

STRUCTURAL MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE MODELING

www.structural-modeling.it

Periodico trimestrale di ingegneria strutturale - anno IV n° 11, Settembre 2014 - OSPFea s.c. via Zuccherificio, 5 D - 35042 Este (PD) Italy - Tel. +39 0429 602404 - Fax +39 0429 610021 - info@cspea.net

numero

11



Murature

La problematica della vulnerabilità sismica di edifici in muratura

Murature

Analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio "Ex Genio Civile dell'Aquila"

Strutture acciaio

Progettazione in acciaio dell'Auditorium del Parco - L'Aquila, con e senza isolamento sismico alla base

Prefabbricati CA

Evaluation of the shear capacity of precast-prestressed hollow core slabs: numerical and experimental comparisons

FRC

Non-Linear static analysis of FRC beam specimens



Visita il sito



Editoriale



La Ricerca e la Progettazione avanzano assieme

È il tema di questo numero di Structural Modeling che mette, come già altre volte, in parallelo la Ricerca Scientifica nelle Università italiane e le applicazioni importanti di ingegneria sismica di professionisti esperti.

Sicuramente l'ingegneria sismica in Italia ha raggiunto livelli di eccellenza internazionali, e le competenze dei nostri progettisti, ad esempio nel campo della vulnerabilità e restauro di edifici esistenti, sono ben al di sopra di qualunque ingegnere di altri Paesi.

Porto ad esempio la Turchia, un Paese con caratteristiche simili se non più esasperate delle nostre in campo sismico e un patrimonio edilizio-monumentale simile per composizione a quello italiano. Si tratta di un Paese che CSPFea sta analizzando attentamente, instaurando relazioni con Istituzioni di Governo, Università, Enti Locali, Ordini Professionali, Associazioni e ingegneri. Senza dubbio, la Turchia possiede mediamente delle competenze sul tema inferiori a quelle degli strutturisti italiani. Questo è parzialmente dovuto al fatto che in Turchia l'espansione edilizia, nuovo costruito, non si è fermata, lasciando quindi il tema dei fabbricati esistenti in secondo piano. E' anche per questo che la World Bank ha deciso di investire su Istanbul due Miliardi di dollari per un complesso programma di miglioramento sismico dei fabbricati di una metropoli con quasi 14 milioni di abitanti in un'area dove il sisma atteso è di circa 7 Richter con periodo di ritorno di 100 anni, già ampiamente superati dall'ultimo grande sisma. Questo rappresenta una opportunità reale per quelle engineering italiane in grado di organizzarsi per muoversi su tale mercato.

Ciò nonostante apriamo la Rivista con un articolo che riassume lo stato dell'arte sulle simulazioni numeriche applicabili al caso di edifici esistenti in muratura, un tema quanto mai attuale sul quale a volte ci affidiamo alle ammiccanti formule di marketing delle software houses senza voler entrare nel dettaglio. Credo che l'articolo dell'ing. Altilla riassume in modo efficace le possibilità di analisi.

Non poteva mancare un esempio di un importante edificio esistente e di un altrettanto importante edificio nuovo isolato sismicamente provenienti da quel grande "laboratorio a cielo aperto" che è costituito dal cantiere per la ricostruzione de L'Aquila. Quando le Amministrazioni Locali abruzzesi si accorgeranno che questo "laboratorio" è di estremo interesse per ingegneri di tutto il mondo desiderosi di poter vedere una gamma infinita di applicazioni di retrofit, potranno sfruttare questo come elemento di marketing territoriale per attrarre flussi turistici e di business travel!

Purtroppo per accorgersi di queste opportunità bisogna viaggiare e arrivare là dove conta esserci, Convegni di sismica, di Structural Engineering, Congressi mondiali, Regioni sismiche, Fiere dedicate al Safety, al Risk, al Natural Disaster...

Ritornando al titolo di questo Editoriale vi invito a valutare, negli articoli successivi, le eccellenti performance dei software MIDAS in alcuni casi di Validazione dei risultati con test di laboratorio che dimostrano il livello di accuratezza raggiunto dai modelli numerici disponibili nei software.

Vi auguro buona lettura!

Ing. Paolo Segala

Direttore Responsabile di "StructuralModeling"
direttore@structural-modeling.it - Twitter: @CSPFea1

numero

11

Sommario

4

La problematica della vulnerabilità sismica di edifici in muratura

Dott. Ing. Michele Altilla, DAR2

9

Analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio "Ex Genio Civile dell'Aquila"

Franco di Fabio, Guido Pietropaoli

18

Progettazione in acciaio dell'Auditorium del Parco - L'Aquila, con e senza isolamento sismico alla base

Giovanni Accili

26

Evaluation of the shear capacity of precast-prestressed hollow core slabs: numerical and experimental comparisons

E. Brunesi, D. Bolognini, R. Nascimbene

35

Non-Linear static analysis of FRC beam specimens

Leandro Candido, Emilia Vasaneli, Francesco Micelli, Maria Antonietta Aiello

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
www.cspfea.net



CSPFea distribuisce:



Agenda

9-11 settembre - Ravenna

MuRiCo4

Convegno sulle strutture esistenti in muratura

25 settembre - Milano

Università degli Studi di Milano-Bicocca

Nuove frontiere della modellazione geotecnica 3D

Convegno gratuito | Casi studio reali modellazione geotecnica 3D

16 ottobre - CNR Bologna

Nuove frontiere dell'analisi CFD nei settori AEC

Convegno gratuito | La simulazione fluidodinamica nella progettazione di strutture e ambienti urbani

22-25 ottobre - Fiera Bologna

CSPFea al SAIE

50ª Edizione del Salone dell'Edilizia

4-5 novembre - Parma

9th International DIANA Users Meeting

+ International Contest: Workshop with predictions and experimental results

12 novembre - Auditorium CAR College,
Fondazione Eucentre, Pavia

SEMINARIO

Rischio sismico e prevenzione: le esperienze di accademici, aziende e professionisti sul consolidamento strutturale

5° anniversario della Rivista Progettazione Sismica

Save the date: 28 novembre - Padova

CSPFea Users Meeting

Annuale incontro con i clienti CSPFea

Novità Software 2014



NEW GEN FX (v. 2014 2.1) - Software general purpose di MIDAS, che risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale dalle più complesse alle più semplici in zona sismica e non con in più il **modellatore e meshatore 3D FX+ incluso**.



NEW CIVIL FX 2015 - Soluzione totale ed integrata per le analisi e la progettazione in campo civile infrastrutturale. Il Sistema combina un motore FEM "General Purpose" con caratteristiche estremamente avanzate assieme a una serie di potenzialità esplicitamente sviluppate per l'analisi e la progettazione nel campo dell'ingegneria infrastrutturale, prima fra tutte i ponti, con in più **modellatore e meshatore 3D FX+ incluso**.

Editoria



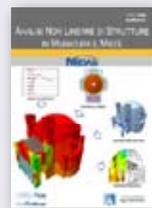
Vulnerabilità sismica di strutture esistenti

Autore: CSPFea e AA.VV.

Pagg.: 132

Anno: 2014

Il testo raccoglie in 132 pagine una prima parte introduttiva sui metodi di modellazione ed analisi disponibili per affrontare la tematica della vulnerabilità sismica e una ricca rassegna di esempi reali su scuole, palazzi storici, capannoni, chiese, etc.



Analisi Non Lineare di Strutture in Muratura e miste

Autore: Ing. Carlo Tuzza

Pagg.: 124

Anno: 2012

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

Dove posso trovarli? Accedi a cspfea.net/shop/libri/ e potrai trovare questi ed altri libri. Inoltre, visita la sezione del sito dedicata a documenti e tutorial: cspfea.net/archivio_documenti.php

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



Csp Fea



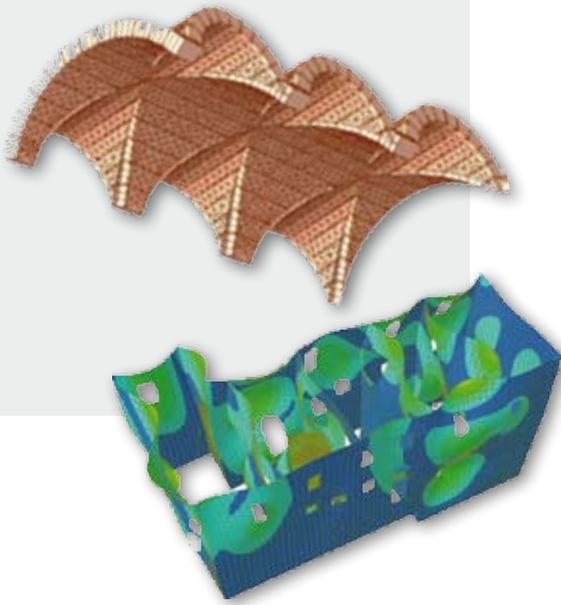
CspFea



supportofea03



@SCPFea1



Dott. Ing. Michele Altilia¹
DAR2²

Murature

La problematica della vulnerabilità sismica di edifici in muratura

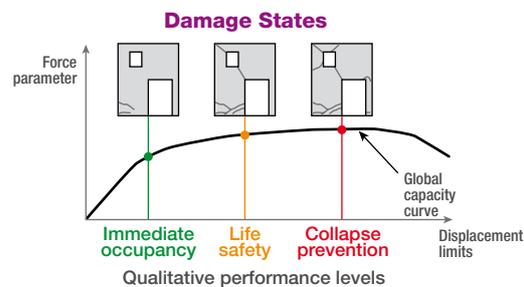
¹ Ingegnere Civile Strutturista ENERPLAN S.r.l.
CARPI (MO)
² Modellazione strutturale e Calcoli FEM

Stato dell'arte e problematiche degli edifici in muratura

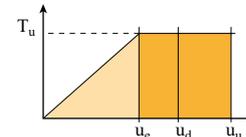
Le esperienze maturate a seguito di terremoti violenti hanno evidenziato che la sopravvivenza dei manufatti murari agli eventi sismici è in molti casi assicurata dal loro comportamento inelastico.

Il danneggiamento che il materiale **muratura** presenta già per bassi livelli tensionali rende i Metodi Dell'Analisi Lineare fortemente inadatti a studiarne la risposta.

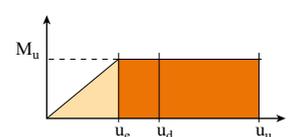
Ne consegue che l'analisi del comportamento sotto sisma di costruzioni in muratura e la valutazione degli effetti migliorativi di possibili interventi di consolidamento richiedono l'utilizzo di adeguate procedure di Analisi In Campo Non Lineare.



