

**SAIE
2010**

a cura di **CSPFea**

STRUCTURAL

2

magazine di ingegneria strutturale

numero due

M O D E L I N G

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno 1 n. 2 - Ottobre 2010

NEWS EVENTI
CSPFea al SAIE,
Bologna

FONDAZIONI
Le opere di fondazione
del complesso
Garibaldi a Milano

ACCIAIO
Modellazione
di piastre
di controvento





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

Integrazione dei processi di progettazione, dal modello ai disegni, e modelli di calcolo sempre più avanzati. Questi i trend del 2011 per MIDAS che CSPFea presenta al SAIE 2010, dal 27 al 30 Ottobre.

Il 2011 di MIDAS si apre in anticipo, presentato al SAIE 2010, con i due trend sui quali vogliamo impegnarci per fornire ai nostri clienti le giuste soluzioni ai loro problemi di ogni giorno.

La progettazione integrata

Il Building Information Modeling, BIM, bussa alle porte degli ingegneri strutturisti impegnati a lavorare in gruppi di lavoro con architetti, impiantisti, officine, prefabbricatori e imprese di costruzione. Sino ad ora il BIM era sinonimo di "passaggio" di geometrie già disegnate da qualcuno prima di noi: ci bastava un modello in dxf. Nel 2011, per MIDAS, BIM diventerà sinonimo di integrazione "in avanti" e "all'indietro" per un controllo di coerenza del proprio lavoro con il lavoro dei partners. I CAD con filosofia BIM richiedono agli utenti di descrivere compiutamente gli "oggetti" con proprietà e caratteristiche. Una trave contiene la descrizione del proprio asse, della sezione del tipo di materiale (ai sensi di un computo metrico, ma anche come tipologia normata dall'Eurocodice o dalle Norme Tecniche), un coprifermo, una classe di esposizione, degli "end-release", delle condizioni di carico, delle condizioni di vincolo e così via. Una parte di queste informazioni passano tra CAD e MIDAS accelerando la fase di modellazione per travi, pilastri, pareti. Le modifiche geometriche che nascono a valle della progettazione con MIDAS, sono poi riflesse "all'indietro" verso il CAD. Questo accade oggi esplicitamente con i softwares Tekla Structure e Autodesk Revit Structure. Nelle recenti Giornate del Cliente MIDAS, tenutesi a Milano e Padova, CSPFea ha invitato esperti dei due CAD citati per una dimostrazione "in parallelo" che è ora disponibile sul sito www.cspfea.net/BIM con alcuni brevi ma interessanti video.

Questo accade a monte dell'analisi strutturale. A valle, è necessario produrre degli elaborati grafici di carpenterie e armature. La soluzione che presentiamo conteneva la sfida di non snaturare MIDAS rischiando di renderlo una "black box" incontrollabile: per tale motivo si è ideato un prodotto integrato con Gen, ma stand-alone, MIDAS/D-Shop, che avendo le funzionalità di un CAD, può essere utilizzato da un operatore diverso dall'analista-strutturista per produrre rapidamente una prima versione degli elaborati grafici. Questi vengono poi finalizzati da una mano esperta, non certo da una procedura automatica. Il futuro ci riserva uno sviluppo che permetta di inviare le armature, così create, verso il CAD come veri e propri oggetti tridimensionali.

Modelli integrali per rappresentare le interazioni tra fenomeni fisici

È indubbio che l'ingegnere avanzato vuole considerare modelli tridimensionali sempre più complessi, grazie all'interfaccia grafica presente in GTS e FEA. La potenza di calcolo dell'hardware lo permette, il calcolo multiprocessore è ben sfruttato dal nuovo GTS 4.0.0 con apposite routines numeriche di calcolo parallelo. Questo permette di considerare un approccio come quello dell'interazione tridimensionale tra terreno e struttura, o analisi a fibre in "time history", o ancora analisi non lineari di edifici monumentali in muratura.

Per discutere con noi del futuro veniteci a trovare al SAIE 2010, al Padiglione 32, Stand B54.

Paolo Segala

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

3 news ed eventi

CSPFea al SAIE, Bologna

4 fondazioni

Le opere di fondazione del complesso Garibaldi a Milano. M. Schiavo

8 edifici

Analisi del vento nella Torre A del Complesso Porta Nuova a Milano. P. Crespi

12 acciaio

Modellazione di piastre di controvento R. Nascimbene

15 recensione libri

Il nuovo archivio documenti di CSP-Academy

Nel prossimo numero

Prime applicazioni della gerarchia delle resistenze secondo le NTC2008 (ing. Tortella), Analisi FEM 3D nello studio di interazione tra tunnels (Tecnimont SpA), Analisi FEM di una diga in terra (PhD. Lilliu).

magazine di ingegneria strutturale

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: ADV solutions - www.advsolutions.it

© casa editrice Il Prato © CSPFea s.c.



www.cspfea.net • www.csp-academy.net

Seminari CSPFea

Seminari CSPFea 2011 - Applicare le recenti normative italiane ed Eurocodici: dalla modellazione agli elaborati grafici sotto un unico marchio.

- **18 Febbraio 2011** - Treviso
- **25 Febbraio 2011** - Ferrara
- **10 Marzo 2011** - Siena
- **11 Marzo 2011** - Perugia
- **25 Marzo 2011** - Piacenza
- **7 Aprile 2011** - Pisa
- **8 Aprile 2011** - Livorno.

Per informazioni ed iscrizioni: segreteria@cspfea.net

Eventi

27-30 Ottobre 2010 - Bologna: SAIE 2010 Fiera dell'edilizia. Il settore software tecnico si sposta dal Pad. 18 al Pad. 32 (Vicino al Centro servizi). CSPFea sarà presente allo Stand B54 del citato Padiglione 32.

Per informazioni e biglietti omaggio: segreteria@cspfea.net

11-14 Novembre 2010 - Roma: Expoedilizia. CSPFea sarà presente, la collocazione è ancora da definire.

Per informazioni e biglietti omaggio: segreteria@cspfea.net

Dicembre 2010 in via di definizione - Milano:

La progettazione delle opere interrante e dei Lavori Pubblici per Milano Expo 2015

In occasione dell'Expo Milano 2015, CSPFea, il Politecnico di Milano ed altri sponsors, organizzano il Convegno "La progettazione delle opere interrante e dei Lavori Pubblici per Milano Expo 2015", che si terrà a Milano nel mese di dicembre 2010. Il Convegno mira a presentare le migliori pratiche adottate da ingegneri strutturisti ed ingegneri geotecnici nel calcolo di opere geotecniche. Saranno presentati numerosi progetti avviati a Milano tra i quali la Linea 5 della Metropolitana, le sottostrutture del complesso "Porta Nuova", le verifiche per il complesso "Garibaldi", nonché gli aspetti geotecnici di altre opere di rilevanza internazionale quali la Stazione di Base della Funivia del Monte Bianco, il sottopasso al Palazzo Reale di Rabat in Marocco, l'aeroporto internazionale di Fiumicino. Con i responsabili di Expo 2015 sarà inoltre l'occasione per fare il punto sulle grandi opere previste per l'evento.

Per informazioni: segreteria@cspfea.net

Corsi

18-19 Novembre 2010 - CISM Udine: "Progettazione Geotecnica agli Stati Limite. Fondazioni e opere di sostegno con il DM 14.01.2008", coordinato da G. Toniolo.

Per informazioni ed iscrizioni: e.cum@cism.it

26-27 Novembre 2010 - EU Centre Pavia: "Serbatoi in zona sismica: teoria, modellazione, progettazione e valutazione dell'esistente", coordinato da prof. C. Poggi (politecnico di Milano). Per informazioni ed iscrizioni: corsi@eucentre.it

Novità

MIDAS/Gen 2011

Tutto sotto un unico marchio, dalla creazione del modello ai disegni, passando per analisi avanzate e complete e verifiche secondo EC ed NTC08. I prossimi sviluppi di MIDAS/Gen e del modulo esterno per i disegni MIDAS/DShop saranno orientati a migliorare il flusso di lavoro della progettazione strutturale, in base alle esigenze del mercato italiano. Proprio in quest'ottica un'importante novità è costituita dal Generatore Automatico della Relazione di Calcolo (Dynamic Report Generator) e dal miglioramento dei link con Autodesk Revit Structure e Tekla Structures.

MIDAS/Gen 2011 sarà presentato in anteprima nei 2 Users Meeting Nazionali, a Milano (07 Ottobre) e Padova (08 Ottobre).

MIDAS/GSD

Software per la verifica di sezioni generiche, perfettamente integrato con MIDAS/Gen e Civil.

Il nuovo applicativo, consentirà di **verificare** lo Stato Limite Ultimo e lo Stato Limite di Servizio di **sezioni di forma qualsiasi** (importabili anche da formato dxf) e **composte** da più materiali, **anche non lineari**.

I risultati delle verifiche sono disponibili in forma tabellare e con diversi diagrammi: PM interaction curve, My-Mz curve, 3-D curve, Stress Contour, etc.

Eucentre

Eucentre ha recentemente formato un nuovo settore chiamato **"Analisi Strutturale"** con l'obiettivo di sviluppare procedure numeriche, algoritmi funzionali in opportuni linguaggi di programmazione al fine di rispondere a esigenze specifiche di analisi strutturale; inoltre per fornire know-how nell'ambito di competenze specifiche quali la sismica degli elementi di contenimento, i carichi da impatto ed il collasso progressivo. Il nuovo settore è diretto dal Dott. Ing. Roberto Nascimbene. Ulteriori informazioni www.eucentre.it

Modellazione della torre A del Complesso porta Nuova-Garibaldi

4

Pietro Crespi*, Alberto Franchi*, Giovanni Franchi**
 *Politecnico di Milano, Dip. di Ingegneria Strutturale, www.polimi.it
 **AMIS S.r.l.

DESCRIZIONE DELLA TORRE

Nell'area Porta Nuova-Garibaldi di Milano sta sorgendo un complesso di edifici e torri, la più alta delle quali (torre A), progettata dall'architetto Cesar Pelli, presenta 32 piani fuori terra raggiungendo, con la sua copertura, i 140 m dal piano della piazza antistante, al di sotto della quale si sviluppano i 4 piani interrati per circa 12 m. Sulla sommità della torre è presente una guglia metallica di 85 m che porta l'altezza complessiva dell'edificio a 225 m (237 m dallo spiccatto di fondazione).

