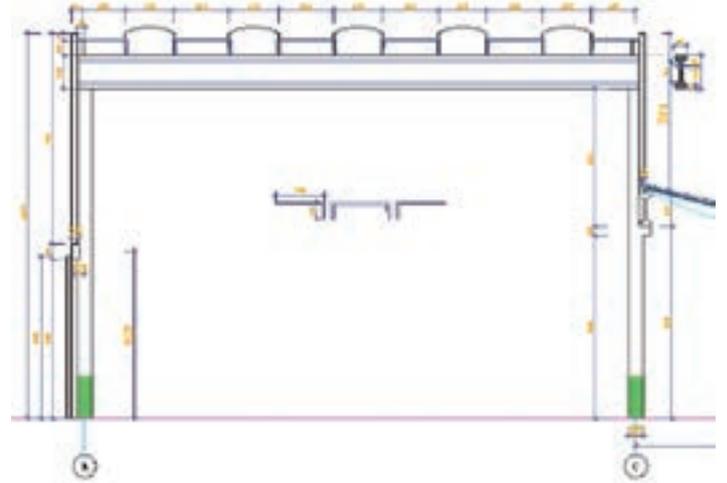


Figura 5: Sezione Trasversale del corpo 18

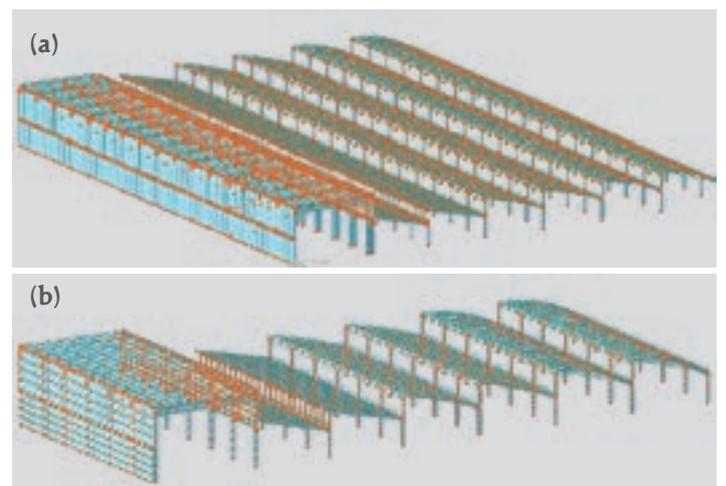


Figura 6: (a) Modello MIDAS dell'intero corpo A. (b) Modello della parte compresa fra 2 giunti termici

Dopo il sisma in conformità della già citata legge 122 [2] la proprietà ha provveduto a porre in essere i necessari interventi di risoluzione delle carenze che sono principalmente consistiti nell'utilizzo di piastre metalliche bullonate per realizzare i fissaggi tegolo-trave principale, pilastro-trave principale e tegolo-tegolo. Gli interventi sono stati progettati in parte dall'ing. Davide Grandis e in parte dall'ing. Gianluca Loffredo, liberi professionisti in Ferrara. Nei modelli numerici utilizzati si è tenuto conto di tali interventi.

Descrizione delle prove di identificazione strutturale

Per identificare la rigidità degli elementi strutturali nei diversi capannoni, che dipende oltre che dalle loro caratteristiche geometriche e meccaniche dal grado di vincolo mutuo e con il suolo, oltre alle usuali prove sui materiali in situ e in laboratorio sono state richieste, vista l'eterogeneità e complessità dello stabilimento,

prove di identificazione nei diversi capannoni [3,4]. Le prove che si descrivono brevemente in questo paragrafo e di cui si confronteranno i risultati con quelli ottenuti mediante modellazione con il programma Midas Gen [2] vengono sinteticamente definite rispettivamente come prova di "tiro obliquo" e di "tiro verticale".

Prove di tiro obliquo

Le estremità superiori di due pilastri sono state collegate mediante un cavo di acciaio che viene sollecitato mediante un martinetto idraulico. In Figura 7 a e b viene riprodotto lo schema geometrico della prova che è stata ripetuta in diverse posizioni in ogni corpo di fabbrica, mentre in Figura 8 viene mostrata l'esecuzione della prova. Si osservi il collegamento mediante fasce in tessuto sintetico della fune alla testa del pilastro, l'inserimento in serie con la fune di un "fusibile" di acciaio (realizzato con una vite su cui è stato praticato un intaglio allo scopo di produrre la rottura fragile per un valore predefinito del carico) e di un martinetto idraulico. Quando il fusibile raggiunge il carico di rottura si ha il rilascio dell'energia di deformazione e la struttura inizia a vibrare. A rottura avvenuta, le misure di accelerazione sono state

effettuate utilizzando fino a 16 accelerometri piezoelettrici prodotti dalla ditta PCB Piezotronics. In particolare sono stati utilizzati i modelli PCB/393B12, in grado di rilevare frequenze di vibrazione comprese tra 0.1 e 1000 Hz con sensibilità di 10 V/g, con g accelerazione di gravità, e PCB/353B04 con sensibilità di 10 mV/g e peso 10.5 grammi. Tutti gli accelerometri sono stati avvitati ad una basetta magnetica che ne ha consentito il posizionamento in corrispondenza di piastre metalliche solidali alla struttura presenti nei punti scelti per le registrazioni. Per l'acquisizione delle misure si è fatto uso del sistema multicanale SINUS Soundbook e del modulo SINUS Expander, con un totale di 16 canali sincronizzati tra loro con campionamento

base a 51.2 kHz. I convertitori A/D sono a 24 bit, con gamma dinamica maggiore di 120 dB e linearità dinamica IEC 61672 maggiore di 115 dB. Il sistema è conforme agli Standards IEC 651 e 804 Tipo 1 e IEC 61672 Classe 1. Si è inoltre fatto uso dell'interfaccia software Samurai®. La frequenza di campionamento adottata per le misure è pari a 12.8 kHz (corrispondente ad una banda passante di 5 kHz). In fase di elaborazione delle misure si è fatto uso del software LMS Test.Lab.