Risposta a taglio



Risposta a pressoflessione



I documenti normativi più recenti individuano nella domanda di spostamento la grandezza fondamentale della progettazione Sismo Resistente, richiedono l'applicazione di modelli e metodi di analisi non lineare per stimare la vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e per valutare l'efficacia di possibili interventi di rinforzo. Tali codici, in accordo con la filosofia del Performance-Based Engineering richiedono inoltre di valutare la sicurezza strutturale non solo nei confronti delle condizioni di collasso ma anche con riferimento ad altri stati limite di danno o "livelli prestazionali" intermedi.

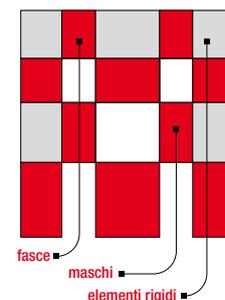
Il comportamento primariamente non lineare delle strutture murarie, qualitativamente associato al fenomeno del danneggiamento, dipende da diversi fattori che hanno scale di importanza diverse.

- aleatorietà della resistenza a trazione, ossia muratura non reagente a trazione;
- limitata resistenza a compressione cui è associato il meccanismo di rottura per schiacciamento.

Lo studio dei metodi di Analisi

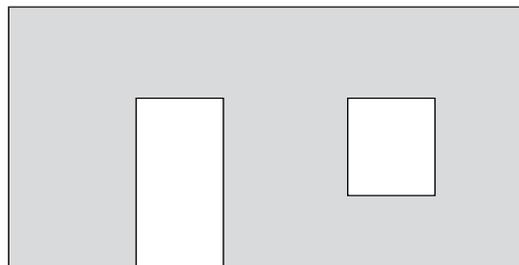
I metodi basati sull'analisi non lineare di tipo statico (pushover) possono rappresentare l'approccio più conveniente per la valutazione della risposta sismica di strutture murarie.

L'impiego di tale tipo di analisi può essere sviluppato, in ambito tecnico, riferendosi a differenti schematizzazioni, che possono basarsi sia su una modellazione di tipo bidimensionale dei pannelli murari che su una modellazione del tipo monodimensionale, in cui si ipotizza di isolare degli elementi (maschi, fasce) idealizzabili come travi tozze con comportamento non lineare oppure come bielle (puntoni).

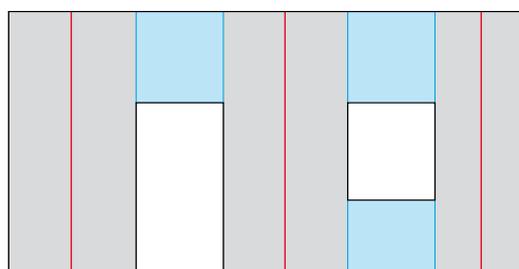


Nel caso dei modelli di tipo bidimensionale si nota come un ingrediente fondamentale della modellazione sia considerato il comportamento "No Ten-

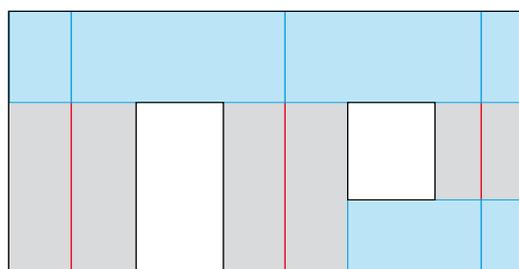
sion” del materiale che conferisce quindi una rigidità variabile all’elemento, in funzione dello stato di sollecitazione. Per tale comportamento si intende l’ipotesi di resistenza a trazione nulla, che può essere di tipo generalizzato (non si ammette trazione in qualunque giacitura) oppure limitato a giaciture particolari (orientate come i letti di malta).



PARETE CON APERTURE

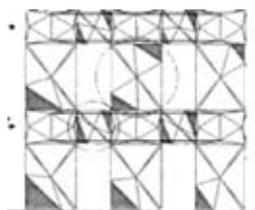


MODELLAZIONE PARETE SENZA FASCE DI PIANO RIGIDE



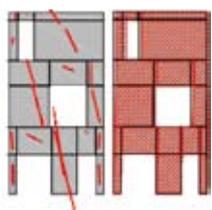
MODELLAZIONE PARETE CON ZONE RIGIDE COINCIDENTI PANNELLI DI NODO

L’implementazione della condizione “no tension” avviene quindi utilizzando tecniche che modificano la geometria degli elementi, al fine di eliminare le zone in trazione (D’Asdia e Viskovic, 1994), oppure mediante una opportuna formulazione del campo di sforzi all’interno del pannello (Braga e Liberatore, 1990).



PEFV

D’Asdia e Viskovic

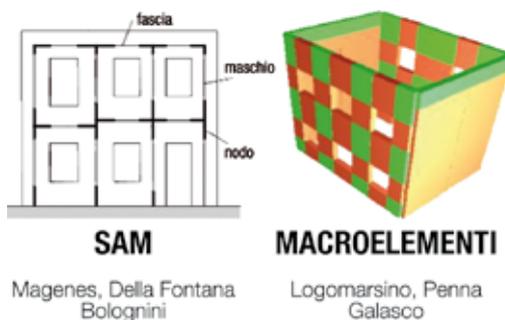


MAS3D

Braga, Liberatore, Spera

Nei due modelli appena citati per le zone compresse ovvero “reagenti” degli elementi vengono mantenute delle relazioni costitutive di tipo elastico lineare. Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura quali ad esempio quelli legati allo schiacciamento della muratura compressa è quindi necessario introdurre delle verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione. In tali modelli si utilizzano quindi dei criteri di verifica della resistenza nei confronti di alcuni possibili meccanismi di rottura delle parti reagenti e l’analisi viene interrotta se uno dei criteri risulta violato.

In alternativa a tali proposte sono state poi sviluppate recenti ed accurate modellazioni “semplificate” a macroelementi ed a telaio equivalente per un’analisi di tipo globale, quali il metodo SAM (Magenes & Della Fontana, 1996) ed il metodo a **Macroelementi** (Lagomarsino et al., 2002).



In particolare il metodo di Lagomarsino è un metodo per l’analisi statica non lineare di edifici in muratura, il quale mira alla valutazione della risposta globale degli edifici in muratura, in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti, senza considerare meccanismi di collasso associati alla risposta dinamica fuori dal piano.

La sua applicazione al caso di pareti murarie piane, si basa su una modellazione a telaio equivalente costituito da

- elementi maschio (ad asse verticale);
- elementi fascia (ad asse orizzontale);
- elementi nodo.

Gli elementi maschio e fascia sono del tipo “beam-column” e presentano deformabilità assiale ed a taglio. Gli elementi nodo sono invece infinitamente rigidi e resistenti per cui è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi lineari maschio e fascia.

Per quanto riguarda i meccanismi di rottura previsti per i singoli elementi possono essere di tre tipi:

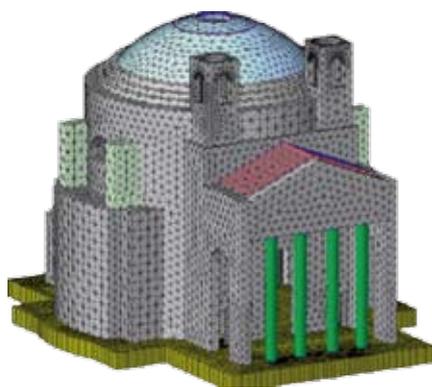
- a) pressoflessione o ribaltamento (rocking);
- b) taglio scorrimento (bed joint sliding);
- c) taglio con fessurazione diagonale.

Per poter applicare il metodo ad edifici reali, è stato poi, necessario sia inserire eventuali altri elementi strutturali diversi dalla muratura, (ad esempio catene in acciaio o cordoli in cemento armato), che tener conto di una modellazione tridimensionale.

La formulazione F.E.M. (Finite Element Method)

La formulazione FEM permette la modellazione completa della struttura in ogni suo dettaglio permettendo di simulare il reale contributo di tali dettagli al comportamento dinamico della struttura in esame.

Tale analisi viene effettuata da software "GENERAL PURPOSE" come MIDAS/Gen e MIDAS/FEA dotato di tutte le tipologie di Elementi finiti (1D, 2D, 3D) e di una adeguata dotazione di modelli costitutivi di materiali (Elastico, Elastoplastico come Mohr-Coulomb, Elasto-plastico-fragile come il Modello Total Strain Crack).



Tempietto di Villa Barbaro (A.Palladio 1588)



S.Maria della Misericordia a Correggio (RE)

Vi è un approccio di modellazione semplificato, giustificabile in certi casi, che permette di ricorrere ad elementi finiti mono- o bi-dimensionali.

In questo caso le strade sono:

- 1) ricorrere ad un sw general purpose dove utilizzare elementi 1-D (beam/trave), 2-D (shell/plate e wall-element) e relativi link e cerniere concentrate (secondo comportamenti definiti da FEMA, SAM, NTC2008, etc.)
- 2) ricorrere a software che "incapsulano" la definizione di un telaio equivalente in maniera automatica (secondo formulazioni di metodi come SAM definito da Magenes)
- 3) Ricorre a formulazioni alternative quali i "Macroelementi" (secondo il metodo definito da Gambarotta, Lagomarsino et al.) o "Elementi Discreti" (secondo metodi come quello definito da Calò et al.)

Il metodo a Macroelementi (proposto da Gambarotta e Lagomarsino, 1996, Brencich e Lagomarsino, 1997 e 1998) si distingue dai modelli finora citati in quanto, sebbene possa essere utilizzato per l'analisi statica non lineare, mira anche alla modellazione del comportamento ciclico delle pareti in muratura. Trattandosi di un modello a macroelementi, esso ha quindi il grande pregio di consentire analisi dinamiche con un onere computazionale relativamente ridotto. In base ai criteri finora discussi, la classificazione del modello non risulta immediata.

Anche in questo caso il metodo si basa su una schematizzazione a telaio equivalente in cui le deformazioni sono concentrate in corrispondenza dei maschi e delle fasce modellate come macroelementi finiti bidimensionali, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo.

Il macroelemento è inoltre diviso al suo interno in tre parti di cui due di estremità in cui è concentrato il comportamento a pressoflessione ed uno centrale in cui è concentrato il comportamento a taglio. Le restanti porzioni di parete distinte dai macroelementi vengono considerate come vincoli rigidi (offset) in grado di ridistribuire gli sforzi tra i vari elementi strutturali deformabili e di garantire il comportamento tridimensionale. Anche in questo caso la modellazione tridimensionale viene effettuata introducendo opportuni link rigidi che permettono il collegamento tra le pareti concorrenti in un incrocio anche se si trascura completamente il contributo delle pareti fuori dal piano. È stata infine introdotta oltre alla possibilità di imporre l'ipotesi di solaio infinitamente rigido quella di schematizzare l'impalcato come una piastra ortotropa.