Nella torre sono presenti 3 nuclei di controventamento, che accolgono le scale e gli ascensori e che si sviluppano su tutta l'altezza della torre, più un quarto nucleo ascensori che si arresta al tredicesimo piano. Lo spessore delle pareti dei nuclei varia tra 20 cm e 80 cm con calcestruzzo C35/45. Le colonne, disposte lungo tre allineamenti, hanno sezione circolare con diametro variabile da un minimo di 45 cm a un massimo di 135 cm, in dipendenza della loro posizione e del piano di appartenenza, in calcestruzzo ad alte prestazioni C60/75. I solai sono piastre bidirezionali in getto pieno (C45/55) il cui spessore è pari a 22,5 cm con capitelli di 45 cm in corrispondenza dei pilastri, nei piani ad uso ufficio, e 25 cm con capitelli di 47,5 cm nei piani destinati a funzioni tecnico-impiantistiche (31° e 32°). Al di sotto dell'intero edificio si estende una platea di fondazione in c.a. (C30/37) di spessore 220 cm.



Figura 1: L'area Porta Nuova-Garibaldi con gli edifici a progetto

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Il modello a elementi finiti della torre è stato costruito in Midas Gen cercando di riprodurre il più fedelmente possibile la geometria della struttura al fine di cogliere al meglio la reale distribuzione di masse e rigidità della torre.

Nel modello della torre si sono schematizzati i pilastri con elementi beam, i solai (compresa la platea di fondazione) e i setti

con elementi plate e i controventi della guglia con elementi truss, per un totale di elementi impiegati pari a 108383 (102822 plates + 5385 beams + 178 trusses).

Nella modellazione si è posta particolare attenzione nel riprodurre fedelmente le forometrie presenti sia nei solai sia nelle pareti verticali, che, in costruzioni di questo tipo, assumono dimensioni rilevanti in proporzione alle superfici delle strutture. Proprio per questo motivo si è rivelata molto utile la funzione di importazione di file grafici di interscambio, permettendo di preparare in ambiente CAD le geometrie delle diverse piante dei vari piani per poi montarle e disegnare la mesh nel file del modello.

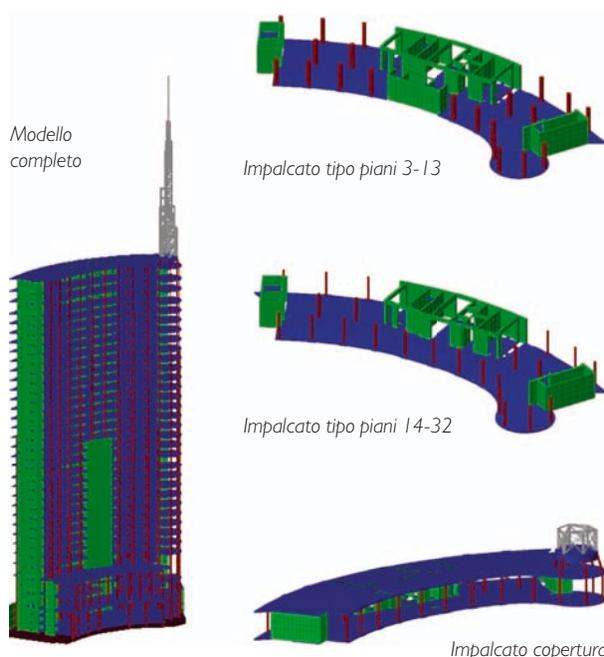


Fig. 2: Alcune viste del modello a elementi finiti della Torre A

LA SPERIMENTAZIONE IN GALLERIA DEL VENTO

Per quantificare le azioni del vento sulla torre, data la particolare geometria e la presenza della guglia in posizione eccentrica, è stata condotta una campagna sperimentale presso la galleria del vento del CRIACIV (Università di Firenze) su un modello rigido in scala 1:350 della torre e del suo contesto urbano. Le prove in galleria del vento hanno riguardato la misura delle pressioni, sulla superficie esterna, e delle forze alla base della torre per 16 diverse direzioni di incidenza del vento, sfasate tra loro di 22,5° mediante rotazione della piattaforma della camera di prova.

La superficie della torre è stata suddivisa in 140 aree di influenza nel baricentro delle quali è stata collocata la presa di pressione, consentendo un'accurata descrizione del campo di pressione sulla struttura. Tale lettura di pressione, con frequenza di campionamento di 250 Hz, si ritiene rappresentativa dell'intera area di influenza di competenza. I valori di pressione così determinati sono associati alla velocità di riferimento di 25 m/s, con periodo di ritorno cinquantennale, prevista dalla normativa. Per gli angoli di incidenza del vento indagati si sono determinate



Figura 3:
Modello
della torre
e contesto
urbano in
galleria del
vento

le cinque configurazioni di coefficienti di pressione C_p associate ai massimi di Gumbel dei tagli (V_x , V_y) e dei momenti (M_x , M_y , M_z) alla base della torre nella direzione del vento (x) e ortogonalmente ad esso (y). In totale si avranno quindi 80 (= 16×5) quadri di coefficienti di pressione C_p che massimizzano le azioni alla base della torre da impiegare nel dimensionamento delle strutture dell'edificio.

Le azioni del vento così determinate sono state applicate al modello in corrispondenza dei bordi dei piani sotto forma di forze per unità di lunghezza, ottenute moltiplicando la pressione locale per l'altezza di influenza di ogni piano. Le 80 condizioni di carico che massimizzano gli effetti del vento sono state poi combinate con le altre condizioni associate ai carichi gravitazionali portando alla verifica di 241 combinazioni allo SLU e 160 combinazioni allo SLE, la cui implementazione è risultata facilitata dalla possibilità di interfacciare l'editor tabellare delle combinazioni di Midas con i comuni fogli elettronici.

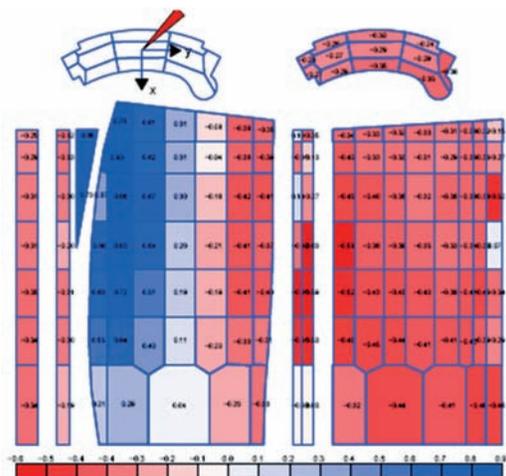


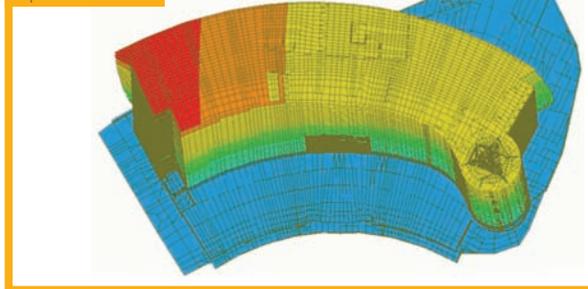
Figura 4: Mappa dei coefficienti di pressione per M_z massimo

ANALISI NUMERICHE

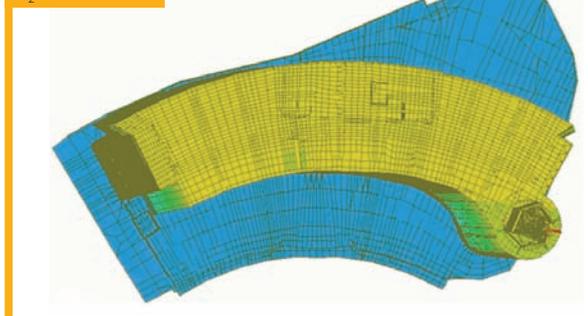
Oltre alle consuete analisi lineari, in presenza delle condizioni di carico di progetto, si sono anche condotte analisi di frequenza, per evidenziare eventuali effetti dinamici indotti dalla forzante eolica, analisi in presenza di non linearità e una analisi di costruzione per fasi per valutare, coerentemente con le modalità costruttive, la distribuzione dei carichi di piano tra i nuclei di controventamento e le colonne, di rigidità assiale molto diversa.

Per quanto riguarda l'analisi delle frequenze proprie della torre, il modello è stato analizzato in quattro situazioni diverse variando volta per volta dei parametri ed evidenziandone l'influenza sulla risposta della torre. Il modello è stato considerato con e senza l'ipotesi di piano rigido, su suolo elastico o con incastro alla base (nel caso di impiego di fondazioni profonde) e con rigidità flessionale piena o ridotta degli elementi verticali (per tener conto della fessurazione).

Modo 1
Flessionale
attorno all'asse X
 $f_1 = 0,2386 \text{ Hz}$
 $T_1 = 4,1907 \text{ s}$



Modo 2
Flessionale
attorno all'asse Y
 $f_2 = 0,2543 \text{ Hz}$
 $T_2 = 3,9321 \text{ s}$



Modo 3
Torsionale
 $f_3 = 0,3213 \text{ Hz}$
 $T_3 = 3,112 \text{ s}$

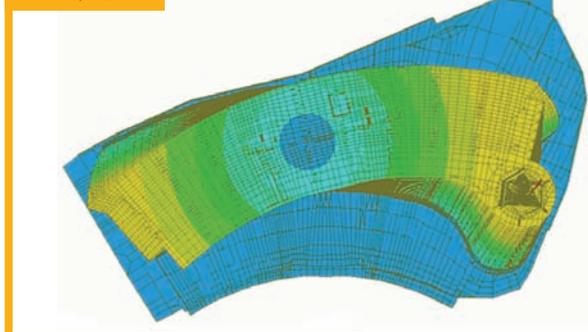


Figura 5: Primi tre modi di vibrare della torre

Le analisi hanno confermato che, data la notevole rigidità delle piastre di solaio nel loro piano, l'ipotesi di diaframma di piano risulta comunque accettabile nonostante la presenza di estese forometrie nei solai.