A scopo di controllo preliminare degli effetti della coazione indotta sulla struttura, gli spostamenti delle teste dei pilastri durante la fase di carico sono stati misurati tramite un teodolite con precisione di ± 0.7 mm. Tali spostamenti si sono rivelati di entità trascurabile.

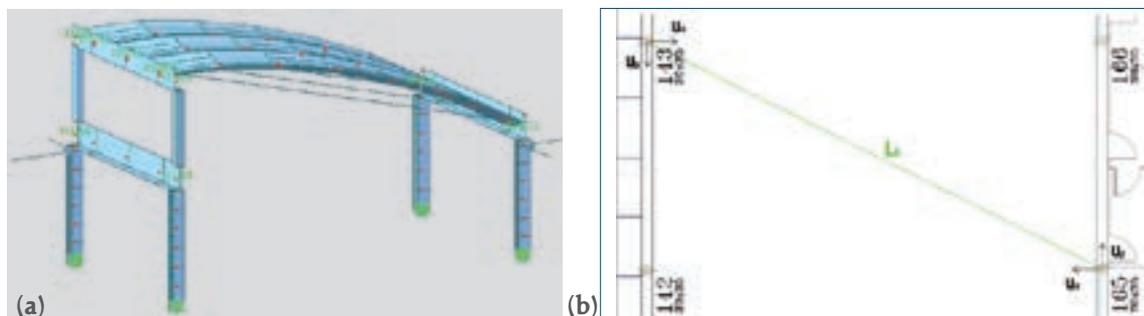


Figura 7: (a) vista assonometrica del modello Midas Gen e (b) vista in pianta della porzione di struttura (Campata 2, corpo 20) in cui è stata eseguita la prova di tiro obliquo

Prova di tiro verticale

Il giorno 7 agosto 2013 è stata realizzata, nella campata 7 del corpo di fabbrica 18, la prova di tiro verticale il cui schema è illustrato in Figura 9 a e le modalità di realizzazione in Figura 9 b.

Le modalità di esecuzione della prova sono sostanzialmente simili a quelle descritte in precedenza; il cavo di acciaio viene vincolato alla trave in c.a. e viene posto in trazione mediante un martinetto idraulico, in tal modo la trave si deforma e si ha il rilascio dell'energia di deformazione all'atto della rottura del "fusibile di acciaio". Le misure di accelerazione sono state effettuate tramite la stessa strumentazione descritta nel paragrafo precedente. Le maggiori forze in gioco e la necessità di vincolare il cavo a terra rendono più complessa l'esecuzione della prova.

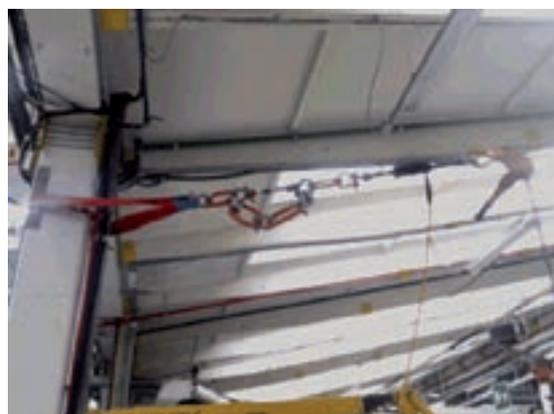


Figura 8: Esecuzione della prova

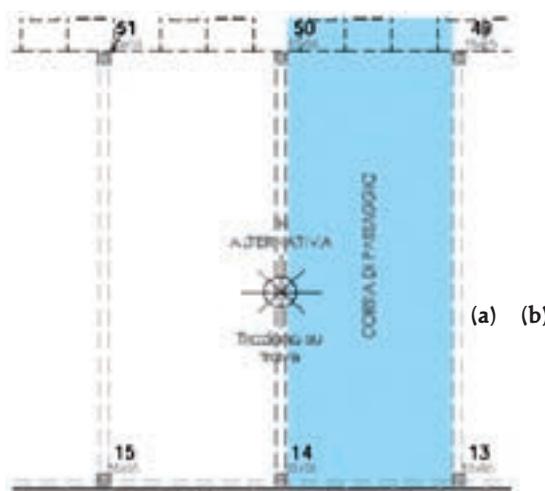


Figura 9: (a) schema della prova, (b) modalità di esecuzione della prova

Simulazione delle prove di identificazione strutturale

Elementi finiti utilizzati. La modellazione della struttura oggetto di studio, Figura 6 a e b, è stata realizzata con il programma di calcolo agli elementi finiti Midas Gen e sono stati utilizzati elementi finiti monodimensionali (“truss” per le catene e i cavi e “beam” per le travi) e bidimensionali tipo “plate” per discretizzare i pannelli, i copponi e i tegoli di copertura.

Condizioni di vincolo. I pilastri sono stati supposti vincolati con incastrati perfetti al suolo. Tale condizione di vincolo è giustificata dal fatto che nella realtà sopra i plinti e/o le travi rovesce a cui sono vincolati i pilastri è posto un pavimento industriale

in cemento armato dello spessore di 20 cm. Per simulare i vincoli mutui fra gli elementi strutturali si sono utilizzate le opzioni consentite dal programma “Beam and release”, “Rigid link” e “Elastic link”, questi ultimi utilizzati per modellare i collegamenti dei pannelli di tamponamento in calcestruzzo prefabbricato alla struttura portante.

Proprietà meccaniche dei materiali. Sulla base delle prove di laboratorio e degli elaborati di progetto si sono assunte le caratteristiche meccaniche definite dalle NTC2008 [3] per calcestruzzo di classe C 25/30 e per acciaio di classe B450C.