L'applicabilità del metodo F.E.M.

Evidenziare che il metodo FEM vale indifferibilmente quando la struttura non presenta caratteristiche assimilabili al "telaio equivalente".

Questo accade in vari casi. Ad esempio:

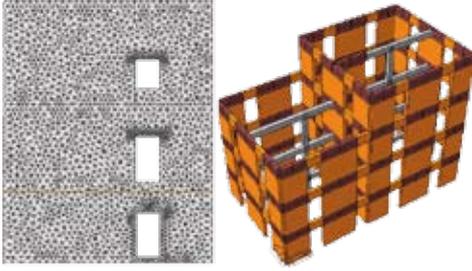
- strutture irregolari in pianta ed altezza, con elementi tozzi, non riconducibili ad aste/travi;
- setti murari con variazioni di sezione o lesene;
- presenza di aperture irregolarmente distribuite lungo il setto murario;

- variazione di materiali o matrice muraria;
- interventi in età diverse del manufatto come sopraelevazioni, aperture di fori e richiusura demolizioni parziali effettuate in epoche successive, etc.

Evidenziare che nel caso di interazione terreno struttura, il metodo FEM permette di valutare al meglio non solo le caratteristiche elastiche del terreno ma anche l'entità dei cedimenti differenziali.

"Quindi non si tratta di ricorrere al FEM solo per una

Analisi di maggior dettaglio, bensì di una esigenza per sopperire all'insufficienza del Modello a Telaio Equivalente a rappresentare Il Modello Reale nei suddetti casi".



Come appena descritto, in alternativa alle recenti ed accurate modellazioni a macroelementi per un'analisi di tipo globale, si può fare ricorso a modellazioni FEM che, sebbene a costo di un maggiore onere di calcolo, consentono di cogliere puntualmente le situazioni che caratterizzano le condizioni di crisi.

Il metodo può essere applicato considerando differenti schematizzazioni del materiale muratura:

- micro-modellazione discreta del materiale distinguendo il comportamento della malta, degli elementi lapidei ed il legame d'interfaccia;
- macro-modellazione al continuo del materiale ideale, considerato come omogeneo ed isotropo o ortotropo.

Problematiche sulla modellazione degli edifici in muratura.

Normalmente un approccio "a telaio", con eventuali elementi bidimensionali ("shell") per muri e solette, è sufficiente.

L'analisi sismica principale è l'analisi dinamica lineare (analisi modale con spettro di risposta). L'analisi di murature esistenti richiede un approccio diverso per il quale è necessaria una diversa sensibilità da parte dello strutturista, non ultimo il fatto che la struttura è esistente e il nostro modello numerico deve superare l'esame di simulare quello che già esiste nella realtà.

Oggi tale problema è affrontabile grazie agli strumenti software di calcolo come MIDAS e ad una buona letteratura (referenze nel settore sono, tra i molti, Pande, Lourenço, Viskovic, Rots, Tsasios, Tomazevic, Faella, Modena, Lagomarsino, Magenes).

La scelta della metodologia di analisi deve essere operata sulla base di:

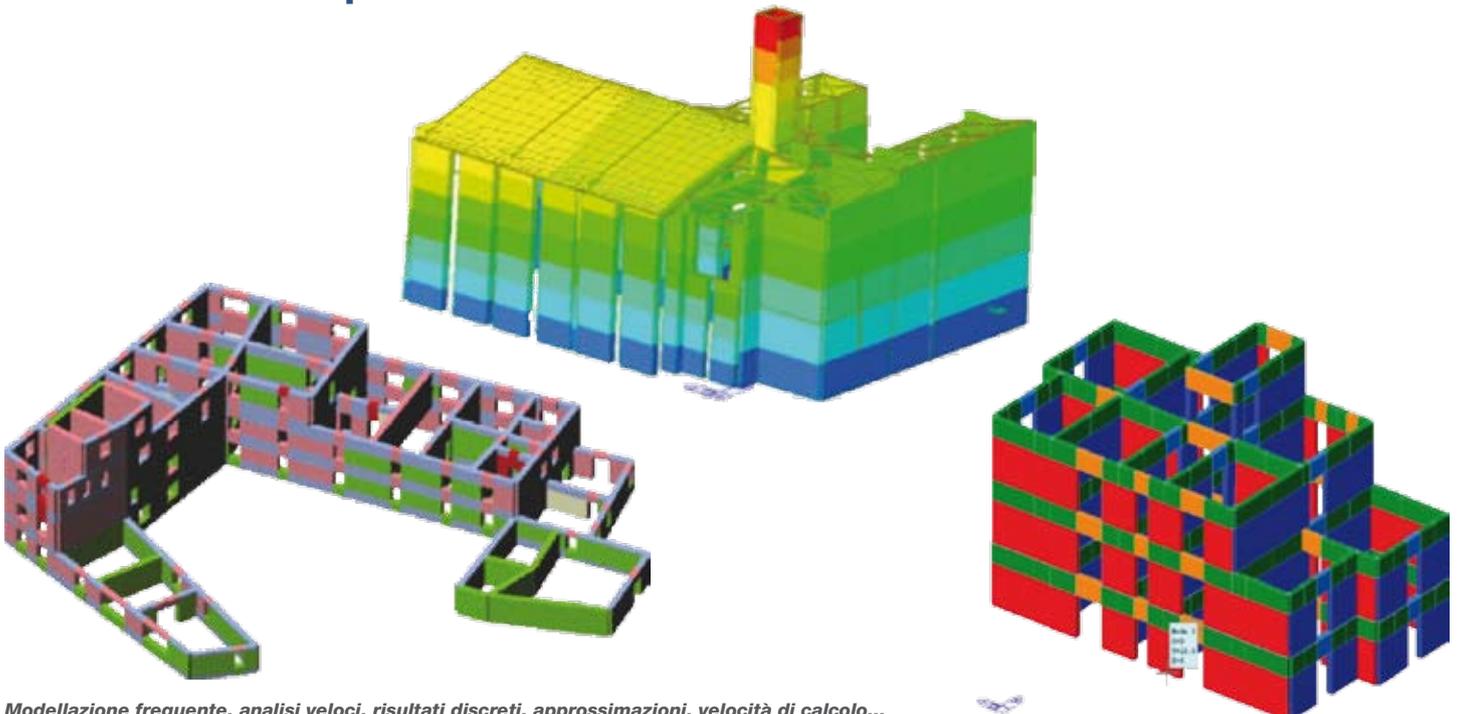
- capacità e sensibilità dell'ingegnere analista;
- tempo disponibile (da qualche minuto a più ore di elaborazione);
- budget a disposizione.

Ci si deve aspettare che differenti metodi di analisi diano differenti risultati anche se questo non è motivo sufficiente per preferire un metodo ad un altro.

Piuttosto gli aspetti che devono giustificare la scelta di un metodo sono:

- adeguatezza tra lo strumento software di analisi e le informazioni a disposizione sulla muratura;
- strumenti software a disposizione dell'ingegnere;
- costi, risorse finanziarie disponibili e requisiti di tempo.

Modello a Telaio Equivalente



Modellazione frequente, analisi veloci, risultati discreti, approssimazioni, velocità di calcolo...