Per tener conto degli effetti dinamici del vento, non potendo eseguire un'analisi passo-passo per via dell'insufficiente contenuto in frequenza delle storie temporali delle pressioni locali riportate alla scala reale dei tempi, si è adottato il metodo HFFB. Questo metodo porta a valutare le "forze risonanti", da applicare alla torre in aggiunta alle forze quasi-statiche del vento determinate attraverso i coefficienti di pressione, cioè forze statiche equivalenti in grado di tener conto gli effetti dinamici del vento a partire dalle analisi di frequenza e dalle acquisizioni delle storie temporali delle risultanti alla base della torre. Al termine dell'iter progettuale, considerando contemporaneamente le azioni quasi-statiche e le

forze risonanti, si è osservato che l'accurato dimensionamento delle strutture della torre allo stato limite ultimo e l'impiego di calcestruzzi HPC comporta che l'incremento di sollecitazione nelle colonne e nei setti dovuto agli effetti dinamici non superi mai il 4%.

Negli edifici a torre è noto come i requisiti di comfort siano spesso più difficili da soddisfare che non le condizioni ultime. Considerando lo stato limite di esercizio (TR = 10 anni) si sono valutati gli spostamenti massimi degli ultimi due impalcati, nelle 7 direzioni di vento incidente più gravose, confrontandolo con la limitazione $H/500$ (dove $H = 140$ m è l'altezza della torre), in presenza dell'azione del vento comprensiva degli effetti risonanti. Allo stesso modo si sono considerati anche gli spostamenti relativi di interpiano a tre livelli significativi confrontandolo con la limitazione $h/600$ (indicando con $h = 4,075$ m l'altezza dell'interpiano tipo), riscontrando in entrambi i casi il soddisfacimento delle limitazioni considerate.

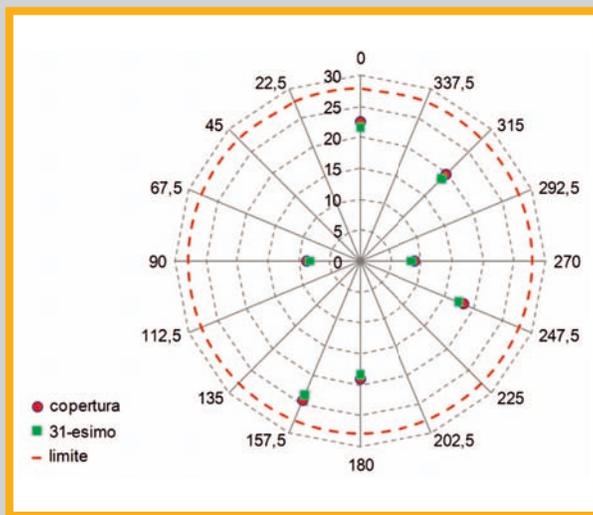


Figura 6: Spostamento assoluto in copertura per diversi angoli di incidenza del vento

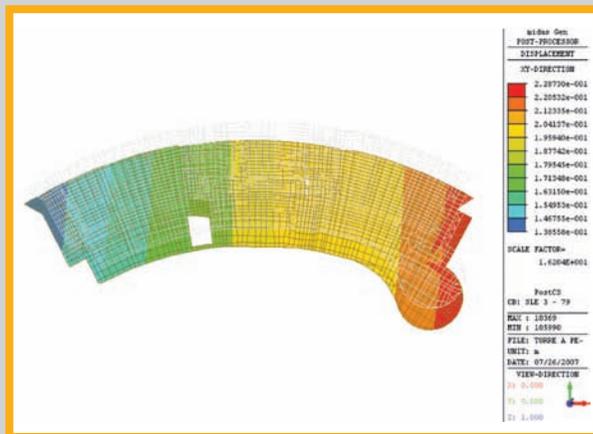


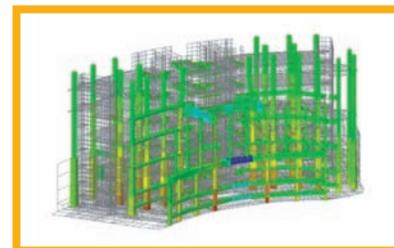
Figura 7: Spostamento assoluto in copertura per vento con angolo di incidenza 0°

Per garantire il comfort degli utilizzatori della torre in condizioni di esercizio occorre anche controllare che le accelerazioni indotte dal moto della struttura sotto l'azione del vento turbolento non superino il limite di $0,15 \text{ m/s}^2$. La stima delle accelerazioni traslazionali e angolari ai vari piani dell'edificio è possibile impiegando ancora il metodo HFFB. Si ottengono $0,026 \text{ m/s}^2$ in direzione longitudinale e $0,019 \text{ m/s}^2$ in direzione trasversale, da combinare con la componente angolare attorno all'asse

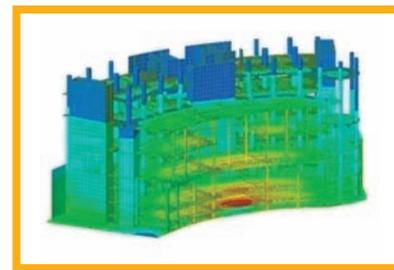
verticale della torre, con un criterio che tenga conto della non contemporaneità dei massimi nelle tre direzioni.

Per strutture a torre come quella oggetto di studio, il continuo cambiamento dello schema statico e della distribuzione dei carichi durante il processo costruttivo rendono indispensabile una analisi di costruzione per fasi al fine di giungere a una stima corretta dello stato tensionale e deformativo delle varie componenti del manufatto.

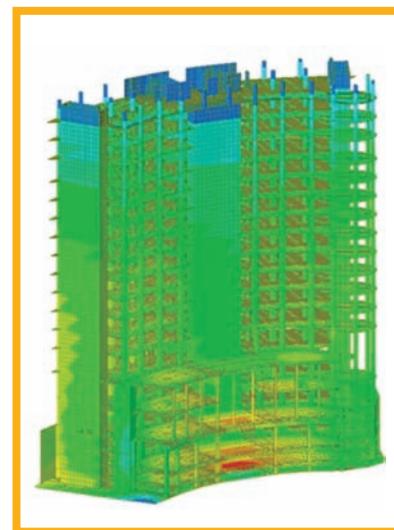
L'analisi per fasi implementata è, per semplicità, di tipo elastico lineare, non tiene cioè in conto degli effetti del secondo ordine e del comportamento reologico dei materiali da costruzione. Si sono implementate molto facilmente, grazie all'apposito modulo, tutte le fasi costruttive associate alla realizzazione dei piani dell'edificio, attivando le varie componenti dei carichi permanenti, con gli opportuni sfasamenti temporali, e applicando i carichi variabili solo nell'ultima fase. L'analisi ha consentito di stimare in modo più corretto lo spostamento orizzontale massimo in copertura dovuto ai carichi verticali (-74% rispetto ad una analisi lineare classica con modello completo caricato contemporaneamente) e la ripartizione dei carichi verticali tra nuclei e colonne (fino a +4,6% nelle colonne).



Azione assiale colonne (fase 8)



Spostamenti (fase 8)



Spostamenti (fase 20)

Figura 8: Azioni assiali e spostamenti in varie fasi del processo costruttivo

Concorso CSPFea

Vinci l'iPad di MIDAS

CSPFea organizza durante il **SAIE** l'estrazione di **4 fantastici premi** ai professionisti che visiteranno lo stand durante la fiera!

- 1° premio** Un **Apple iPad Wi-Fi** da 16Gb e una licenza full MIDAS/Gen 2010 ultima versione per 6 mesi
- 2° premio** Un HD da 120Gb e una licenza full MIDAS/Gen 2010 ultima versione per 6 mesi
- 3° premio** Un HD da 80Gb e una licenza full MIDAS/Gen 2010 ultima versione per 6 mesi
- 4° premio** Una licenza full MIDAS/Gen 2010 ultima versione per 6 mesi

Inoltre ai **primi 400** visitatori **iscritti** al concorso sarà offerto **IN OMAGGIO** l'**abbonamento per un anno** (4 numeri) alla nuova rivista di modellazione strutturale avanzata **"Structural Modeling"**!

Per partecipare:

1. Registrati on-line
2. Invia l'iscrizione, tramite il modulo scaricabile dal sito **www.cspfea.net**, via fax al n. **0429 610021** oppure via mail all'indirizzo **segreteria@cspfea.net**, compilato in ogni sua parte;
3. Ritira il numero di partecipazione presso il nostro **stand B54, Padiglione 32.**

REQUISITI Essere iscritti ad un ordine professionale.

Modellazione delle opere di fondazione e strutture del Complesso Garibaldi in Milano - torre "A" - torre "B" - corpo "C" - piastra e spazi accessori

8

Ing. Maurizio Schiavo
SOGEN S.r.l., PD
www.sogen.it

PREMESSA

Prosegue la descrizione dei modelli di calcolo iniziata nel precedente Numero 1 di Structural Modeling.

La visione dello stato attuale del complesso è riportata nella seguente Figura 1. Il Complesso, al fine di operare la modellazione numerica richiesta dallo studio è stato ricostruito con modello grafico tridimensionale che si riporta nella seguente Figura 2. Sono evidenziate la Torre "B", la Torre "A", il Corpo "C" intermedio e gli spazi accessori comprensivi di piastra. La modellazione della "Torre B" è stata descritta nel precedente numero di Structural Modeling.

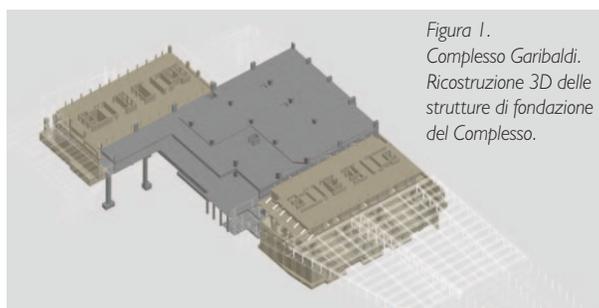


Figura 1.
Complesso Garibaldi.
Ricostruzione 3D delle
strutture di fondazione
del Complesso.