Prove di tiro obliquo: spostamenti in campo statico

Per brevità si riportano nel seguito solo i risultati relativi alla prova eseguita nella campata 2 del corpo 20, Figura 7 (a) e (b). Con uno strumento ottico si è misurato l'avvicinamento Du di 2 traguardi posti sui pilastri 165 e 143 ad una altezza di 4 m. In corrispondenza di un tiro del martinetto $T_1 = 20$ kN lo spostamento relativo Du_1 è risultato inferiore a 0,7mm ordine della precisione della catena di misura, in corrispondenza del tiro $T_2 = 40$ kN si è misurato uno spostamento

relativo Du_2 di circa 1 mm. Nella Tabella 1 si riportano i risultati ottenuti modellando la struttura in Figura 7 (a) utilizzando per la copertura elementi monodimensionali (beam) vincolati in modo tale da consentirne all'appoggio la rotazione attorno agli assi orizzontale in direzione del telaio e verticale o discretizzando ogni coppone, supposto semplicemente appoggiato sulla trave a “L”, con elementi bidimensionali (plate) di dimensione 30x60 cm e di spessore 6 cm

	ELEMENTI MONODIMENSIONALI				ELEMENTI BIDIMENSIONALI			
	T = 20 kN		T = 40 kN		T = 20 kN		T = 40 kN	
	Pilastro 143	Pilastro 165	Pilastro 143	Pilastro 165	Pilastro 143	Pilastro 165	Pilastro 143	Pilastro 165
u_x [mm]	1.078	1.198	2.160	2.394	0.233	0.327	0.466	0.654
u_y [mm]	0.309	0.304	0.617	0.607	0.005	0.006	0.010	0.012
u [mm]	1.122	1.235	2.246	2.470	0.233	0.327	0.823	0.654
Δu [mm]	2.4		4.7		0.6		1.5	

Tabella 1: Confronto fra i risultati delle simulazioni utilizzando per le coperture elementi monodimensionali o bidimensionali.

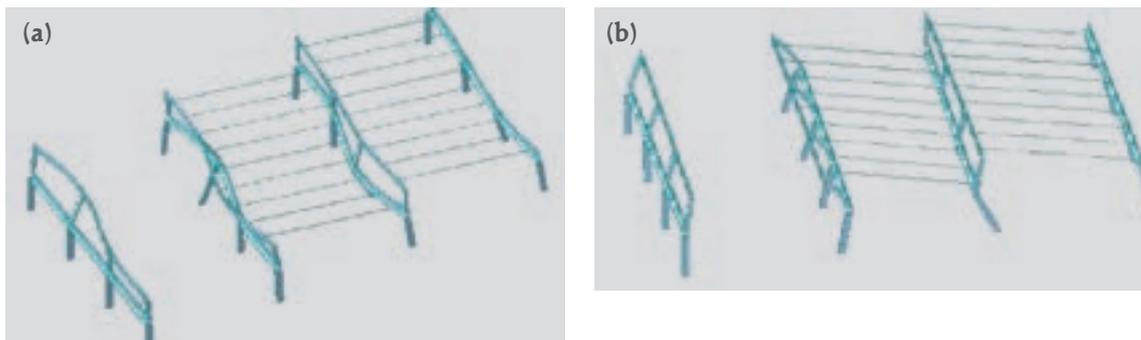


Figura 10: Confronto fra le deformate ottenute discretizzando la copertura con elementi mono o bi-dimensionali. Prova di tiro obliquo nella campata 2 corpo 20.

Nelle Figure 10 (a) e (b) si riportano le deformate del modello dello stabilimento, Figura 6 (b), ottenute discretizzando rispettivamente la copertura con elementi mono o bi-dimensionali. Nel caso in esame la modellazione della struttura di copertura me-

dante elementi mono-dimensionali porta a sottovalutare in modo drastico la sua effettiva rigidità e quindi nel seguito si riporteranno risultati ottenuti solo mediante modellazione degli elementi di copertura (copponi, tegoli, shed etc.) mediante elementi plate.

Prove di tiro obliquo: identificazione dinamica

Anche in questo caso si riportano per brevità i risultati relativi ad una sola prova di identificazione di rilascio impulsivo svolta il 12 agosto 2013 nella campata 6 applicando il tiro ai pilastri 51

e 75 ad una quota di circa 4 m, Figura 11. Il “fusibile” si è rotto in corrispondenza di una forza di circa 40 kN.

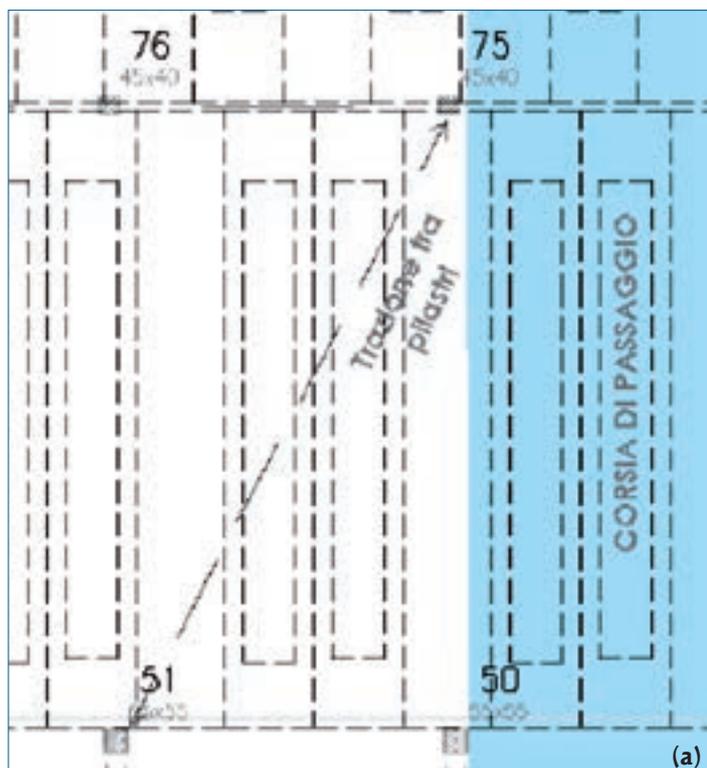


Figura 11: Prova di rilascio dinamico campata 6 corpo di fabbrica 22. (a) geometri a della prova. (b) individuazione della posizione della prova