Modello agli Elementi Finiti

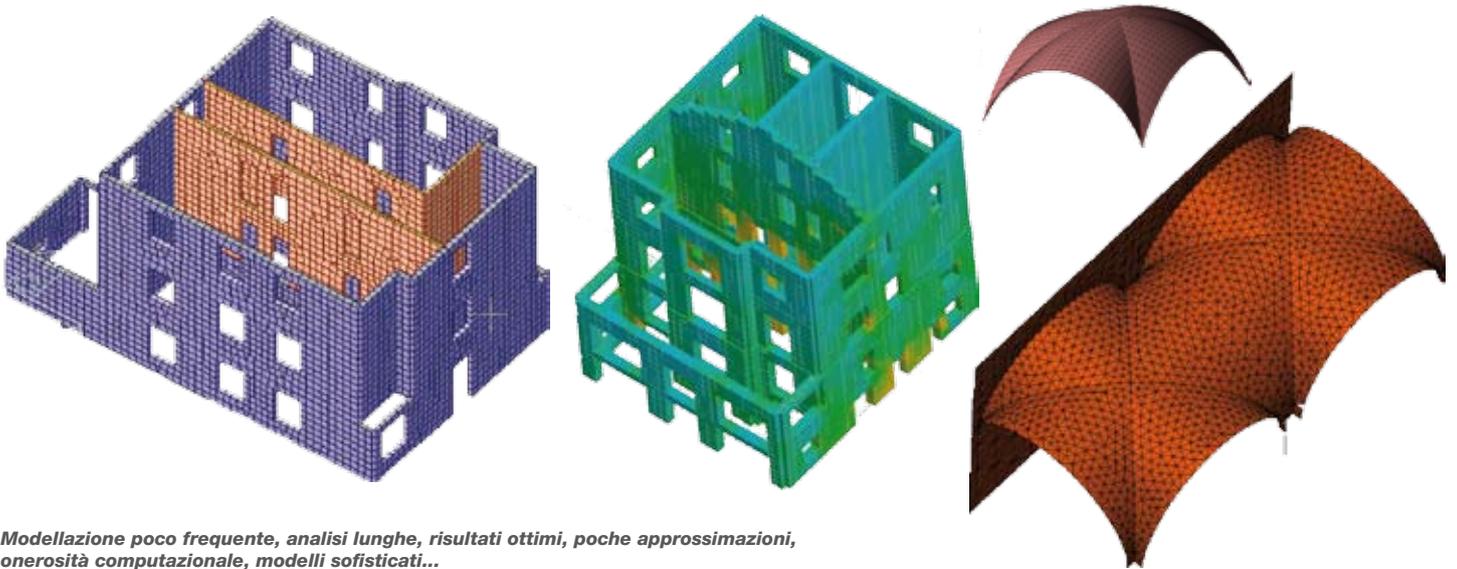
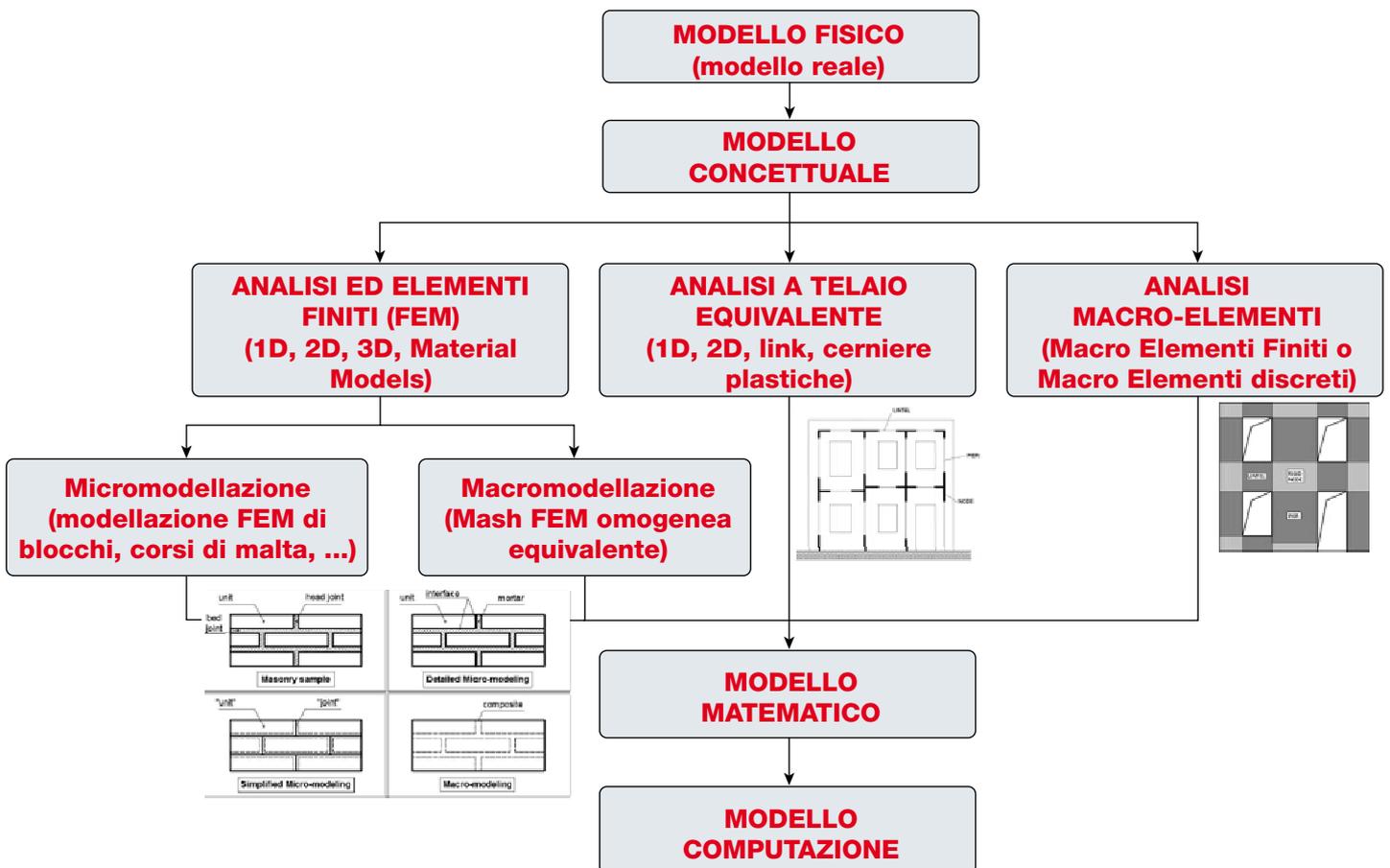


Diagramma di flusso Logico



Confronta il documento con:

<http://cms3.wabisabi.it/it/11/news/323/affidabilit--dei-calcoli-la-procedura-vv/>

Articolo pag. 12 di StructuralModeling 5 http://www.structural-modeling.it/structural-modeling_Cinque.pdf

(con link funzionanti nella versione digitale)



Franco di Fabio¹
Guido Pietropaoli²

Murature

Analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio "Ex Genio Civile dell'Aquila"

¹ Università degli Studi di L'Aquila, DICEAA
² Dottorando in "Ingegneria civile, edile-architettura, ambientale" XXIX ciclo presso DICEAA, L'Aquila

Quality Report dell'Analisi

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM (modellazione agli elementi finiti)	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Plate/Shell Beam	
Numero elementi totale	Shell:38841 Beam:6279	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	1	
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Ritz	Parametri di default del solutore di calcolo
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	No	
% massa partecipante estratta	X:89,36% Y:88,64% Considerati i primi 10 modi	Primo modo: torsionale Secondo modo: roto-traslazionale Terzo modo: traslazionale in direzione X
Metodi di combinazione auto valori	CQC	
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover	<60%	
Nonlinearità del materiale	STRUMAS: non linearità assegnata ai parametri fisici del materiale	Parametri della non linearità: -E (modulo elastico); -f _t (Resistenza a trazione).
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Controllo in spostamento	Viene raggiunta la convergenza

Introduzione

L'edificio preso in esame è il palazzo del Provveditorato OO.PP. - Corte dei Conti – Regione, sito nel Comune di L'Aquila, rimasto danneggiato in seguito agli eventi del sisma del 6 Aprile 2009. Per esso è stato condotto il calcolo della vulnerabilità sismica.

Il fabbricato, risalente al 1940, presenta una planimetria a **L** per una superficie complessiva di circa 5800 mq e si articola in sei piani, di cui due seminterrati e quattro fuori terra aventi ognuno le seguenti dimensioni:

secondo piano seminterrato	mq 1100,00	altezza interna 4,45 m
primo piano seminterrato	mq 1092,00	altezza interna 3,70 m
piano terra	mq 756,00	altezza interna 4,30 m
piano primo	mq 756,00	altezza interna 3,45 m
piano secondo	mq 1042,00	altezza interna 4,00 m
piano terzo	mq 1042,00	altezza interna 4,15 m

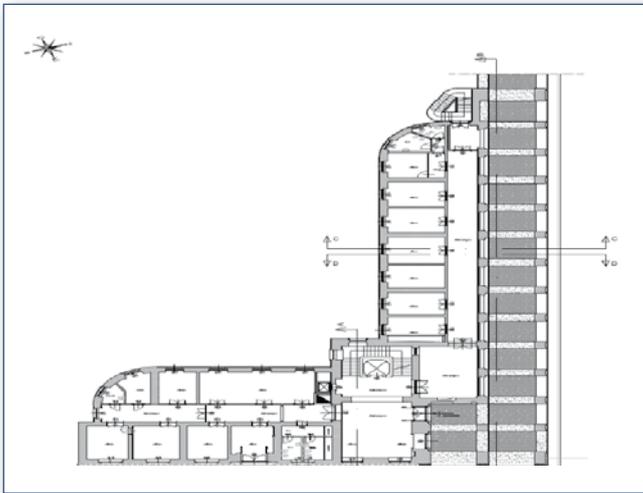


Figura 1:
Pianta dell'edificio



Figura 2:
Prospetto lungo Via Fortebraccio



Figura 3:
Prospetto lungo Via San Bernardino



Figura 4:
Prospetto lungo Piazza San Bernardino

La struttura è stata realizzata prevalentemente in muratura di mattoni pieni ad eccezione di un portico, che si estende su tutto il lato NORD, costituito da telai in c.a..

Modellazione

A seguito di un dettagliato rilievo geometrico - strutturale e di estesi saggi in situ volti ad ottenere un adeguato livello di conoscenza del fabbricato, si è resa possibile la realizzazione di un modello numerico, effettuato tramite software di calcolo "MIDAS/Gen".

Data la particolare geometria del fabbricato e la presenza delle due tipologie strutturali, muratura e c.a., per la modellazione si è ricorso a un modello agli elementi finiti caratterizzato da elementi sia bidimensionali (SHELL) per la muratura, sia monodimensionali (BEAM e FRAME) per il c.a. per un totale

di 6279 elementi BEAM e 38841 SHELL. In particolare i setti murari sono stati modellati come elementi shell ai quali sono state assegnate le caratteristiche meccaniche dei materiali e le caratteristiche geometriche delle sezioni. Gli spessori degli elementi murari sono molto variabili anche sullo stesso impalcato. Naturalmente sono state assegnate sezioni diverse per ogni spessore (I colori delle Figure 5-6 individuano le differenti sezioni). La modellazione di tutte le pareti è stata svolta tramite il modulo ASWD, adottando una taglia media per gli elementi di circa 45 cm e consideran-

do uno schema di mesh del tipo QUAD+TRIA (massimo numero di elementi QUADRATI e minimo di TRIANGOLI), per ottenere una maggior accuratezza in termini di risultati. I cordoli di piano, come i pilastri in cemento armato, sono stati modellati con elementi monodimensionali (frame) con assegnata sezione. I solai sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano, secondo quanto disposto dal cap. 7.2.6. della NTC08, avendo riscontrato differenze negli spostamenti inferiori al 10% tra il modello con il vincolo di diaframma ed il modello con solai ad elementi SHELL.