ANALISI E MODELLAZIONE NUMERICA DELLA TORRE "A" - CORPO "C"

La prima fase di studio ha riguardato l'analisi numerica della Torre "B", corrispondente alla parte di struttura che è già stata risanata architettonicamente. Per la rimanente parte del Complesso si è fatto riferimento ad analogia procedura di studio e modellazione numerica. Dal momento che i consulenti strutturali in questo caso hanno provveduto a sviluppare un modello numerico complessivo del Complesso per quanto riguarda la Torre "A" ed il Corpo "C" più i corpi accessori, in questa fase di studio si è esaminato la sola parte geotecnica del Complesso con il codice di calcolo Midas/GTS.

Modello Geotecnico MIDAS/GTS

Il modello numerico implementato riguarda gli elementi di fondazione della Torre A e del Corpo C, dalla quota di estradosso fondazione (variabile da elemento ad elemento) sino a considerare tutti gli interventi di consolidamento del terreno di fondazione (jet grouting e micropali di fondazione); sono stati inoltre compresi nel modello anche gli elementi di muro a gravità a sostegno del terrapieno antistante la stazione ferroviaria; infine si è considerato naturalmente l'ammasso del terreno circostante per un volume del solido di dimensioni in pianta pari a 250x225m² ed altezza pari a 60m.

Tutte le parti strutturali (ovvero plinti di fondazione, consolidamenti in colonne di jet grouting, micropali e muro a gravità), oltre che l'ammasso di terreno, sono stati modellati come elementi solidi.

Si è assunta come quota 0 del modello (corrispondente alla quota massima dello stesso) la quota +120.70m, salvo gli approfondimenti di cui nelle righe successive. Il rinterro posto lungo lato via G. Pepe è stato modellato come un sovraccarico sulla superficie corrispondente dovuto al peso proprio del terreno ($q \approx 140$ kPa) posto alla quota +120.70m, come già analizzato per la Torre "B".

La presenza della Torre B è stata modellata ponendo un approfondimento dell'ammasso del terreno in corrispondenza della sua impronta, fino alla quota di intradosso della fondazione (+108.85m) ed applicando una pressione di scarico verticale della torre pari a 300kPa (corrispondente allo stato limite di esercizio della torre stessa).

L'effetto delle paratie di sostegno dei vani scala per l'accesso al sottopasso passeggeri è stato modellato con la presenza di vincoli traslazionali orizzontali, posti in direzione perpendicolare alla parete, applicati all'ammasso. La stessa tecnica è stata adottata per il sostegno del terreno in zona sottopasso bagagli, omettendo la presenza dei vani montacarichi e simulando il sostegno del rinterro con vincoli traslazionali di cui sopra.

Come detto nel modello non sono stati considerati setti e colonne. Nel caso in cui il plinto di fondazione sia posto al di sotto del piano campagna la presenza di questi è stata simulata con un elemento solido delle stesse dimensioni e rigidità comparabile, ma peso trascurabile, al fine di non influenzare le sollecitazioni derivanti dalla sovrastruttura e applicato, come detto, all'estradosso del plinto di fondazione.

La mesh è stata generata in automatico del tipo "Delaunay", imponendo un infittimento di questa in corrispondenza delle strutture di fondazione.

Il modello è costituito da un totale di 10770 elementi tetragonali, i nodi generati sono 19819. Per motivi intrinseci alla modellazione tridimensionale e per facilitare l'elaborazione numerica visto il notevole numero di elementi finiti, si è preferito operare con classi di elementi finiti aventi funzioni forma di tipo lineare e non parabolico.

Una visione globale del modello è riportata in Figura 2, mentre in Figura 3 è riportata la mesh relativa alle sole strutture di fondazione. Nella Figura 4 è riportato una vista ingrandita del modello in corrispondenza degli allineamenti R-S-T-U, con ammasso e muri a gravità; si nota inoltre la presenza del sovraccarico del rinterro a lato via G. Pepe e dell'approfondimento con pressione al suolo in corrispondenza della Torre "B".

Sono posti sul modello i vincoli all'ammasso terreno, in direzione orizzontale nelle superfici dei contorni laterali ed in direzione verticale nella superficie del contorno inferiore dell'ammasso.

Si è adottata un'analisi di tipo "Construction Stage", in cui allo stato iniziale in cui sono presenti gli elementi strutturali viene applicato il carico dovuto al rinterro di via G. Pepe ed alla Torre B, nella fase successiva vengono azzerati gli spostamenti e nella fase conclusiva vengono applicati gli scarichi della sovrastruttura derivanti dall'analisi strutturale in elevazione.

Parametri Geotecnici e Materiali implementati

I parametri utilizzati per la definizione delle proprietà dei materiali utilizzati sono i seguenti.

Terreno

Il terreno di fondazione è stato ipotizzato uniforme su tutto l'ammasso, avente una criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

I principali parametri per la definizione delle proprietà sono di seguito riportati:

- | | |
|---------------------------------|---------------------------------|
| • Modulo di elasticità di Young | $E = 120$ MPa |
| • Coefficiente di Poisson | $\nu = 0.3$ |
| • Peso di volume naturale | $\gamma = 19$ kN/m ³ |
| • Peso di volume saturo | $\gamma = 20$ kN/m ³ |
| • Coesione | $c' = 1$ kPa |
| • Angolo d'attrito | $\phi' = 35^\circ$ |
| • Coefficiente di spinta riposo | $k_0 = 0.426$ |

Jet-Grouting

Il jet grouting di consolidamento di fondazione è stato modellato come elemento solido avente le stesse dimensioni esterne dell'insieme di colonne; nei casi in cui esso abbia una disposizione di tipo "cellulare", per il terreno intercluso tra colonne di jet si ipotizza che l'effetto di confinamento delle colonne adiacenti migliori il terreno tanto da

poter essere equiparato, in quanto a caratteristiche meccaniche, al jet stesso. Il modello costitutivo utilizzato per il jet è quello elastico lineare con legge di rottura alla Tresca. I principali parametri per la definizione delle proprietà sono di seguito riportati:

- Modulo di elasticità di Young $E = 8000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.12$
- Peso di volume naturale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume saturo $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Tensione di snervamento alla Tresca $\sigma = 4000 \text{ kPa}$
- Coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1$

Micropali

I micropali di fondazione sono stati modellati come elemento solido, per un volume aventi le dimensioni in pianta pari alla base del plinto di fondazione, di lunghezza pari alla lunghezza effettiva dei micropali (escluso quindi il tappo di fondo in jet grouting, modellato a parte come elemento jet). Il modello costitutivo utilizzato per il jet è quello elastico lineare i cui parametri di definizione tengono conto della presenza anche del terreno intercluso nel solido.

I principali parametri per la definizione delle proprietà sono di seguito riportati:

- Modulo di elasticità di Young $E = 1700 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
- Peso di volume naturale $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume saturo $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Plinti di fondazione

I plinti di fondazione sono stati modellati come elemento solido. Il modello costitutivo è quello elastico lineare i cui parametri di definizione sono di seguito riportati:

- Modulo di elasticità di Young $E = 31220 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.12$
- Peso di volume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Muri "a gravità"

I muri a gravità sono stati modellati come elemento solido. Il modello costitutivo è quello elastico lineare i cui parametri di definizione sono di seguito riportati:

- Modulo di elasticità di Young $E = 28500 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.12$
- Peso di volume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Anche in questo caso sono state analizzate tutte le combinazioni geotecniche per ogni stato limite analizzato. In particolare, per ogni modello numerico analizzato è stato necessario circa 1 ora di elaborazione macchina con CPU quad core.

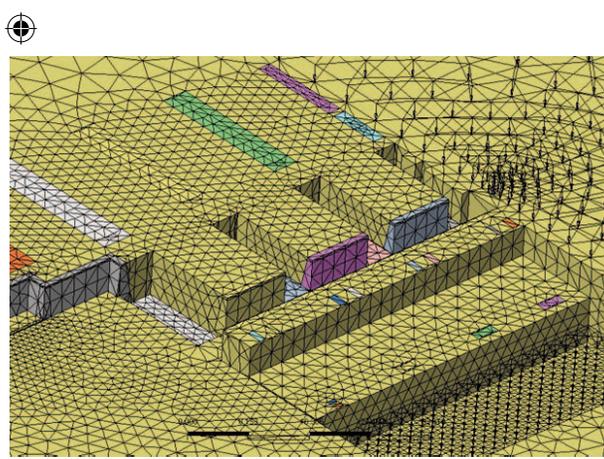
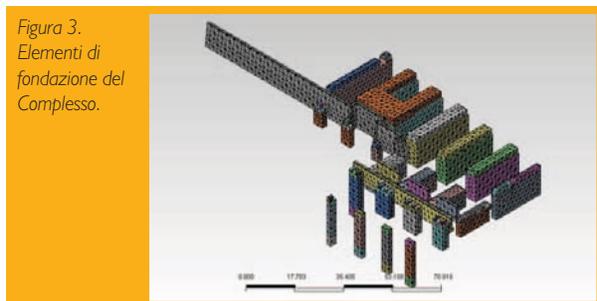
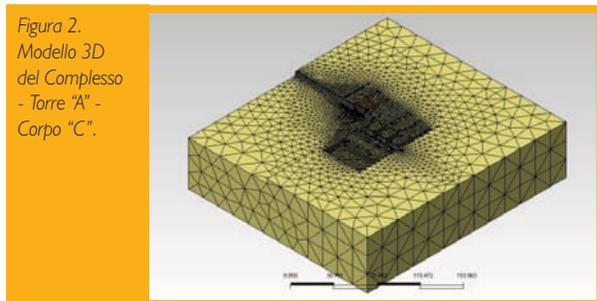
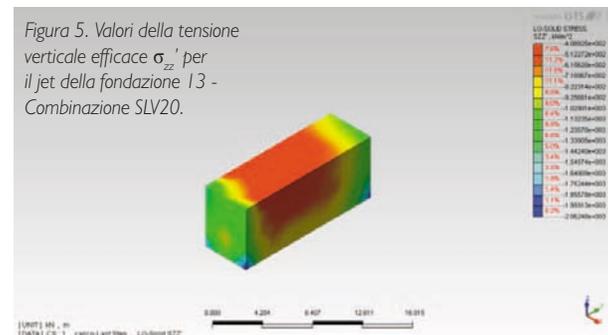
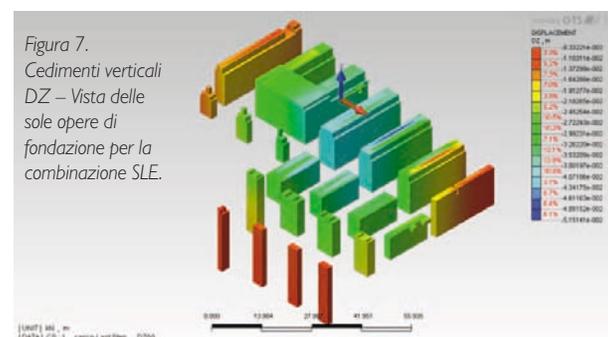
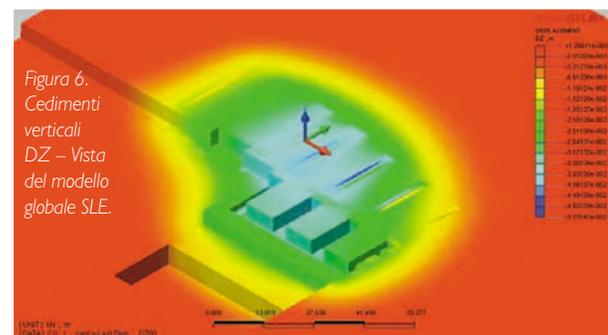