Nelle simulazioni dinamiche per ridurre l'onere computazionale si è modellata solo una porzione della struttura comprendente anche le due campate e le 2 pilastrate adiacenti a quella ove è avvenuta effettivamente la sperimentazione, Figura 12. Per questo modello si sono considerate due ipotesi limite di comportamento:

- *Ipotesi 0*: il modello è considerato separato dal resto dello stabilimento
- *Ipotesi 1*: Il modello è vincolato rigidamente ortogonalmente ai piani lungo cui è attuata la separazione dal resto dello stabilimento

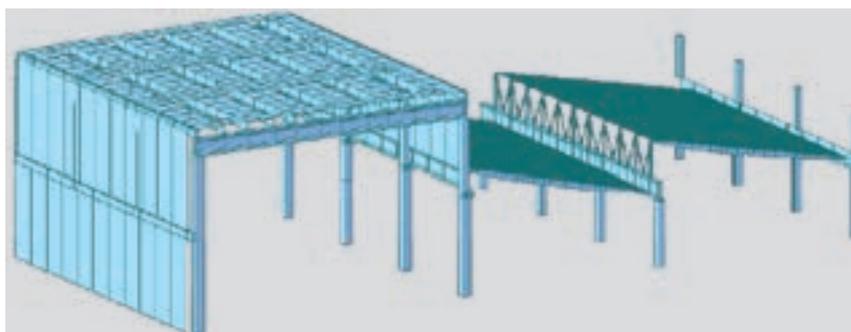
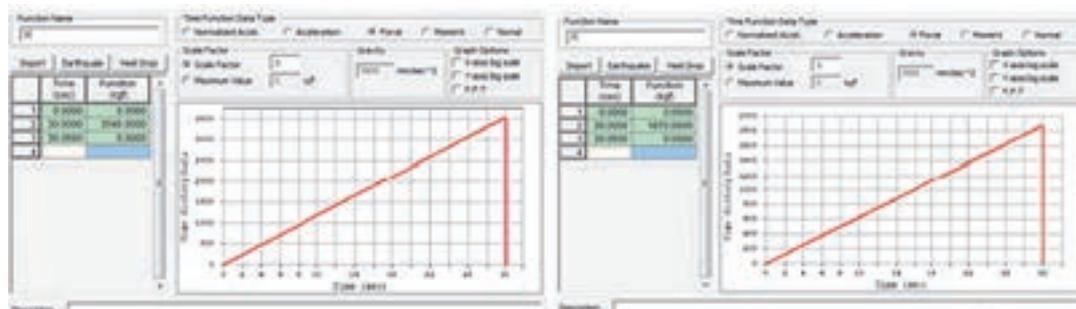


Figura 12: Modello ridotto utilizzato per la simulazione delle prove di caratterizzazione dinamica.

Il carico dinamico è stato applicato in modo linearmente crescente per un periodo di 30 secondi per poi annullarsi in modo repentino in 0,1 s, come mostrato in Figura 13; inoltre il programma

Midas Gen richiede come dato di input il coefficiente di smorzamento che sulla base delle registrazioni sperimentali è stato assunto $\alpha = 0,06$.

Figura 13: Modellazione del carico impulsivo in funzione del tempo in direzione x e y



Durante le prove sperimentali gli accelerometri hanno rilevato le accelerazioni nei punti di misura nel dominio del tempo. Per poter confrontare i dati sperimentali con i risultati delle simulazioni numeriche, occorre dopo avere opportunamente filtrato i segnali per eliminare il rumore di fondo, trasferirli nel dominio delle frequenze applicando la trasformata rapida di Fourier (FFT). Nelle Figure 14 (a) e (b) vengono riportate le frequenze ottenute col modello numerico sviluppato in Midas Gen assumendo le due ipotesi sopra descritte, le prime tre frequenze calcolate sono

confrontate con quelle ricavate sperimentalmente in Tabella 2. Si osserva l'ottimo accordo fra la prima frequenza misurata e quella fornita dai modelli numerici, inoltre c'è una ottima coincidenza nella prima forma modale sia misurata che calcolata corrispondente ad una traslazione nella direzione ortogonale alle pilastrate, Figura 15. Infine le frequenze valute dal modello vincolato secondo l'ipotesi n° 1 risultano sistematicamente superiori a quelle valutate dal modello in assenza di vincoli perimetrali essendo esso più rigido.

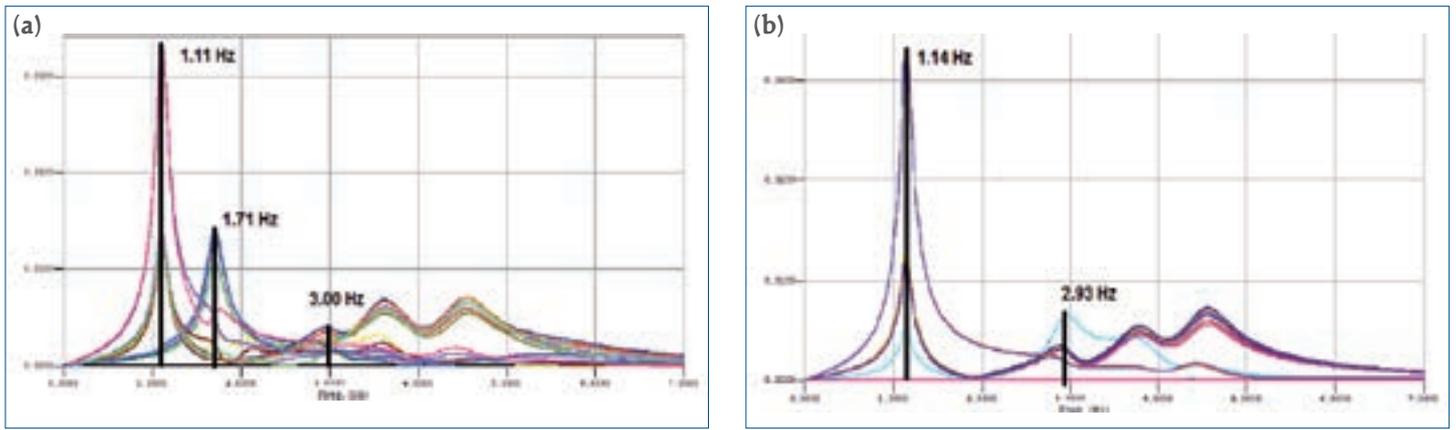


Figura 14: Frequenze rilevate dalla modellazione della prova di rilascio dinamico nei diversi punti all'estremità superiore dei pilastri strumentati; (a) ipotesi 0, (b) ipotesi 1