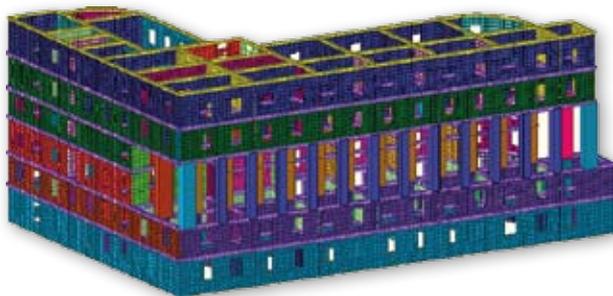


Figura 5: Struttura modellata con elementi plate (VISTA SUD)

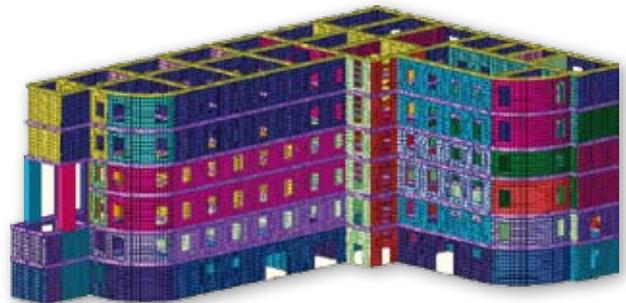


Figura 6: Struttura modellata con elementi plate (VISTA NORD)

Prima di effettuare l'analisi statica non lineare si è condotta un'analisi dinamica modale per definire le forme modali e valutare la massa partecipante. Nelle figure seguenti si riportano le deformate relative ai primi 3 modi di vibrare:

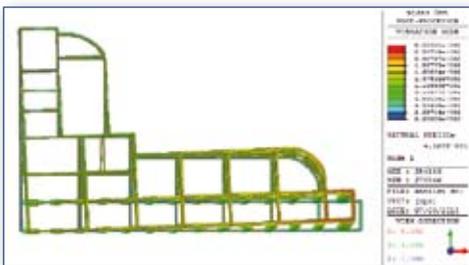


Figura 7: Deformata 1° modo della struttura vista XY

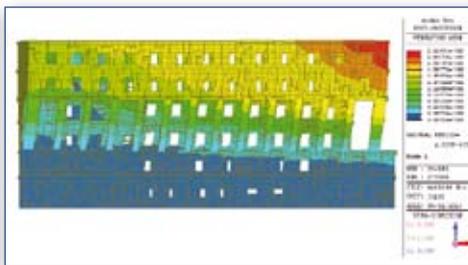


Figura 8: Deformata 1° modo della struttura vista XZ

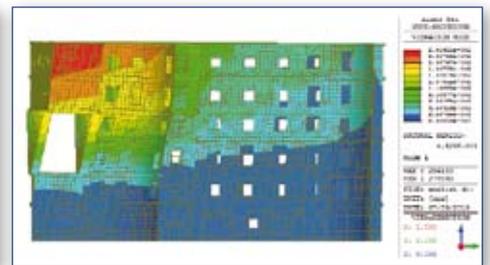


Figura 9: Deformata 1° modo della struttura vista YZ

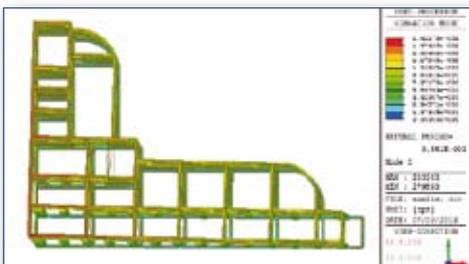


Figura 10: Deformata 2° modo della struttura vista XY

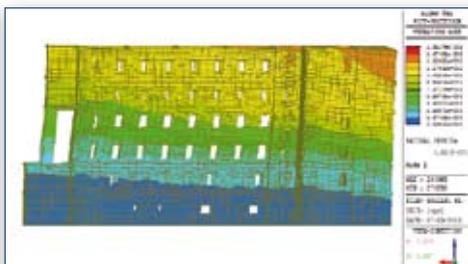


Figura 11: Deformata 2° modo della struttura vista XZ

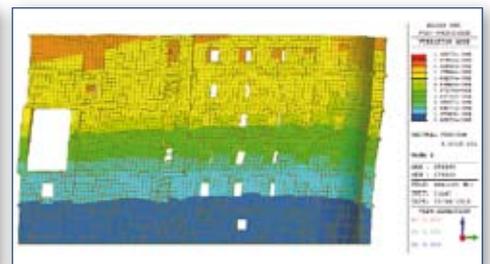


Figura 12: Deformata 2° modo della struttura vista YZ

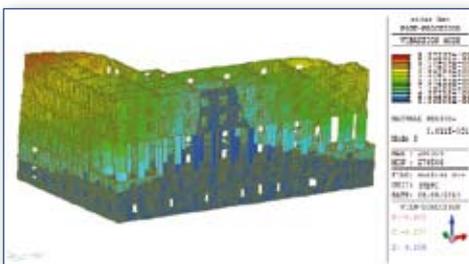


Figura 13: Deformata 3° modo della struttura vista 3D

La massa partecipante associata ai primi 5 modi di vibrare è riportata nella tabella sottostante.

Modo	MASSA X %	MASSA Y %
1	21,1	15,6
2	14,18	43,1
3	23,42	1,83
4	0,93	16,73
5	13,73	1,93

Tabella 1: Massa partecipante associata ai primi 5 modi

A causa della geometria a **L** della struttura, si nota che i primi 2 modi non eccitano solo la massa in una direzione ma in entrambe, sia in X che in Y, quindi i modi non sono puramente traslazionali ma roto-traslazionali.

Si osserva come il Primo Modo di vibrare sia puramente torsionale, con una massa partecipante equivalente in direzione X e Y. Il secondo modo è roto-traslazionale, prevalentemente traslazionale

lungo la direzione Y, mentre il terzo modo è traslazionale in direzione X.

Dunque in caso di azione sismica, considerando tale modello di calcolo "attendibile", la struttura sarà soggetta a una notevole sollecitazione torcente e si risconteranno sollecitazioni più gravose (Momento flettente e Taglio) sui setti perimetrali, in quanto i più distanti dal baricentro delle rigidezze della struttura.

Analisi Statica Non Lineare: Modello Strumas

Il modello della struttura oggetto d'analisi è stato realizzato attraverso il software "MIDAS/Gen", tramite il **Modello Strumas**.

MIDAS implementa un modello di materiale omogeneo equivalente definito "micro-macro" (Luciano et al., 1997) in quanto, partendo dalla definizione di un volume elementare rappresentativo e da differenti legami costitutivi per i tre costituenti (blocchi, giunti di malta orizzontali e verticali) e attraverso una omogeneizzazione perviene alla definizione del legame costitutivo della muratura.

Nel suo lavoro Pande assunse che la fessurazione a trazione è la più importante tra le non linearità riguardanti le murature.

Nel legame Strumas implementato in "MIDAS/Gen" è contemplata solo la resistenza a trazione mentre a compressione è imposta infinita.

L'analisi resta lineare ad ogni passo, ma se la tensione principale di trazione in un costituente supera la sua resistenza, il contributo del medesimo costituente alla nuova matrice di rigidezza del materiale omogeneizzato è ridotto o annullato. La riduzione dipende da un parametro di abbattimento della rigidezza, riducibile a valori prossimi allo zero, 'Stiffness Reduction Factor', coefficiente che scala il valore di E una volta superato il punto di snervamento del materiale.

Le proprietà del materiale equivalente dipendono dalla dimensione media dei blocchi, dei giunti verticali e orizzontali oltre che dalle relative caratteristiche meccaniche.

Il "Modello Strumas" presenta l'indubbio vantaggio di richiedere parametri fisici facilmente reperibili.

Questa procedura differisce dal metodo a telaio equivalente poiché la non linearità viene assegnata direttamente ai parametri fisici del materiale e non attraverso un legame elasto-plastico alle caratteristiche di sollecitazione.

Si ragiona quindi in termini di tensioni/deformazioni e non di sollecitazioni/spostamenti come nel metodo a telaio equivalente.

VANTAGGI

- La modellazione è più dettagliata e permette di cogliere in maniera più precisa e coerente il comportamento della muratura, nonché fenomeni di dettaglio quali concentrazione di tensioni in prossimità di zone angolose.
- La modellazione è più aperta e questo permette di rappresentare geometrie di nature più complesse. Nel caso in esame si hanno bucatore non allineate verticalmente, irregolarità in pianta e in elevazione, spessori murari differenti.

L'analisi statica non lineare è stata condotta dapprima mettendo in carico la struttura e in seguito applicando i vari sistemi di forze orizzontali:

Sistema 1

Carico rappresentante le azioni verticali

Sistema 2

Carico rappresentante la spinta orizzontale:

- Per le azioni proporzionali alle masse si estraggono i valori dalle "NODAL BODY FORCE" facendo riferimento a valori di accelerazione corrispondenti allo stato limite SLV.
- Per le azioni relative alle forze d'inerzia si estraggono i valori secondo analisi statica lineare, facendo riferimento agli spettri di progetto SLV.

Di seguito sono descritte le caratteristiche meccaniche della muratura attraverso il legame costitutivo "Strumas Masonry".

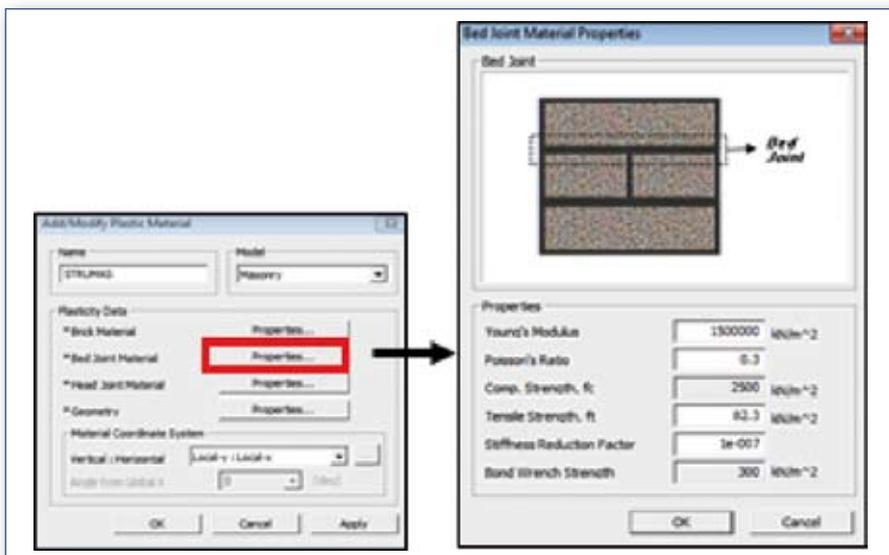


Figura 14: Caratteristiche meccaniche della Muratura attraverso il legame STRUMAS

Poiché sono note le caratteristiche meccaniche della muratura tabella C8A2.1 "Muratura in mattoni pieni e malta di calce", si assegnano detti valori sia al mattone che alla malta.

Caratteristiche Meccaniche della muratura:

- f_t muratura = 82,3 kN/m²
- E muratura = 1500000 kN/m²
- W muratura = 18 kN/m³

Il modello identifica i punti di Gauss dove si verifica la rottura a trazione con delle crocette "yield

point", permettendo di valutare l'andamento delle fessurazioni; le crocette sono un simbolo che indica il superamento della tensione limite a trazione (parametro introdotto dal progettista).

In questo caso la frattura non è materializzata ma "dedotta" dal superamento dello stato di tensione limite.

Eseguita l'analisi non lineare, nel modello possiamo subito verificare i primi risultati di analisi. Le immagini seguenti evidenziano le tensioni t di vari step importanti e significativi.