Figura 4. Visualizzazione di dettaglio degli elementi di fondazione, dell'ammasso di terreno e relativi scarichi imposti della Torre "B".

Per la corretta corrispondenza fra l'analisi strutturale in elevazione e l'analisi geotecnica in fondazione, preliminarmente è stato sviluppato un modello di interazione con determinazione delle molle tra trasmettere al Consulente dell'elevazione per uniformare i risultati della modellazione numerica. Nel seguito si riportano alcuni risultati della modellazione condotta. In particolare in Figura 5 sono riportati i risultati in termini di tensione verticale per l'elemento di consolidamento in jet-grouting. Il quale risulta sollecitato con uno stato tensionale compatibile con la resistenza dello stesso.



Analogamente a quanto condotto per la Torre "B" anche in questo caso è fondamentale l'analisi dello stato limite di esercizio per la valutazione del cedimento differenziale in combinazione SLE (Figura 6 e Figura 7).



Grazie all'impiego di solutori numerici è stato possibile valutare l'entità del cedimento e soprattutto la compatibilità dello stesso in termini di cedimento differenziale e relative distorsioni angolari. In Figura 8 sono riportati i principali risultati dello studio condotto, nel quale si evidenzia come i cedimenti differenziali rientrino nel campo degli ammissibili per la tipologia di struttura analizzata.

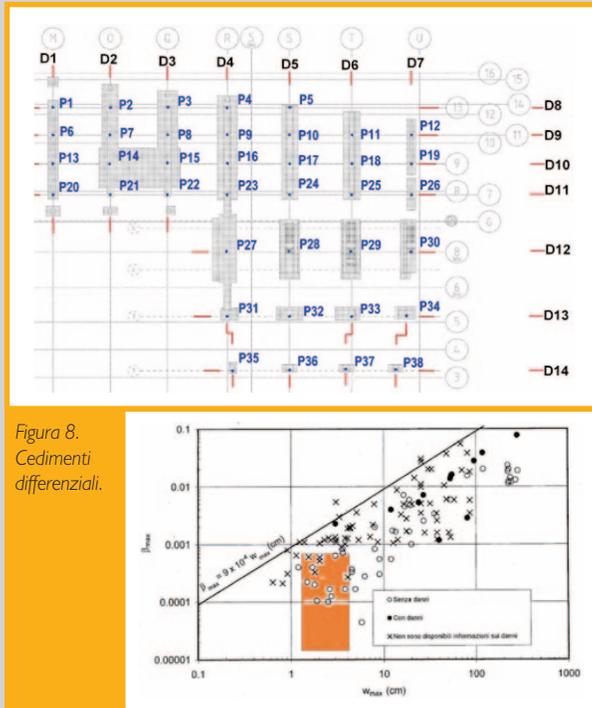


Figura 8.
Cedimenti
differenziali.

Conclusioni

L'analisi svolta per la Torre "A" ed il Corpo "C" con l'ausilio di solutori numerici evoluti, ha permesso di verificare lo stato dell'arte della struttura a seguito della realizzazione dell'intervento di risanamento conservativo. I codici di calcolo strutturali e geotecnici impiegati hanno permesso un più razionale studio delle strutture evidenziando le criticità e permettendo sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche una migliore comprensione del comportamento delle strutture e della relativa interazione con il sottosuolo.

ANALISI E MODELLAZIONE NUMERICA DELLA PIASTRA

L'ultima fase di studio ha riguardato l'analisi numerica della Piastra, corrispondente al tratto di struttura prospiciente la Torre "B". La richiesta di incrementare il livello di sovraccarico della piastra stessa, nonché il soddisfacimento della verifica al fuoco della stessa e relativa progettazione della protezione per gli elementi in acciaio, ha comportato lo sviluppo di un modello di dettaglio visti i tassi di lavoro elevati delle precedenti analisi condotte a livello di progetto.

Modello Strutturale MIDAS/Gen

Sono stati sviluppati due modelli numerici distinti: il primo globale dell'intero corpo Piastra, il secondo di dettaglio del tratto più critico del complesso. Il primo modello (Figura 9), consta di numero 1099 nodi, corrispondenti a numero 122 elementi tipo "truss", numero 1863 elementi tipo "Beam", numero 6 elementi tipo "plate" ed infine numero 44 elementi tipo "wall". Il tempo medio di elaborazione del modello, comprensivo di tutte le combinazioni di carico (generate automaticamente dal codice di calcolo) è stato pari a circa 5 minuti con CPU quad core.

Il secondo modello (Figura 10), consta di numero 108957 nodi, corrispondenti a numero 374 elementi tipo "truss", numero 1546 elementi tipo "Beam", numero 99127 elementi tipo "plate" ed infine numero 13 elementi tipo "wall". Il tempo medio di elaborazione del modello, comprensivo di tutte le combinazioni di carico (generate

automaticamente dal codice di calcolo) è stato pari a circa 25 minuti con CPU quad core.

Figura 9.
Modello tridimensionale
globale - Piastra.

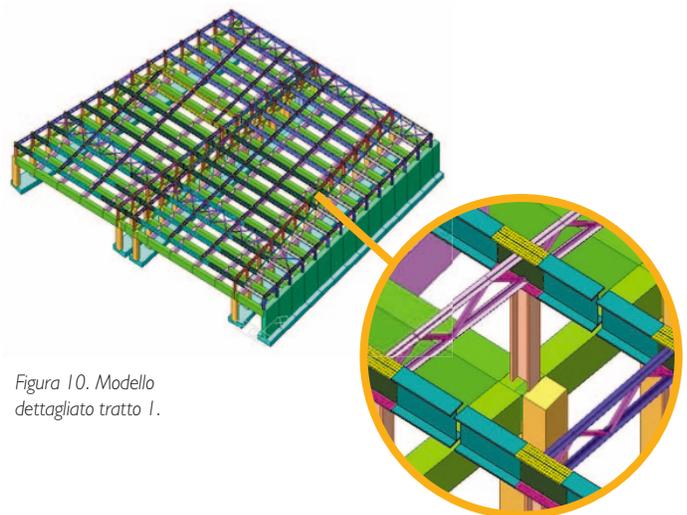
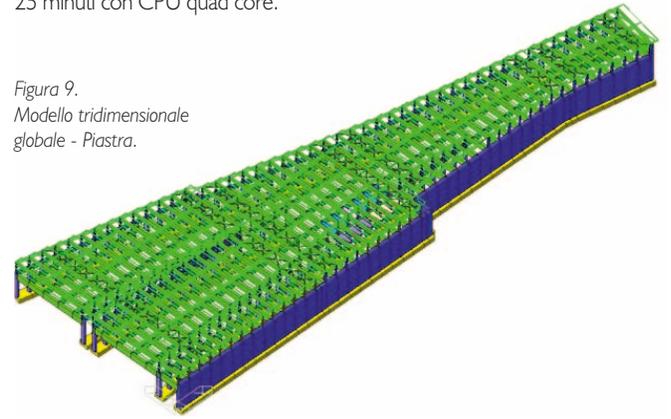


Figura 10. Modello
dettagliato tratto I.

Si riportano solamente i risultati in termini di spostamento verticale del tratto I in involucro più critico.

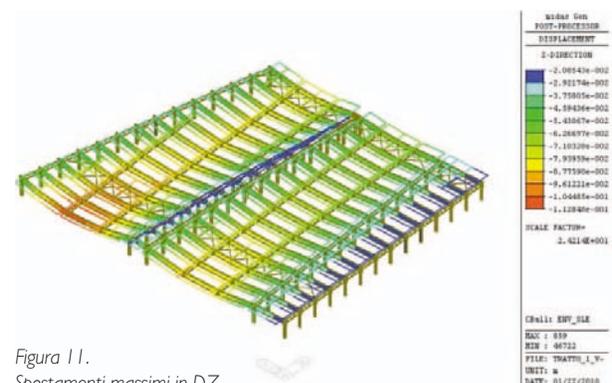


Figura 11.
Spostamenti massimi in DZ.

RINGRAZIAMENTI

L'autore desidera ringraziare la Società BENI STABILI S.p.A. per aver concesso la divulgazione del materiale di studio prodotto, la CSPFea s.c. per lo spazio concesso e per la possibilità di presentare il lavoro svolto.