	Da prove in sito	Modello f.e.m. Ip. "0"	Modello f.e.m. Ip. "1"
Modo 1	1.29 Hz	1.11 Hz	1.14 Hz
Modo 2	2.58 Hz	1.71 Hz	2.93 Hz
Modo 3	2.75 Hz	3.00 Hz	3.58 Hz

Tabella 2: Confronto fra le frequenze determinate sperimentalmente e numericamente

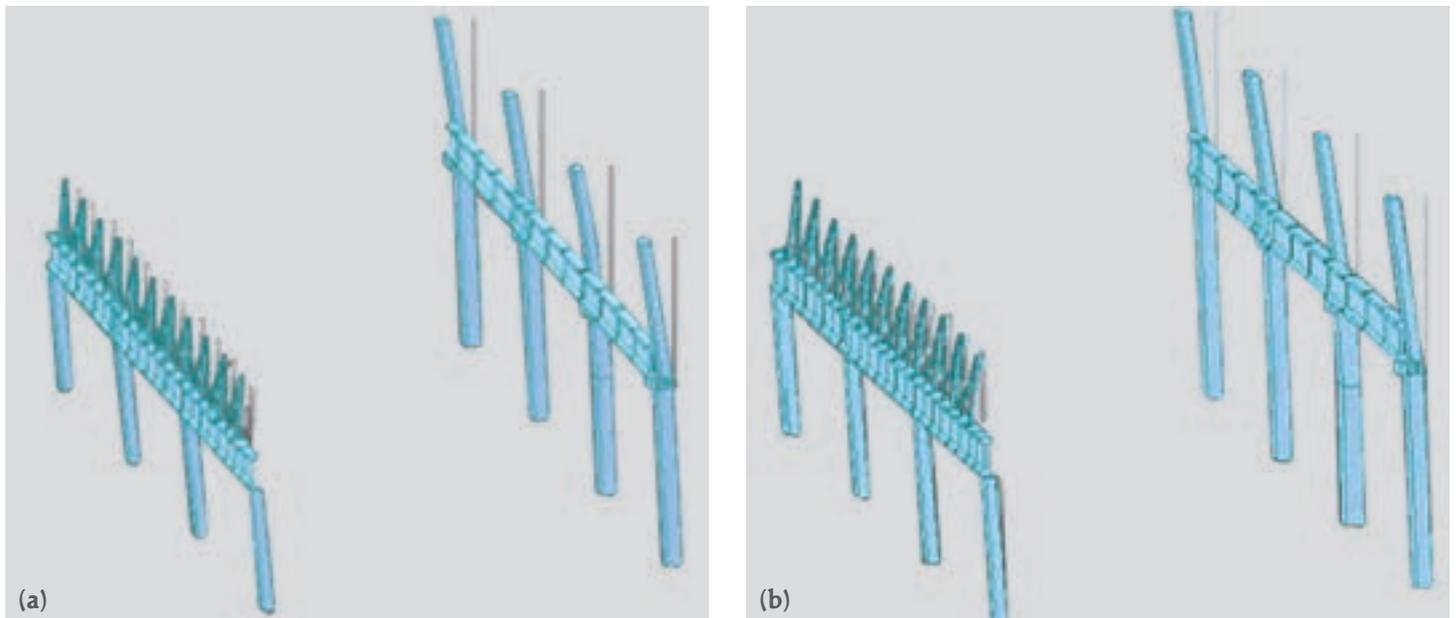


Figura 15: Prova di tiro obliquo primo modo di vibrare: (a) ipotesi 0, (b) ipotesi 1.

Prova di tiro verticale: identificazione dinamica

La prova di "tiro verticale" è stata effettuata nella campata 7 del corpo di fabbrica 18, Figura 9, e a parte la diversa modalità di carico per simularne il comportamento dinamico si sono utilizzati i modelli riportati in Figura 12 e descritti in precedenza. Nelle Figure 16 e 17 si mostrano gli accelerogrammi calcolati in corrispondenza ai punti di misura, sia nel dominio del tempo

che in quello delle frequenze rispettivamente per i modelli in assenza di vincoli perimetrali (a) e vincolati secondo l'ipotesi n° 1. Si osservi in Figura 17 come in entrambi i modelli siano molto prossime le prime 2 frequenze proprie. In Tabella 3 le prime quattro frequenze calcolate sono confrontate con quelle ricavate sperimentalmente.

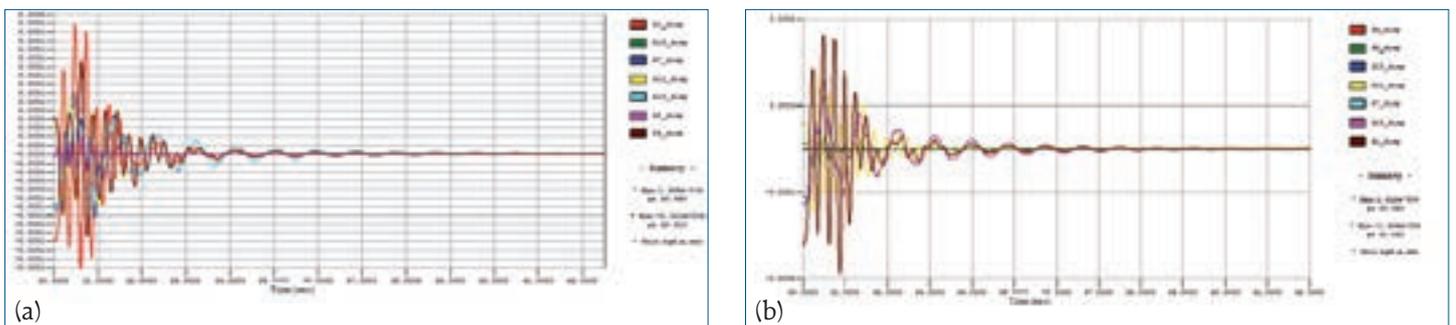


Figura 16: Simulazioni con Midas Gen, accelerazioni in direzione X nel dominio del tempo: (a) ipotesi di vincolo 0. (b) ipotesi di vincolo 1.