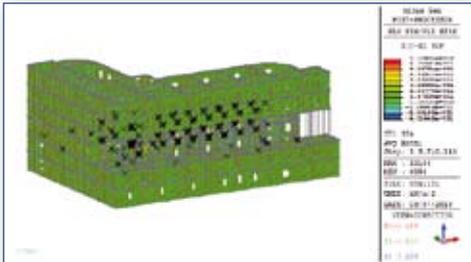


Figura 15:
Analisi statica non lineare da body force (proporzionale alla massa) Sx 1° step.

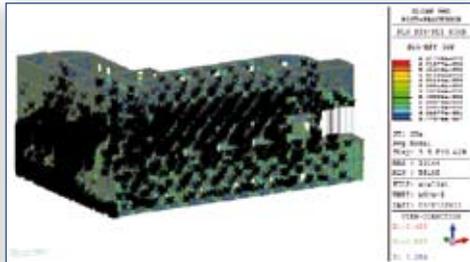


Figura 16:
Analisi statica non lineare da body force (proporzionale alla massa) Sx 3° step.

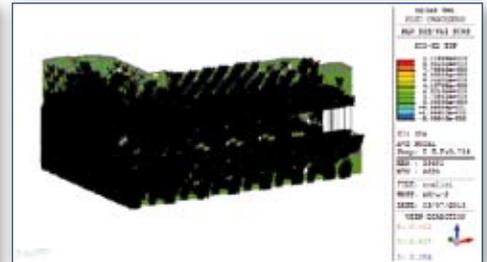


Figura 17:
Analisi statica non lineare da body force (proporzionale alla massa) Sx ultimo step.

Analizzando la distribuzione delle "yield point" ai vari step notiamo che:

- Per uno step iniziale la fessurazione, come previsto, è concentrata in corrispondenza del porticato ed è dovuta alla riduzione eccessiva di rigidità. Gli effetti dell'evento sismico del 6 Aprile 2009 hanno evidenziato tale comportamento.
- Per gli step successivi la fessurazione è più diffusa sulla struttura e abbraccia tutti i piani, fino ad arrivare al collasso della stessa.

L'analisi del modello offre alcuni spunti interessanti sul comportamento strutturale dell'edificio, i quali spunti trovano un preciso riscontro nell'analisi del quadro fessurativo. Infatti sono stati messi a

confronto i diagrammi delle fessurazioni a seguito dell'analisi pushover di alcuni maschi murari con i corrispondenti rilievi del quadro fessurativo e si è riscontrato un ottimo accordo tra modello di calcolo ed evidenza sperimentale.

Viene di seguito riportata la muratura della sezione C-C della pianta (Fig.1): si nota immediatamente come le maggiori fessurazioni si trovino in corrispondenza delle murature dei piani terra e primo, ovvero quelli caratterizzati dalla presenza del porticato. Queste sollecitazioni taglianti, accompagnate da un basso livello delle tensioni verticali legato all'orditura del solaio (parallela ai maschi stessi), hanno di fatto determinato il collasso dei maschi murari e portato alla formazione delle fessure rilevate.



Figura 18:
Confronto tra il quadro fessurativo ed evidenza sperimentale

In conclusione l'analisi del modello di calcolo ha messo in risalto il comportamento strutturale profondamente condizionato:

- Dalla brusca riduzione di rigidità tra i piani Primo, Interrato e Terra, dovuta alla riduzione

dello spessore delle pareti e alla presenza del porticato;

- Dalla forma irregolare in pianta che provoca dei modi torcenti dell'edificio, responsabili delle elevate sollecitazioni nei maschi perimetrali.

PARTE SECONDA

Calcolo Spostamento indotto

Il modello costitutivo della muratura, implementato nel software di calcolo, prevede che la curva di capacità non presenti un tratto discendente in quanto ha un comportamento a

plasticità indefinita. Si necessita quindi di una convenzione con la quale troncare la curva, la quale convenzione per edifici multipiano può essere assunta come:

0.4% moltiplicata l'altezza dell'edificio; $0.004 \times 2410 \text{ cm} = 9,6 \text{ cm}$

La scelta dello 0.4% rispetto l'altezza è una convenzione introdotta al capitolo 7.8.2.2.2 delle NTC08 e rappresenta il limite per rottura a taglio del pannello murario.

Questo dato è importante per individuare lo spostamento limite sulla curva Forza-Spostamento che da calcolo è infinitamente lunga.

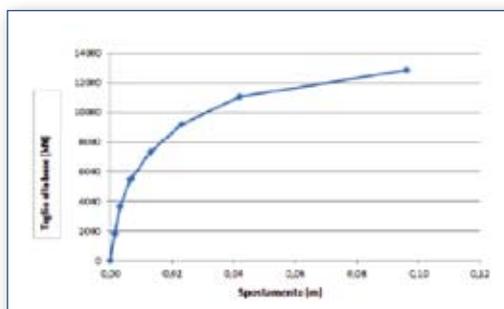


Figura 19:
Curva di capacità

La verifica consiste nel controllare che la capacità di spostamento sia maggiore della domanda di spostamento, ovvero che $d_c > d_d$.

In termini meccanici equivale a richiedere che la struttura possieda risorse di duttilità tali da consentire un'adeguata escursione in campo plastico e una conseguente capacità di dissipare l'energia associata all'evento sismico.

Il risultato della verifica può essere espresso in maniera equivalente in termini di accelerazioni al suolo (PGA), normalizzate per suolo di categoria

A, attraverso il confronto tra la capacità di accelerazione al suolo PGA_C con la domanda di accelerazione al suolo PGA_D richiesta dalla normativa e verificando che $PGA_C > PGA_D$.

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

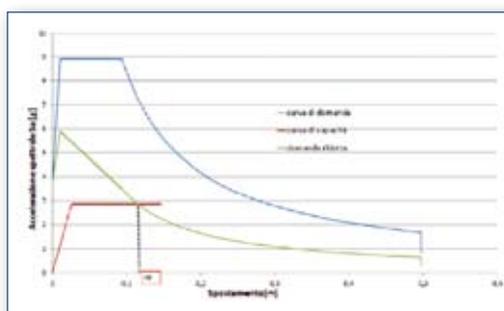


Figura 20:
Spettri ADRS e Curva di Capacità

La vita nominale della struttura oggetto di studio è stata fissata ≥ 50 anni. Il coefficiente d'uso CU dipende dalla classe d'uso in cui ricade la struttura. Nel nostro caso di studio la struttura appartiene alla classe III, ossia costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

La tabella 2.4. Il NTC 2008 associa alla classe d'uso III un valore di coefficiente d'uso CU pari ad 1,5.

Pertanto risulta per la costruzione in esame una vita di riferimento VR pari a 75 anni. Il periodo di

ritorno del sisma è $TR = 712$ anni con un'accelerazione al suolo $ag = 0,3 \text{ g}$.

Data la pianta a **L** sono stati individuati 4 punti di controllo (figura 21), costruendo per ognuno di essi una curva di capacità per evidenziare le variazioni della curva Forza-Spostamento lungo l'asse della struttura (figura 22). Poiché la struttura in elevazione presenta delle irregolarità (porticato) sono state valutate le curve Forza-Spostamento non solo per i punti di controllo posti all'ultimo livello ma anche per ogni livello intermedio.

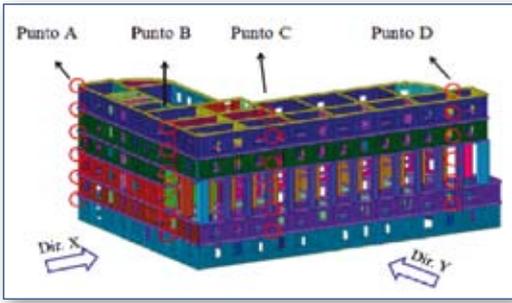


Figura 21: Punti di controllo per l'Analisi Statica non lineare

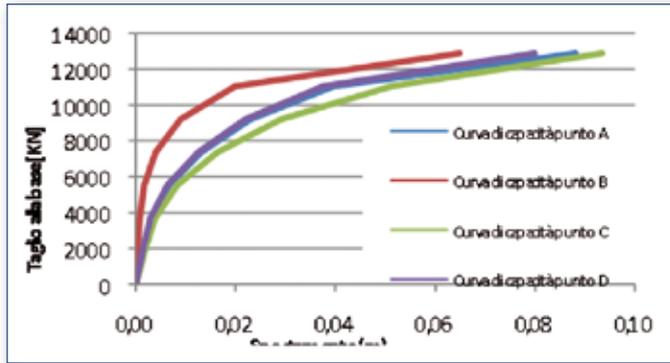


Figura 22: Curve di Capacità

Per ogni curva (tab.2; tab.3) è stato valutato il punto limite, ovvero la capacità in spostamento in corrispondenza dello step per il quale lo spostamento

relativo è maggiore dello $0,4\% \cdot (h_i - h_j)$, ossia dove si ha rottura a taglio.

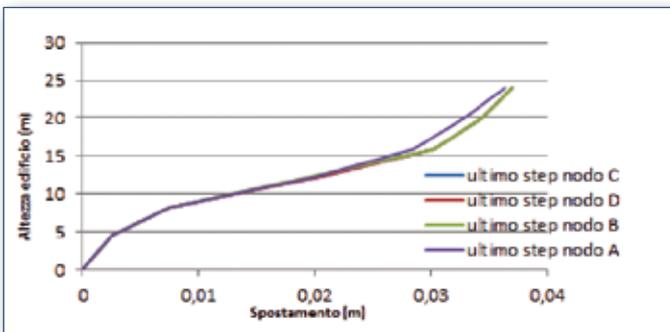


Figura 23: Distribuzione di forze proporzionali alla massa direzione X

PIANO	H piano	spost. assoluti	spost. Rel.	$0,4\% \cdot (H_i - H_j)$	verifica
0	0	0	0		
1	4,45	0,00182	0,00182	0,0178	no
2	8,16	0,00670	0,00488	0,01484	no
3	12,47	0,02535	0,01865	0,01724	no
4	15,92	0,03960	0,01425	0,0138	no
5	19,95	0,04813	0,00853	0,01612	no
6	24,11	0,05112	0,00299	0,01664	no

Tabella 2: Valutazione degli spostamenti relativi e assoluti ai vari piani

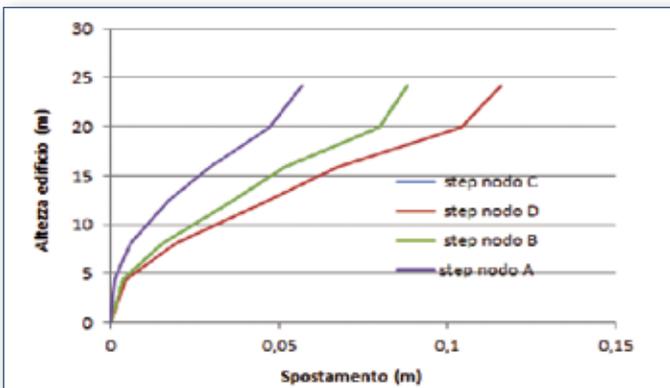


Figura 24: Distribuzione di forze secondo analisi statica lineare

PIANO	H piano	spost. assoluti	spost. Rel.	$0,4\% \cdot (H_i - H_j)$	verifica
0	0	0	0		
1	4,45	0,00182	0,00182	0,0178	no
2	8,16	0,00670	0,00488	0,01484	no
3	12,47	0,02535	0,01865	0,01724	si
4	15,92	0,03960	0,01425	0,0138	si
5	19,95	0,04813	0,00853	0,01612	no
6	24,11	0,05112	0,00299	0,01664	no

Tabella 3: Valutazione degli spostamenti relativi e assoluti ai vari piani

Analizzando la distribuzione di forze secondo analisi statica lineare, il punto che subisce uno spostamento assoluto maggiore e conseguentemente anche quello relativo è il punto lungo l'allineamento del nodo **D**, mentre il punto che subisce uno spostamento minore è il nodo **A**. Nonostante ciò tutti i punti analizzati lungo lo stesso allineamento evidenziano che si ha uno spostamento relativo maggiore dello $0,4\% \cdot (h_i - h_j)$ e conseguentemente una rottura a taglio nel piano del porticato, nel piano terra e nel primo piano, come ci si aspettava dall'andamento delle deformate, visualizzate in precedenza.