CHI SIAMO

L'Ing. M. Schiavo è socio della SOGEN S.r.l., società di ingegneria geotecnica e strutturale operante soprattutto nella progettazione di strutture speciali nei settori dell'ingegneria civile geotecnica per quanto riguarda l'analisi di interazione terreno struttura. Contatti: mschiavo@sogen.it www.sogen.it



Speciale SAIE 2010

CSPFea ti invita al **SAIE 2010** a Bologna dal **27** al **30 Ottobre** a visitare il suo stand B54 al padiglione 32 con un **INVITO OMAGGIO** che potrai scaricare direttamente dal sito SAIE www.saie.bolognafiere.it

Salta le code!

Registrati on-line, inserisci i seguenti dati:

ID code IYTTG

Control Code 7000939102

... e stampa il TUO biglietto!

PROGRAMMA CORSI

I **corsi** che si svolgeranno nelle giornate dal 27 al 30 Ottobre:

- ore 10.00** MIDAS/Gen 2010: "Modulo ASWD Automeshing and Slab/Wall Design"
- ore 11.00** MIDAS/Gen 2010 e MIDAS/FEA: "Affrontare le Murature con MIDAS"
- ore 12.00** MIDAS/DShop 2010: "Software MIDAS per i DISEGNI integrato con MIDAS/Gen 2010"
- ore 13.00** CADComp: "Progettazione di interventi di rinforzo con materiali compositi FRP (Fiber Reinforced Plastic)"
- ore 15.00** MIDAS/Gen 2010: "Progettazione CA e acciaio in zona sismica secondo NTC08"
- ore 16.00** MIDAS/Gen 2010: "Analisi e verifica di strutture in acciaio"
- ore 17.00** CADComp: "Progettazione di interventi di rinforzo con materiali compositi FRP (Fiber Reinforced Plastic)"

Numerical simulation of gusset plate connection with RHS shape brace under cyclic loading

12

K.K. Wijesundara, R. Nascimbene, D. Bolognini
Fondazione EUCENTRE
www.eucentre.it

1. Introduction

In the gusset plate connection of concentrically braced frame (CBF) with rectangular hollow section (RHS) shape brace, the slotted tubular brace is welded to the gusset plate and subsequently, the gusset plate is also welded to the beam and the column. The beam-to-column connection at the gusset plate is either welded or bolted at the face of the column flange. The welded beam-to-column connection could be considered as the best option for braced frame gusset plate connections, because the potentially considerable axial forces developed in the beam must be transferred through this joint. For these reasons, this study investigates the local seismic performances of fully restrained gusset plate connections through detailed finite element (FE) models of a single storey single bay frame located at the ground floor of the four storey frame using the MIDAS/FEA program.

2. Validation of the model

To investigate the effects of weld size, beam-to-column connection and loading history on the performance of the gusset plate connection, four models are designed starting from a four storey frame in Figure 1.

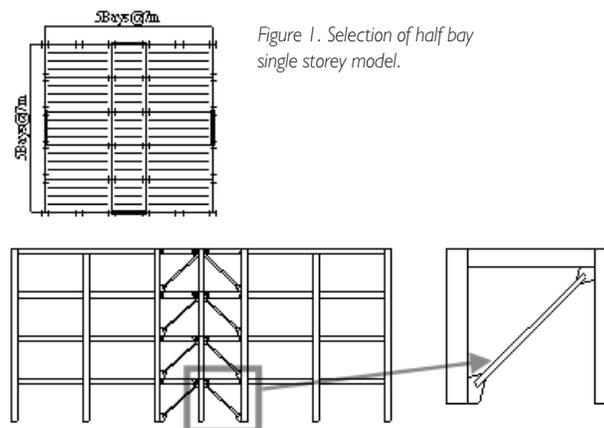


Figure 1. Selection of half bay single storey model.

The four gusset plate connections in each model, shown in Figure 2, were designed according to the procedure based on the performance based seismic design (PBSD) by Roeder [2004].

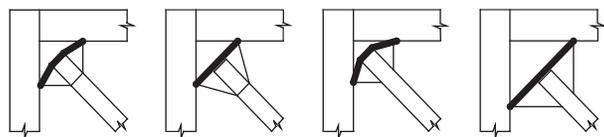


Figure 2. Expected yield line formed in the gusset plate of different models.

This design procedure is developed to assure the desirable yield mechanisms, to prevent the undesirable failure modes, thereby achieving the desired seismic performance.

All brace models were developed in shell elements available in MIDAS/FEA programme. The shell elements are capable of taking into account the in-plane deformation (membrane) and the out-of-plane deformation (bending and shear). Mainly, four nodes shell elements are used due to the fact that 4-node shell elements

generally lead to accurate estimation of both displacement and stresses. Approximate mesh size of 25x25mm was used in the regions of centre of the brace and end gusset plates where larger inelasticity was expected. The coarse mesh size of 50x25mm was used in the regions where limited inelasticity was expected (Figure 3). The Von Mises constitutive model was adopted with bilinear isotropic hardening to represent the material non linearity. The parameters for the constitutive model were obtained from the results of small scale coupon tests in technical reports (Shaback [2001] and Walpole [1996]). Since, each brace model undergoes large in-plane and out-of-plane deformation, the geometrical shape of the brace will change. As a result of that the relation between the strain and the displacement will not remain linear. Hence, in these analyses, geometric nonlinearity was included together with material nonlinearity. The geometric nonlinear analysis uses the updated lagrangian formulation expressing the stress and strain using Cauchy stress and the incremental linear eulerian strain. All translational and rotational degrees of freedoms at one end of the gusset plate were restrained whereas two translational (perpendicular direction to the brace axis and the out-of-plane direction) and all rotational degrees of freedoms at other end of the brace were restrained. The displacement history was applied in the direction of the free translational degree of freedom.

The initial deformed shape was prescribed in the out-of-plane direction having a mid displacement of $L_s/700$ (where L_s is the specimen length) to represent the geometric imperfection and the residual stress distribution after the manufacturing process.

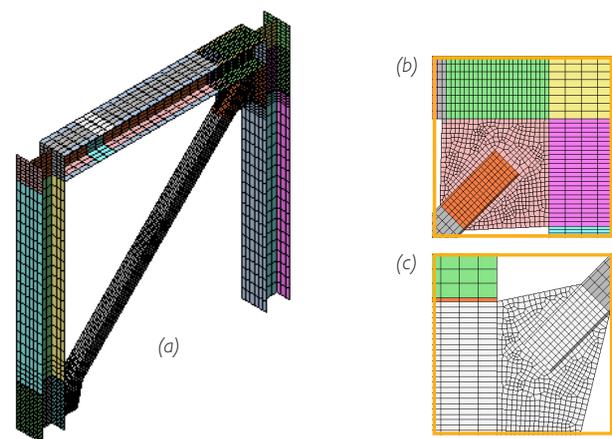


Figure 3. (a) Half bay single storey model (b) enlarged view of top gusset plate connection (c) enlarged view of bottom gusset plate.

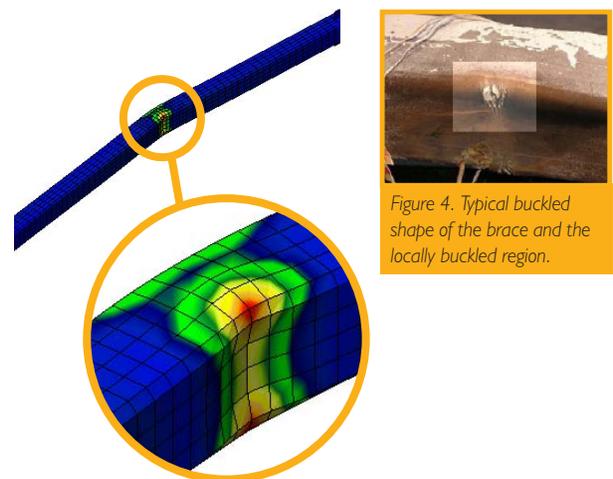
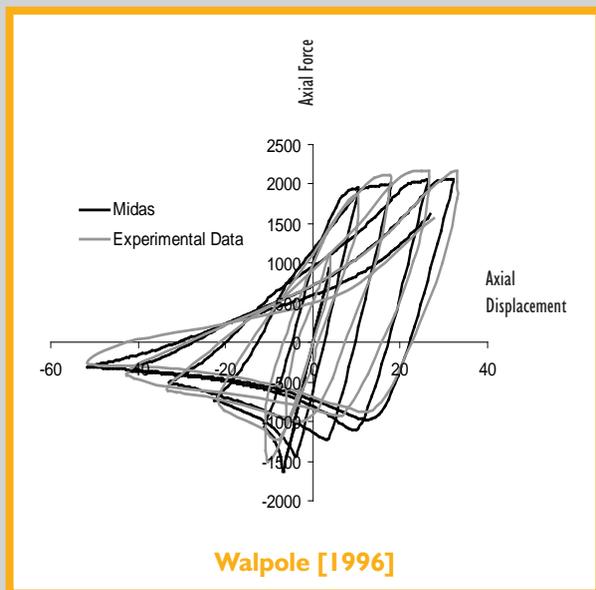


Figure 4. Typical buckled shape of the brace and the locally buckled region.

Figure 4 shows the out-of-plane buckled shape of the FE model of the RHS single brace specimen and the enlarged view of the mid region of the brace model. The enlarged view clearly illustrates that the local buckling has formed in the mid region after the significant out-of-plane deformation of the brace. Furthermore, Figure 4 shows that locations of strain concentrations in the FE model are similar to those observed in the experiment from Shaback [2001]. Figure 5 shows the comparison of numerical and experimental axial force-displacement hysteretic curves of specimens from Shaback [2001] and Walpole [1996]. The comparison clearly illustrates the capability FE model developed in shell elements to predict the axial force-displacement response accurately. It also validates the use of the initial imperfection of $L_s/700$ to accurately predict the initial buckling load.



Shaback [2001]



Walpole [1996]

Figure 5. Axial force-displacement hysteretic curves.