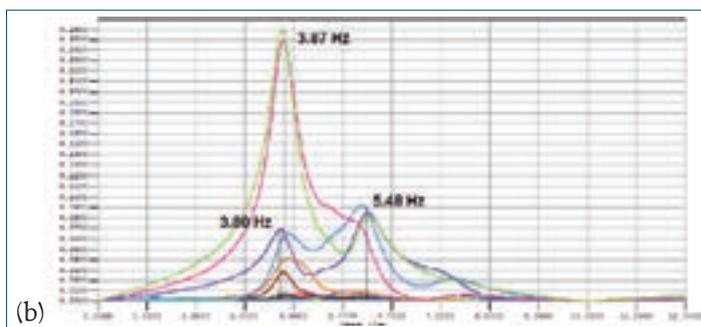
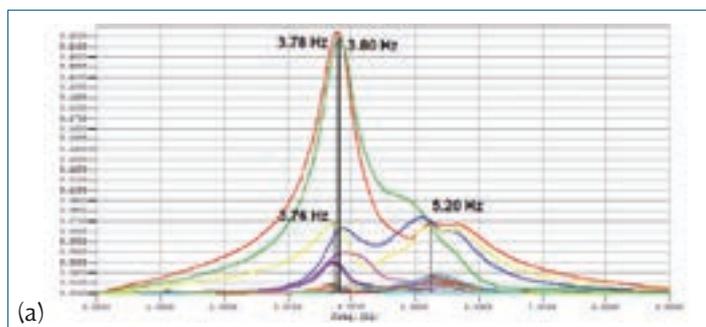


Figura 17: Simulazioni con Midas Gen, accelerazioni in direzione X nel dominio delle frequenze; (a) ipotesi di vincolo 0. (b) ipotesi di vincolo 1.

Tabella 3: Confronto fra le frequenze determinate sperimentalmente e numericamente

	Da prove in sito	Modello f.e.m. Ip. "0"	Modello f.e.m. Ip. "1"
Modo 1	3.99 Hz	3.76 Hz	3.80 Hz
Modo 2	4.16 Hz	3.78 Hz	3.87 Hz
Modo 3	4.28 Hz	3.84 Hz	4.57 Hz
Modo 4	4.97 Hz	5.20 Hz	5.48 Hz

Infine la Figura 18 mostra la prima forma modale, vibrazione della copertura in direzione verticale, valutata sperimentalmente (risulta una spezzata perché gli accelerometri in campata sono stati collocati solo in mezzeria), mentre in Figura 19 è riportata la stessa forma modale valutata con il programma Midas Gen nell'ipotesi di vincolo n° 1.

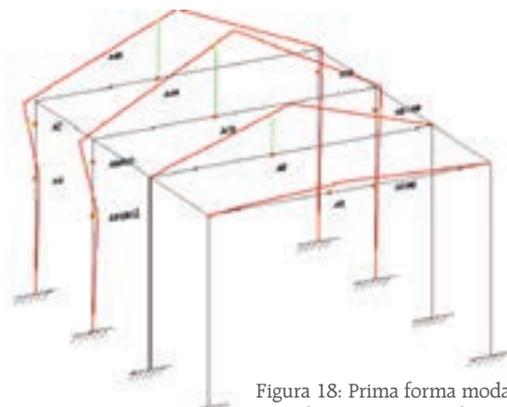


Figura 18: Prima forma modale valutata sperimentalmente, frequenza 3,99 Hz.

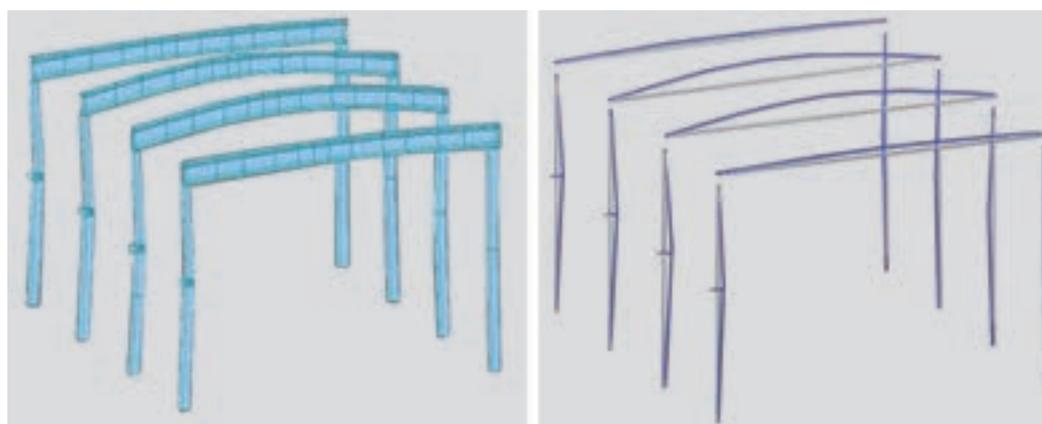


Figura 19: Prima forma modale valutata con il programma Midas Gen, nella ipotesi di vincolo 1. Frequenza 3,80 Hz.

Bibliografia

- [1] Toni A., Tesi di laurea specialistica, Università di Ferrara, Marzo 2014. Relatori Proff. Tralli A. e Minghini F., ing. Loffredo G.
- [2] "Midas Gen" versione 2.1, 2013.
- [3] Ewins D.J. (1984). *Modal Testing: Theory and Practice*, John Wiley & Sons, New York.
- [4] Cunha Á, Caetano E. (2006). Experimental modal analysis of civil engineering structures. *Sound and Vibration* 40(6):12-20.