Nella distribuzione di forze proporzionali alla massa in direzione X notiamo che, per tutti i punti analizzati lungo uno stesso allineamento, si ottengono all'incirca gli stessi valori in termini di spostamenti assoluti. Lo spostamento relativo di piano non supera mai il drift limite per cui non si hanno rotture a taglio.

Nei casi in cui la verifica non è soddisfatta si devono prevedere degli interventi di miglioramento strutturale, che andranno ad aumentare le resistenze dei setti e di conseguenza anche la capacità dell'intera struttura e in particolare la PGA_C .

Interventi

Sono stati previsti interventi sulla struttura, in particolare modo al piano terra e piano primo (piani relativi al porticato). Nei piani succitati si evidenzia una notevole riduzione di rigidità e viene a crearsi il così detto "piano pilotis"; riduzione di rigidità che interessa anche i due piani seminterrati, i quali non soddisfano le verifiche delle NTC08.

La tecnica scelta per gli interventi è quella dell'**intonaco armato**: utilizzando reti in C-

FRP si va ad aumentare la capacità del pannello murario, (resistenza a taglio e pressoflessione) e la relativa rigidità, secondo quanto specificato dalla circolare esplicativa C8A2.2 e le norme CNR 2000/2004.

Dopo l'intervento, la curva push-over che limita la capacità è quella relativa alla distribuzione di forze secondo l'analisi statica lineare e con punto di controllo posto al piano del porticato.

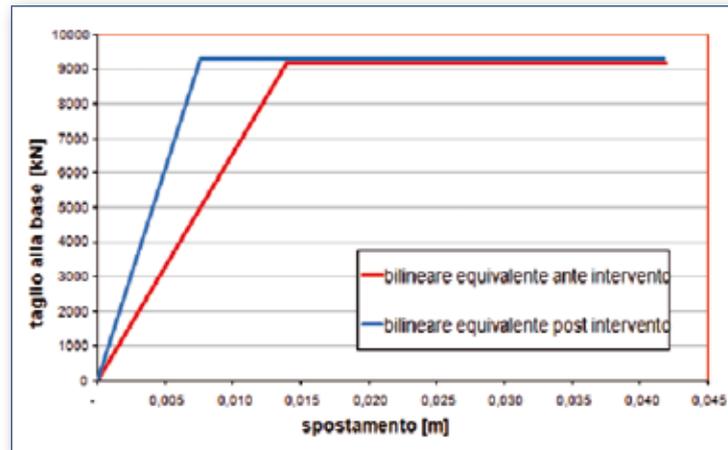


Figura 25:
Bilineare equivalente prima

Piano 3°	PRIMA	DOPO
d_c	0,0516	0,0516
d_{max}	0,071	0,547
PGA_C	0,219	0,272
F.S.	0,726	0,899

Tabella 4:
Valutazione della PGA e F.S. prima e dopo l'intervento

Viene quantificato il livello di **miglioramento sismico** apportato alla struttura con gli interventi proposti. Questa valutazione può avvenire soltanto attraverso il confronto tra i risultati delle verifiche pre e post-intervento.

La struttura, allo stato attuale, è sufficientemente idonea a sopportare le azioni gravitazionali e al contempo non è affatto idonea a sopportare le azioni sismiche: quest'ultimo aspetto era prevedi-

bile, in quanto si tratta di una struttura realizzata nel 1940.

Come già evidenziato poiché la struttura presenta un drift non uniforme in elevazione, è stata calcolata la capacità in termini di PGA per tutte le distribuzioni di carico e per tutti gli allineamenti A,B,C,D ad ogni piano.

Nelle successive Tabelle 5 e 6 sono riportati i valori minimi di PGA riscontrati:

PIANO	PGA(minima)	F.S.
1	0,17	0,566
2	0,194	0,646
3	0,216	0,72
4	0,219	0,73
5	0,293	0,976
6	0,3	1

Tabella 5:
Livello minimo di PGA e F.S. ante operam

PIANO	PGA(minima)	F.S.
1	0,215	0,716
2	0,258	0,86
3	0,266	0,886
4	0,267	0,89
5	0,307	1,023
6	0,347	1,156

Tabella 6:
Livello minimo di PGA e del F.S. post operam

La PGA minima, per i piani del porticato (piano terra e piano primo), è data dalla distribuzione di forze secondo l'analisi statica lineare. Per quanto concerne i piani -1, -2, 2 e 3 la PGA minima è data dalla distribuzione di forze sempre in direzione X ma in questo caso proporzionale alle masse.

La direzione X è la più gravosa per la presenza del porticato nella direzione più lunga (come ci si aspettava);

I piani del porticato sono influenzati maggiormente dalla distribuzione di forze proporzionali all'analisi statica lineare, a causa del comportamento non puramente traslazionale dei primi due modi, i quali risultano invece roto-traslazionali.

Con gli interventi proposti non si ottiene il soddisfacimento di tutte le verifiche per gli elementi esaminati (se così fosse si avrebbe l'adeguamento sismico), però in base ai risultati delle verifiche post-intervento si può asserire che in generale si ha un incremento dei livelli di sicurezza su tutti i setti.

Il valore di PGA minimo riscontrato è tale da assicurare un miglioramento sismico del 26,5% ($PGA_{iniz.} 0,17g$; $PGA_{fin.} 0,215g$), portando la capacità al 70% della PGA attesa. Inoltre rispetto alla situazione ante-operam si è ridotto il numero di setti che non soddisfanno le verifiche di sicurezza.

Confronto con modulo elastico diverso per malta e blocco

In questo caso si esegue una modellazione, andando ad assegnare i moduli elastici e le resistenze a trazione ai singoli elementi blocco e malta

considerando come caso più gravoso quello con l'altezza del giunto maggiore (25 mm):

Muratura:	Blocco:	Malta di Calce:
$f_m = 3460 \text{ kN/m}^2$	$f_m = 30000 \text{ kN/m}^2$	$f_m = 2500 \text{ kN/m}^2$
$f_t = 82,3 \text{ kN/m}^2$	$f_t = 1850 \text{ kN/m}^2$	$f_t = 167 \text{ kN/m}^2$
$E = 1500000 \text{ kN/m}^2$	$E = 22500000 \text{ kN/m}^2$	$E = 140000 \text{ kN/m}^2$

Dal confronto delle curve di capacità della presente modellazione con quella precedente si eviden-

ziano delle curve completamente diverse come mostra la figura sottostante:

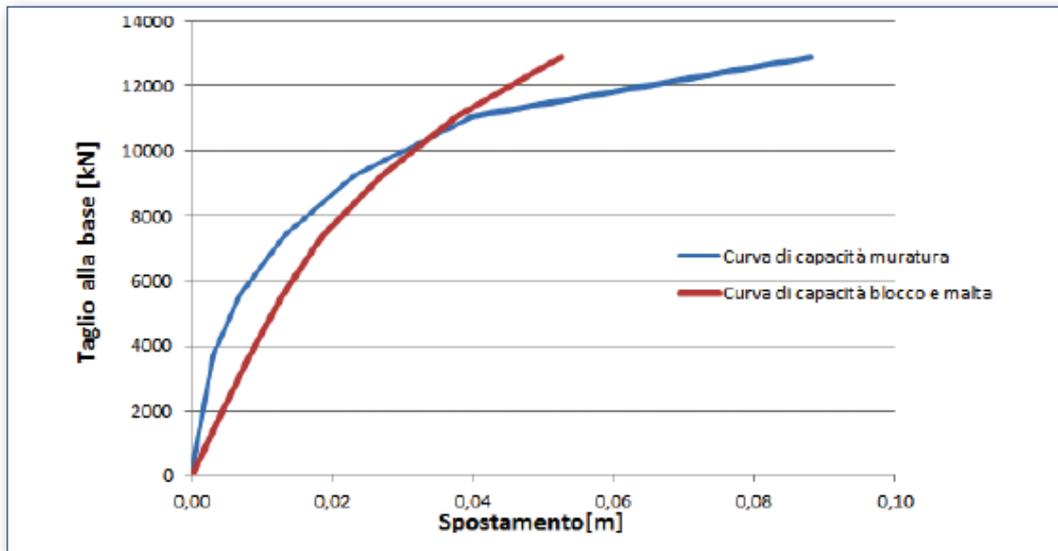


Figura 26: Confronto tra le due Curve di Capacità

Analizzando i valori di PGA relativi alle due curve si può notare una riduzione in termini di PGA fino al 30%.

Si ottengono valori di PGA e del fattore di sicurezza molto più bassi, in quanto si è scelta una malta di calce con caratteristiche scadenti. L'elevata altezza dei giunti di malta (20-25 mm) comporta una maggiore influenza della malta rispetto al blocco e conseguentemente un valore

più scadente della muratura, come manifesta la curva di capacità sopra esposta.

In conclusione si può affermare che, anche realizzando un modello quanto più realistico possibile agli elementi finiti, se non si esegue un'indagine approfondita sulla muratura stessa (caratteristiche meccaniche sia dei blocchi che della malta), si rischia di studiare un modello che non sia rappresentativo del comportamento reale della struttura.