3. Parametric study

In this parametric study, effects of the clearance provided in the gusset plate (Figure 6), the weld size, the beam-to-column connection and the displacement history on the performance of the gusset plate connection were investigated. For these purposes, the half bay single storey models were selected from the ground floor of 4 storeys CBF of inverted V configuration with the middle column linking all brace-to-beam intersection points to the ground

as shown in Figure 1. This frame was designed according to the force based design (FBD) procedure with the q factor of 4 for the event of 475 years return period earthquake with PGA of 0.3g. The resultant brace size of each model was 203x203x9.5 mm (width x depth x thickness in millimetres) hollow square section (HSS) shape and the beam and columns were wide-flange sections of W360x237 and W360x101 respectively. Four different types of brace-beam-column connections as shown in Figure 2 were designed using aforementioned procedure. Model 1 and 3 were provided the clearance in the gusset plate to facilitate for the brace end rotation when the brace buckles in out-of-plane direction in forming tri-linear yield lines whereas Model 2 and 4 were provided the linear clearance of two times the gusset plate thickness ($2t$) as specified in AISC [2005] between the brace end and the line which connects the re-entrant corners of the gusset plate as shown in Figure 6(a).

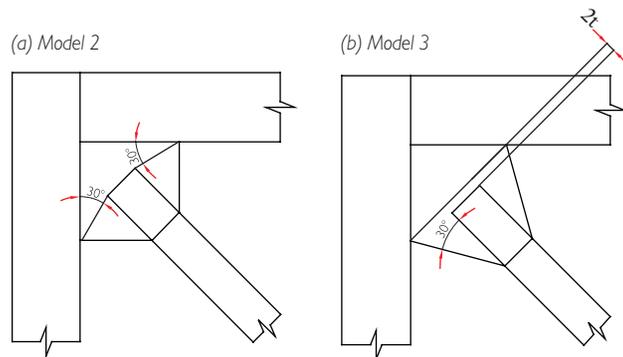


Figure 6. Connection details of the models.

The difference between Model 1 and 3 is the angle between the vertical line and the line which connects the brace and the re-entrant corner of the gusset plate. This angle is 15 degree for Model 1 and 30 degree for Model 3. The purpose to select 30 degree angle is to use the maximum possible effective width of the gusset plate in resisting the direct axial tensile load developed in the brace when rectangular gusset plate is used. If the angle is less than 30 degree as in the case of Model 1, higher strain concentration is observed just beyond the brace end due to the reduced effective width when full tensile strength or excessive rotation is developed in the brace. Model 1, 2 and 3 are further analysed for different (1) weld sizes (2) beam-to-column connections and (3) loading histories (Wijesundara [2009]).

4. Conclusions

The strain distributions at gusset plates and mid regions of braces of Model 1, 2 and 3 at ductility levels (δ/δ_y) of 6 in tension and 11 in compression are presented in Figure 7 and 8. It is important to note that comparisons are made for surface strains those demonstrate the greatest magnitude of the local strain states. In Model 1, higher strain concentrations are developed just beyond the brace end and re-entrant corners of the gusset plate at both ductility levels, compared to Model 2 and 3.

Figure 8 illustrates the peak equivalent strain distributions in mid regions of braces in Model 1, 2 and 3 at the compression ductility level of 11. At this ductility level, local buckling is formed in the mid region of the brace in each model. Formation of local buckling develops extremely high strain concentrated regions in the mid region of the brace. This high concentration may lead to initiate the fracture at the mid region of the brace.

Figure 9 shows that the strain distribution at the gusset plate of partially restrained connection is very similar to the distribution that observed at the welded beam-to-column connection.

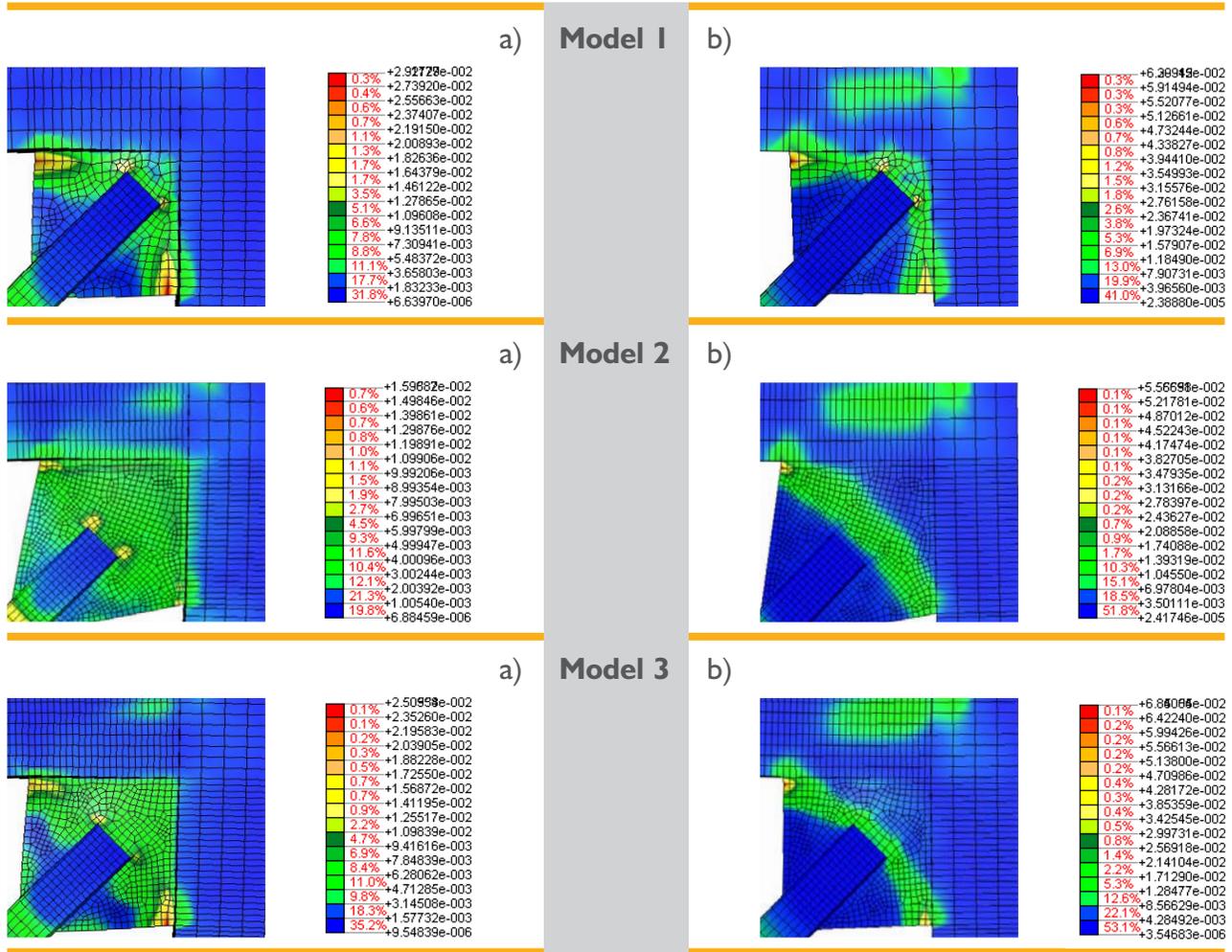


Figure 7. Equivalent Von Mises strain distributions at the deformation of (a) $\delta/\delta_y = \delta$ in tension. (b) $\delta/\delta_y = 11$ in compression.

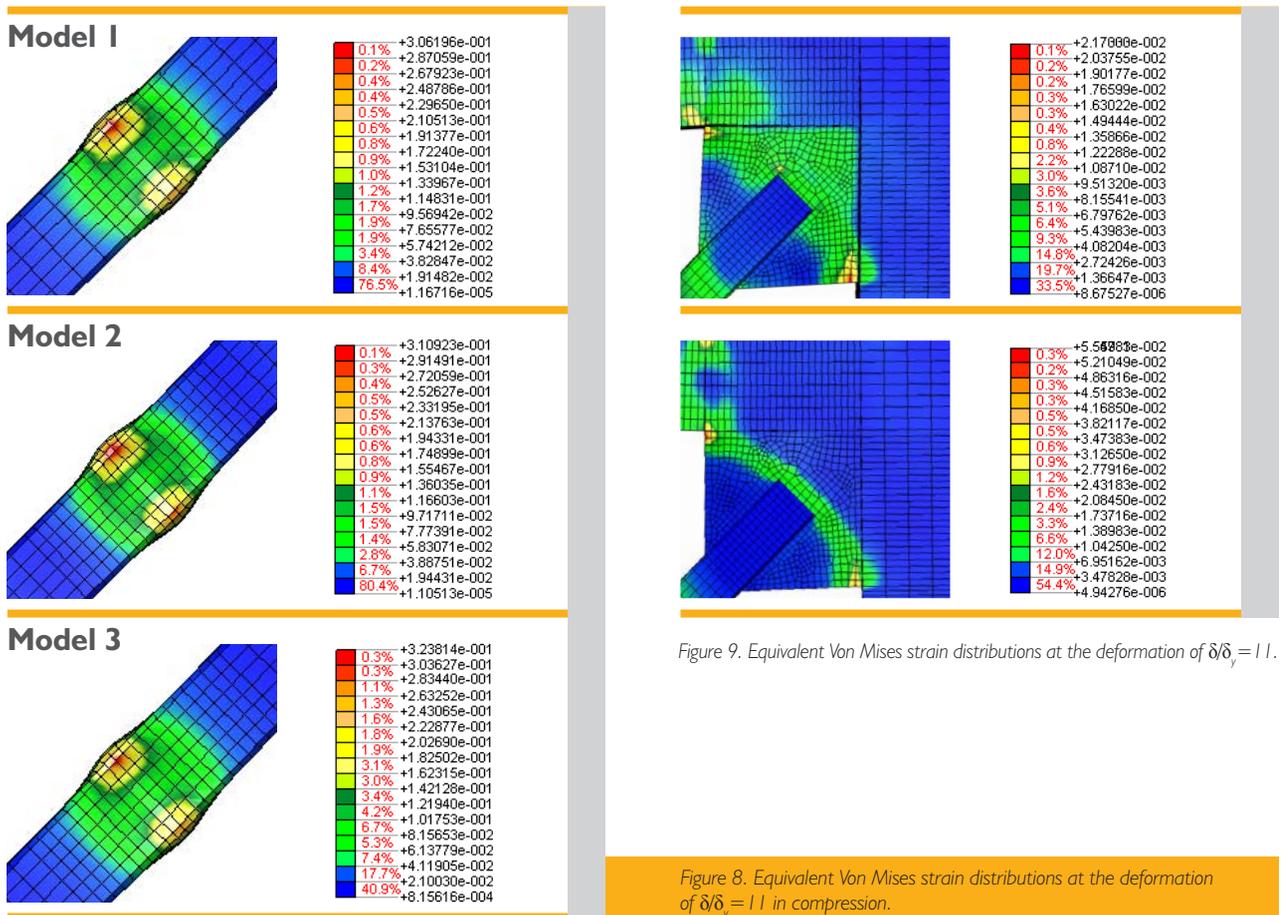


Figure 9. Equivalent Von Mises strain distributions at the deformation of $\delta/\delta_y = 11$.