Corrispondente

Antoniomichele.tralli@unife.it

Approfondimento Sulla tematica, consigliamo i seguenti documenti:



Buone Pratiche di Modellazione dei Prefabbricati in Zona Sismica
www.cspfea.net/shop/libri/ingegneria/CSP00240.html



Risposta a carichi ciclici di un sistema di collegamento tra pilastri prefabbricati e fondazione mediante piastre metalliche e tirafondi
www.cspfea.net/scheda-documento-CSP00173.html



Sul software
www.cspfea.net/midas_gen.php



Tra terra e aria: nuove frontiere di modellazione geotecnica 3D

a cura della redazione

Nel panorama internazionale le principali società di ingegneria stanno da tempo facendo sempre più affidamento a software avanzati di calcolo numerico al fine di conseguire risultati all'avanguardia sia nel campo dell'ingegneria strutturale che geotecnica.

E come sempre CSPFea, esclusivista in Italia del software MIDAS GTS NX, restando fedele all'attenzione per le metodologie numeriche e per le tecniche di modellazione, ha sviluppato l'idea di realizzare non un classico convegno sulla geotecnica ma un evento che approfondisse sia gli aspetti della modellazione tridimensionale sia le analisi numeriche agli elementi finiti con lo scopo di evidenziare come il calcolo numerico avanzato possa diventare vantaggioso nella soluzione di numerose tipologie di problemi geotecnici altrimenti difficilmente risolvibili in tempi accettabili per uno studio professionale. È stato naturale quindi interpellare i migliori tra i professionisti e tra gli accademici in grado di presentare applicazioni geotecniche FEM nell'ambito di lavori di indiscutibile interesse internazionale.

Il convegno è stato realizzato a Milano il 25 settembre 2014 in collaborazione con l'**università di Milano-Bicocca**, da alcuni anni partner di CSPFea con i **Professori Giovanni Crosta e Riccardo Castellanza**, è stato patrocinato dal **Politecnico di Milano**, dall'**Ordine degli Ingegneri di Milano**, dall'**OICE** e da **NA-FEMS**. Il grande interesse per l'argomento è stato testimoniato dalla **partecipazione di 290 tra professionisti e rappresentanti di società di ingegneria**.

Nel corso della giornata sono stati trattati argomenti quali gli effetti dell'interazione terreno-struttura (quali la **Kingdom Tower** con i suoi **1600 m di altezza**, il **Terzo ponte sul Bosforo** con una campata di **1200 m** e lo scavo dei tunnel della linea **Cityringen di Copenhagen** che interagiva con un complesso edificio esistente. È stata inoltre presentata la nuova **diga sul Nilo in Etiopia**.

Il Convegno ha toccato l'argomento del rischio idrogeologico, con le analisi numeriche di la stabilità di una **cava ipogea** situata sotto il **centro abitato di Gallipoli**, di alcune tra le più importanti frane attive in Italia, tra le quali quella di **Chamonix**, oltre che la **frana del Vajont**, un argomento che dopo oltre 50 anni è ancora fonte

di numerose ricerche. Non poteva mancare l'argomento gallerie, rappresentato dal **tunnel di base del Brennero** che diventerà, a lavori ultimati, il tunnel ferroviario più lungo al mondo con i suoi **52 km**. Tutte queste opere sono state studiate attraverso l'uso di modelli di calcolo tridimensionali che hanno permesso di mettere in luce alcuni aspetti ingegneristici altrimenti non facilmente identificabili. Successivamente molti hanno dimostrato interesse per gli argomenti trattati contattandoci per conoscere le potenzialità dei software e per poter approfondire le varie tematiche discusse durante la giornata.



MIDAS GTS NX, software specialistico, dedicato alla meccanica dei terreni, ad oggi è il risultato di tale progresso nella risoluzione di problemi geotecnici avanzati tridimensionali; con il vantaggio, unico nel suo genere, di poter considerare simultaneamente gli elementi strutturali, tipici di software di calcolo a telaio, fornendo così la miglior soluzione per il calcolo di interazione terreno struttura.





BIM FINALMENTE!

Il Convegno organizzato da CSPFea a Gubbio getta delle importanti basi per il futuro della progettazione

a cura della redazione

Finalmente anche in Italia si comincia a parlare seriamente di BIM. Questa parola, che tanto va di moda nel mondo delle costruzioni, comincia ad avere pian piano un significato anche per il professionista medio che lavora nel nostro "bel paese". Purtroppo, come troppo spesso accade in Italia, questo aumento di interesse è dovuto principalmente all'approvazione di una legge che darà diritto alle pubbliche amministrazioni, di richiedere l'utilizzo della metodologia BIM nei lavori pubblici.

CSPFea di fronte a questi cambiamenti non sta a guardare. Con la sua esperienza ormai decennale nel mondo della progettazione e dei software, affianca, supporta e aggiorna, non solo i suoi clienti ma anche tutti i professionisti che sono affamati di nuove conoscenze. Come sempre CSPFea si avvale dei migliori Advanced Partners e per le tematiche BIM ha stretto un'importante collaborazione con il Prof. Stefano Converso e il suo staff dell'università Roma3, vincitore dell'ultima edizione della competizione mondiale Solar Decathlon. Ma non solo di questo suo primato ha parlato Stefano Converso nei seminari BIM che CSPFea ha organizzato in vari Ordini, sia di Ingegneri che di Architetti, riscontrando grande successo.