Figure 8. Equivalent Von Mises strain distributions at the deformation of $\delta/\delta_y = 11$ in compression.

From the results of this study, following recommendations for the design of the gusset plate connection and conclusions could be made as:

- Providing a free space in the gusset plate to form tri-linear yield line results more compact gusset plate. Furthermore, it shows that there is no significant difference in the distribution of strains and stresses in the middle of the brace, gusset plate and along the weld lines compared to the current 2t linear clearance model with tapered gusset plate. According to the tri-linear model, it is recommended to insert the brace into the gusset plate till the minimum angle between the line which connects the brace end and the re-entrant corner of the gusset plate and the weld line which connect the gusset plate to the beam or the column, should be 30 in order to prevent the highly concentrated stress and strain demands to the weld lines and the gusset plate;
- The fracture life of the brace greatly depends on the applied loading history. Specially for the loading history which develops the significant tensile yielding in the brace before each of the compression cycle which is capable to develop significant out-of-plane buckling, could cause to reduce the fracture life significantly since inelastic rotation induced in tensile yielding in the brace lead to trigger the local buckling in the middle of the brace.
- Initiation of crack could be developed at re-entrant corners of the weld lines in the gusset plate connection with the free space provided to form either linear or tri-linear yield mechanisms. This could be controlled by designing the weld lengths short, thereby resulting more compact gusset plate. In order to propose the design guidelines to avoid such higher strain concentrations, more parametric studies are required.

5. Conclusions

AISC [2005] "Seismic provisions for structural steel buildings." American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois, USA.

Roeder, C. W., Lehman, D. E., and Yoo, J. H. [2004]. "Performance based seismic design of braced-frame connections." 7th Pacific Structural Steel Conference.

Shaback J.B. [2001] Behaviour of square HSS braces with end connections under reversed cyclic axial loading, Thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree Master of Science, Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Canada.

Walpole WR. [1996] "Behaviour of cold-formed steel RHS members under cyclic loading." Research Report 96-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Kushan Kalmith Wijesundara [2009], "Design of concentrically braced steel frames with RHS shape braces" PhD Thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering.

Edizioni CSPFea



"Dominio di resistenza pile da ponte"
Ing. Mirco Sanguin, Edizioni CSPFea, 2010. € 25,00

Raccolta di esempi svolti sulle verifiche a pressoflessione eseguite su pile da ponte fatte con MIDAS/Civil 2010 e confrontati con verifiche fatte da altri programmi consolidati sul mercato. Le sezioni delle pile da ponte esaminate vanno dalle semplici sezioni rettangolari e circolari a quelle con forma geometrica irregolare e cave.



"Analisi non lineare di strutture in muratura"
Carlo Tuzza, Edizioni CSPFea, 2010. € 25,00

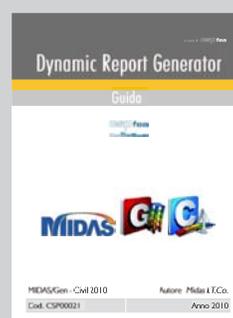
La pubblicazione affronta il criterio della Gerarchia delle Resistenze (o, in inglese, Capacity Design), come introdotto di recente nelle NTC2008 e già presente, in forma leggermente diversa, nell'Eurocodice EC8. Il documento è corredato di una serie di esercizi svolti con l'aiuto della procedura implementata in MIDAS/Gen 2010, conforme sia all'EC8 che alle NTC2008.

In Libreria



"Analisi non lineare di strutture in muratura"
Carlo Tuzza, Edizioni CSPFea, 2010. € 25,00

Esempi di edifici monumentali in muratura modellati con il programma agli elementi finiti MIDAS/Gen 2010 e MIDAS/FEA. Vengono realizzate sui suddetti modelli delle analisi statiche non lineari delle quali si considerano in particolare i risultati ottenuti utilizzando vari modelli costitutivi, in particolare Strumas, Mohr-Coulomb, Total Strain Cracking e Lourenco Rots.



"Analisi non lineare di strutture in muratura"
Midas I.T.Co., Edizioni CSPFea, 2010. € 25,00

Guida sulla funzione, presente sia in MIDAS/Gen 2010 che in MIDAS/Civil 2010, che permette di generare la relazione di calcolo in modo dinamico, a partire dai dati di output del programma. Tutti i dati di input e output possono essere plottati (le proprietà dei materiali e delle sezioni, le reazioni, le forze, gli spostamenti, gli sforzi, ecc). Tutti i dati inseriti nel report possono essere modificati e salvati dall'utente in formato MS Word senza alcuna limitazione. Inoltre l'utente può aprire e modificare un report pre-generato e personalizzato al fine di mantenere sempre la stessa struttura del documento aggiornandolo dinamicamente di volta in volta con i nuovi report.

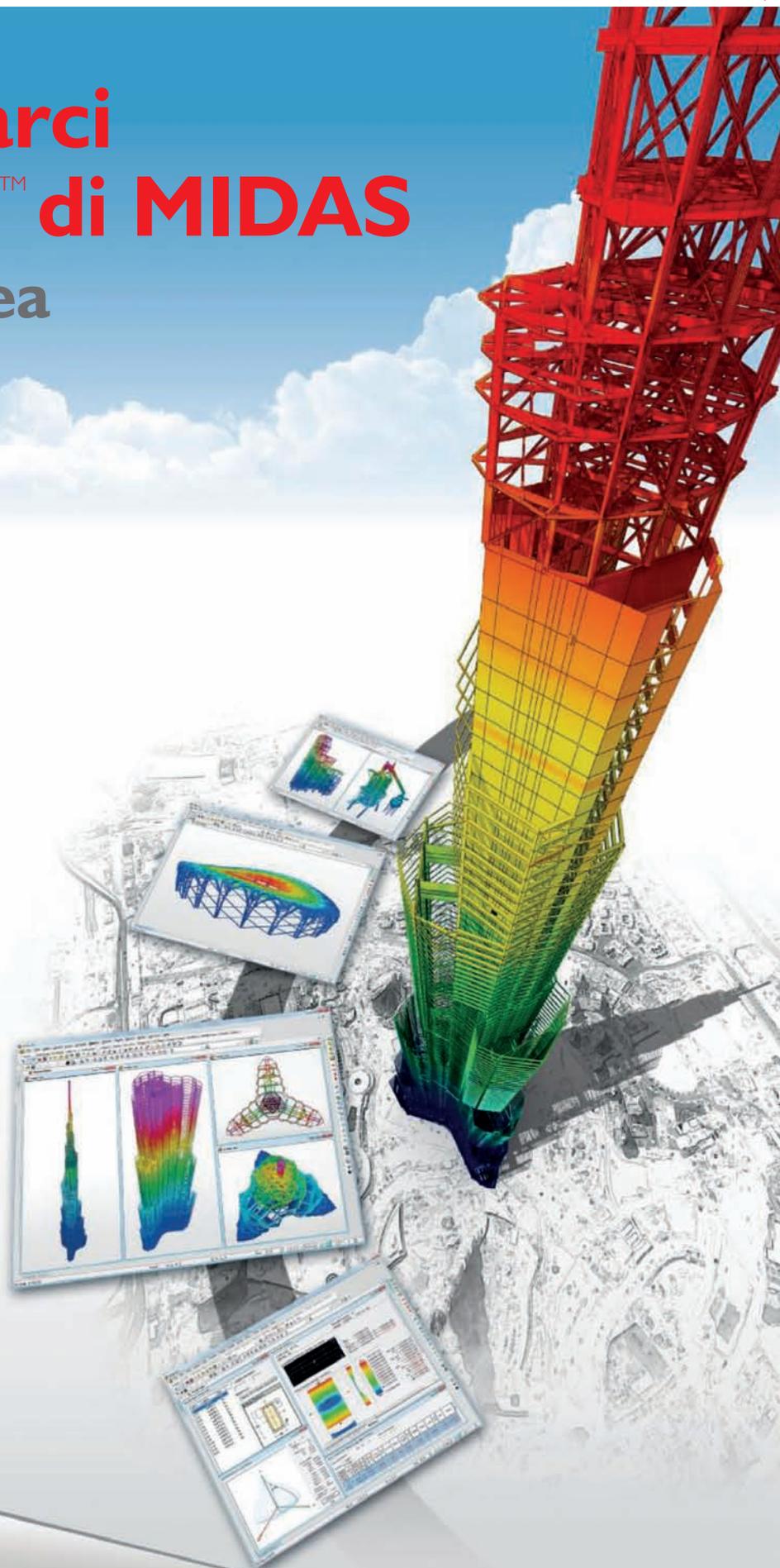
Vieni a trovarci e vinci l'iPad™ di MIDAS

Concorso CSPFea

Visita il nostro stand
alla fiera del **SAIE**
e partecipa
al concorso CSPFea!
**In palio per te
fantastici premi!**

Inoltre, ai **primi
400 visitatori**
**un'offerta
da non perdere!**

Vedi all'interno a pag. 7
come partecipare all'estrazione



Product Portfolio



midas Gen
Integrated Design System
for Building and General Structures



midas Civil
Integrated Solution System
for Bridge and Civil Structures



midas GTS
2D/3D Geotechnical and
Tunnel analysis System



midas FEA
Advanced Nonlinear and
Detail Analysis System

csp fea



www.cspfea.net

CSPFea s.c.

Via Zuccherificio, 5/d, Italy-35042 Este

Tel. | +39 (0429) 602 404 Email | info@cspfea.net
Fax. | +39 (0429) 610 021