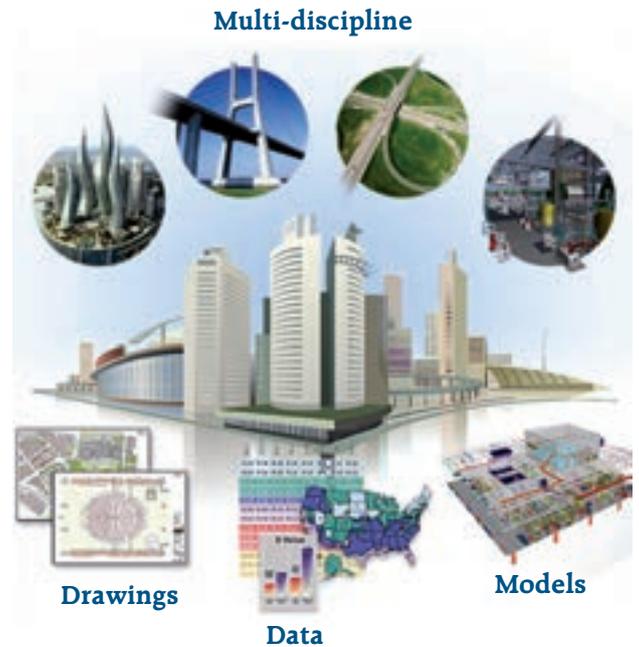
A Rimini e a Perugia i seminari hanno riscosso un grande successo pur essendo di mezza giornata, in entrambe le date abbiamo riempito le sale. Sono stati esposti dei cenni normativi, parlato del nuovo ruolo del BIM expert/manager, illustrato il problema dell'interoperabilità fra software e mostrato le potenzialità di un software orientato al BIM come AECOSim della Bentley. Tutti i partecipanti sono rimasti fino alla fine.

A Gubbio abbiamo avuto la fortuna non solo di avere avuto come cornice il Palazzo Pretorio e Piazza Grande, ma soprattutto di avere come ospiti e relatori persone illustri. Oltre ai saluti e alla presentazione della giornata da parte del primo cittadino di Gubbio e dei Presidenti degli Ordini degli Ingegneri e Architetti, hanno illustrato la loro visione BIM il *Presidente ANCE Umbria Massimo Calzoni* e il *Vice presidente Vicario Federcasa Luca Talluri*. *Paolo Segala*, rappresentante NAFEMS, ha poi parlato di aspetti normativi e del ruolo del BIM nelle Pubbliche Amministrazioni. È stato poi il turno di *Matteo Triglia*, *Amministratore delegato Italferr S.p.A.*, che ha





fatto il punto della situazione su come una azienda come Italferr, per l'appunto, sfrutta il BIM per l'efficiamento e l'innovazione nel processo di progettazione e realizzazione di opere ferroviarie. A seguire *Stefano Converso* ha prima parlato delle nuove figure professionali che si vengono a creare nelle commesse BIM e successivamente ha spiegato come l'applicazione della metodologia BIM sia stata fondamentale per aggiudicarsi il primo posto del Solar Decathlon. Abbiamo poi visto alcuni casi applicativi della tecnologia BIM applicata su nuovi edifici, eseguiti dallo studio Coopprogetti e



dallo studio BottaPanfili, entrambi di Gubbio. A seguire sono state illustrate le caratteristiche di un ambiente BIM: AECOSim Building Designer. Questo nuovo software della Bentley è il risultato della fusione di MicroStation, cad nativo tridimensionale, con l'applicativo architettonico, strutturale, meccanico ed elettrico. Sono state inserite inoltre altre funzioni come la verifica delle intersezioni, lo space planner, un motore di render e il Generative Component, il tutto in un solo prodotto.

Molto interessante è stata la tavola rotonda finale nella quale hanno scambiato le loro idee e punti di vista, i partecipanti e i relatori. D'alto livello è stato soprattutto il confronto tra il Prof. Converso e i vertici di Italferr nel quale si è evidenziato come si può sfruttare la tecnologia BIM anche nelle infrastrutture.

A conclusione della giornata l'intervento di *Rocco Girlanda*, *Consulente del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, che ha parlato dell'innovazione come uno strumento per uscire dalla crisi.

Visto il successo di questi eventi, sicuramente CSPFea continuerà ad organizzare eventi di questo tipo, nei quali verranno esposti anche i lavori di consulenza BIM che attualmente sta svolgendo.





COS'È EUCENTRE

La Fondazione Eucentre, con sede a Pavia, è un ente senza fine di lucro che promuove e sviluppa la ricerca e la formazione nel campo della riduzione del rischio, in particolare sismico.

La creazione di Eucentre è avvenuta nel 2003, su iniziativa dei seguenti soci fondatori: Dipartimento della Protezione Civile Nazionale, Università degli Studi di Pavia, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS).

LE AREE DI RICERCA

- Aerospazio
- Analisi Strutturale
- Geotecnica Sismica
- Innovazione Tecnologica
- Meccanica Computazionale
- Metodi di progettazione
- Risk Governance
- Scienze Ambientali, Salute e Sicurezza (EHS)
- Stima di Pericolosità e Rischio
- Strutture in muratura
- TREES Lab
- Vulnerabilità e gestione territoriale

IL PROGRAMMA “SOSTENITORI DI EUCENTRE”

La Fondazione Eucentre promuove lo sviluppo di accordi di cooperazione duraturi con i professionisti, enti ed ordini professionali al fine di promuovere lo scambio di idee e l'interazione nell'ambito dell'ingegneria sismica.

I vantaggi di Convenzionarsi con Eucentre:

- Sconti sulle attività formative organizzate da Eucentre
- Sconti su prove sperimentali
- Sconti su software di ultima generazione
- Sconti su volumi pubblicati da Eucentre
- Abbonamento gratuito alla rivista Progettazione Sismica
- Sconti per inserzioni pubblicitarie sulla rivista Progettazione Sismica
- Esposizione di materiale aziendale durante eventi e spazio dedicato su sito www.eucentre.it
- Libero accesso alla biblioteca specialistica della Fondazione con supporto per ricerche bibliografiche

I Sostenitori di Eucentre hanno inoltre la possibilità di attivare un abbinamento con le Aree di Ricerca di maggiore interesse al fine di sviluppare sinergie su tematiche di coinvolgimento comune.



Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica

Via Adolfo Ferrata, 1 27100 - Pavia (Italy) - Tel. +39 0382.5169811 – Fax: +39 0382.529131 - E-mail: info@eucentre.it – Website: www.eucentre.it