Giovanni Accili*

Strutture
acciaio

Progettazione in acciaio dell'Auditorium del Parco - L'Aquila, con e senza isolamento sismico alla base

* Università degli studi dell'Aquila
Facoltà di Ingegneria
Laurea magistrale in Ingegneria Civile
Relatore: Prof. Ing. Andrea Cinuzzi
Voto conseguito: 110 e lode

Quality Report dell'Analisi

	Definizione	Note						
Tipo di modellazione	Modellazione FEM di strutture a telaio in acciaio su solette in c.a.							
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	- Beam - Truss - plate/shell	- Elastic link per la modellazione di isolatori elastomerici - Surface sprins support per modellazione delle platee su suolo elastico						
Numero elementi totale	<table border="1"> <tr> <td>Cubo1: - nodi 2388 - elementi 2569</td> <td>Cubo2: - nodi 2360 - elementi 2486</td> <td>Cubo3: - nodi 1005 - elementi 1121</td> </tr> <tr> <td colspan="3">totale: - nodi 5753 - elementi 6176</td> </tr> </table>	Cubo1: - nodi 2388 - elementi 2569	Cubo2: - nodi 2360 - elementi 2486	Cubo3: - nodi 1005 - elementi 1121	totale: - nodi 5753 - elementi 6176			
Cubo1: - nodi 2388 - elementi 2569	Cubo2: - nodi 2360 - elementi 2486	Cubo3: - nodi 1005 - elementi 1121						
totale: - nodi 5753 - elementi 6176								
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D		Buona						
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	Lacos	<table border="1"> <tr> <td>Cubo1: - modi 20</td> <td>Cubo2: - modi 20</td> <td>Cubo3: - modi 20</td> </tr> </table>	Cubo1: - modi 20	Cubo2: - modi 20	Cubo3: - modi 20			
Cubo1: - modi 20	Cubo2: - modi 20	Cubo3: - modi 20						
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	No							
% massa partecipante estratta	<table border="1"> <tr> <td>Cubo1: - modi 20</td> <td>Cubo2: - modi 18</td> <td>Cubo3: - modi 23</td> </tr> </table>	Cubo1: - modi 20	Cubo2: - modi 18	Cubo3: - modi 23	<p>Cubo1: - Modo 1: Mass x 0.01% - Mass y 79.98% - Modo 2: Mass x 80.02% - Mass y 0.01% Primi 2 modi traslazionali in x e y dopo l'applicazione del sistema di isolamento</p> <p>Cubo2: - Modo 1: Mass x 16.13% - Mass y 18.54% - Rotn-z 4.10 % - Modo 2: Mass x 16.81% - Mass y 7.57% - Rotn-z 7.09 %</p> <p>Cubo3: - Modo 1: Mass x 0.69% - Mass y 19.21% - Rotn-z 20.45% - Modo 2: Mass x 35.80% - Mass y 0.24% - Rotn-z 20.70% Per i "Cubi 2 e 3" si hanno componenti torsionali per la geometria particolare della struttura. Per raggiungere un'elevata massa eccitata occorrono molti modi di vibrare causa le sottostrutture (scala e passerella) e le molte aste in acciaio presenti.</p>			
Cubo1: - modi 20	Cubo2: - modi 18	Cubo3: - modi 23						
Metodi di combinazione auto valori	CQC							
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover								
Nonlinearità del materiale								
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica								

Introduzione

Con lo scopo di studiare i vantaggi e le problematiche nell'uso dell'acciaio come materiale da costruzione si è scelto, come oggetto di tesi, di riprogettare in acciaio L'Auditorium del Parco ideato dall'Arch. Renzo Piano già realizzato in legno. L'Auditorium è situato a L'Aquila fra il

Forte cinquecentesco Spagnolo e la Fontana Luminosa, nei pressi dell'ingresso della città. Il presente articolo descrive le peculiarità della modellazione strutturale finalizzata all'analisi ed alla progettazione dell'isolamento sismico e delle strutture in acciaio. Il software di calcolo

utilizzato è MIDAS GEN prodotto dalla MIDAS Information Technology Co, Ltd (Corea). La progettazione è stata condotta in accordo alle prescrizioni contenute nelle NTC2008 (D.M. 14.01.2008), nella Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009 e secondo gli Eurocodici.

Il progetto

L'Auditorium del Parco è costituito da 3 cubi, la cui struttura portante è realizzata in acciaio, del tipo **S355K2**. Il rivestimento esterno previsto, è in **ETFE**, una moderna membrana a base di fluoro che associa ad elevate proprietà meccaniche una notevole duttilità architettonica.

I cubi poggiano su strutture scatolari di fondazione in c.a. caratterizzate da platee di fondazione dalle quali si innalzano perimetralmente muri di sostegno di 30 cm, il calcestruzzo prescritto è un **SCC**, con $R_{ck}=40\text{MPa}$.

Il volume centrale, chiamato "Cubo 1", è quello più grande ed ospita la sala musicale dell'Auditorium. Ha come peculiarità di poggiare su uno spigolo, pertanto la sua posizione risulta inclinata rispetto al piano orizzontale, alludendo ad un'instabilità. In realtà la sua inclinazione ha una precisa ragione, infatti uno dei due lati inferiori corrisponde all'inclinazione dei gradoni della platea interna. Le pareti interne della sala musicale sono realizzate in legno, una scelta strettamente legata

alla funzione acustica dell'edificio, quella cioè di suonare come uno strumento musicale.

Il "Cubo 1" è caratterizzato da una struttura tridimensionale costituita da 6 telai in acciaio vincolati ad incastro sul solaio in c.a. di 80 cm, il quale a sua volta poggia su **14 isolatori elastomerici**. Tale solaio, oltre alla funzione di generare un piano infinitamente rigido, necessario per il corretto funzionamento del sistema di isolamento, ha la funzione di distribuire il carico verticale sugli isolatori, ed, in caso di sisma, di contrastare il ribaltamento della struttura e l'insorgere di azioni di trazione negli isolatori stessi.

Il profilo in acciaio che realizza il singolo telaio non è commerciale, ma è stato ricavato con le regole della geometria delle aree, proprie della scienza delle costruzioni. Lo scopo di tale operazione è stato quello di ottenere un profilo più prestazionale dell'IPE600 commerciale; pertanto cambiando le dimensioni delle ali e agendo sugli spessori delle stesse e dell'anima, mantenendo un'altezza di 600 mm, si è raggiunto un rendimento della se-

zione maggiore $\eta=0.68$, a fronte di $\eta=0.65$ del tradizionale profilo IPE600. I vari telai costituenti il cubo 1 sono resi solidali fra loro con travi trasversali IPE160 e con controventi L160x6.

Il palco e le gradonate sono formate da telai in acciaio i cui montanti sono HEA100, mentre le travi principali sono IPE160 e quelle secondarie IPE100, su queste va a realizzarsi l'impalcato costituito da travi appoggiate in legno lamellare GL24H, ad interasse di 60 cm. Il piano di calpestio è realizzato con tavolato in acero di 4 cm di spessore.

Tramite passerelle in acciaio e vetro, sono collegati al "Cubo 1", i "Cubi 2 e 3": il "Cubo 2" è adibito ad ospitare il foyer, i servizi ed i locali impianti, mentre il "Cubo 3", i camerini per gli artisti e i locali tecnici. I "Cubi 2 e 3" sono strutture in acciaio con funzionamento a telaio, i cui nodi di base si incastrano su so-lai in c.a. di 35 cm di spessore. Gli impalcati sono realizzati con solai a sezione mista in lamiera grecata e getto di completamento.

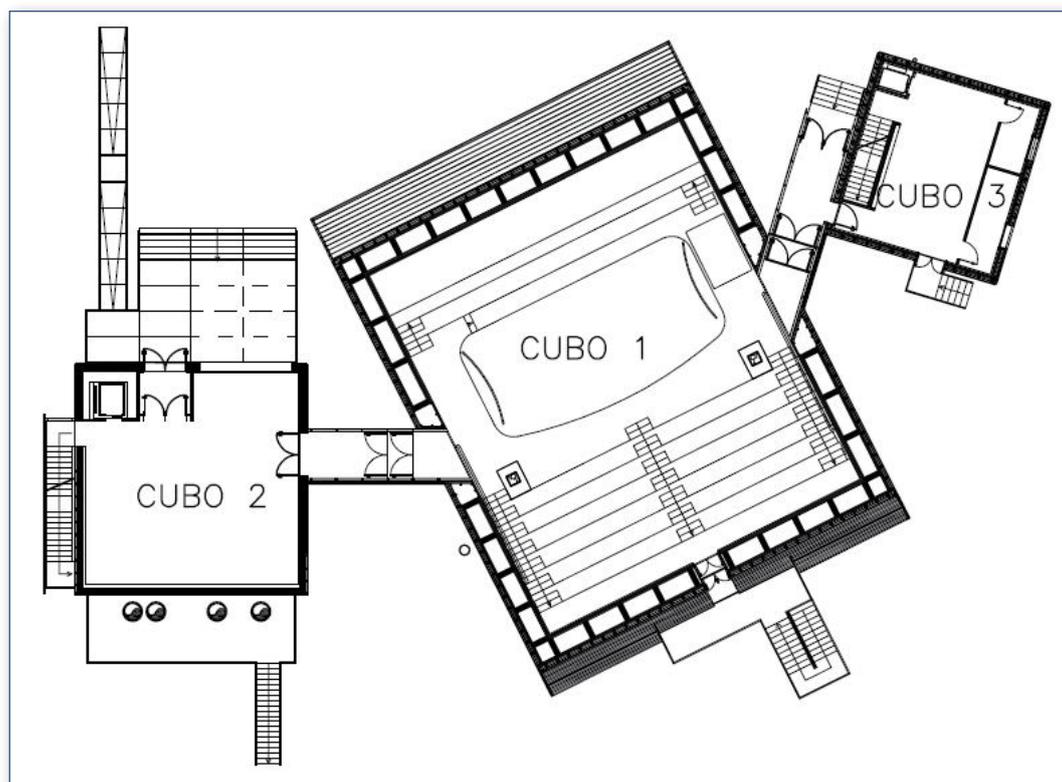


Figura 1:
Key Plan Auditorium del Parco

La modellazione

La modellazione strutturale è stata effettuata con l'ausilio del software di calcolo strutturale MIDAS GEN, dopo aver importato lo schema del modello

da AUTOCAD in seguito alla sua realizzazione con SKETCHUP, un software di modellazione tridimensionale vettoriale.

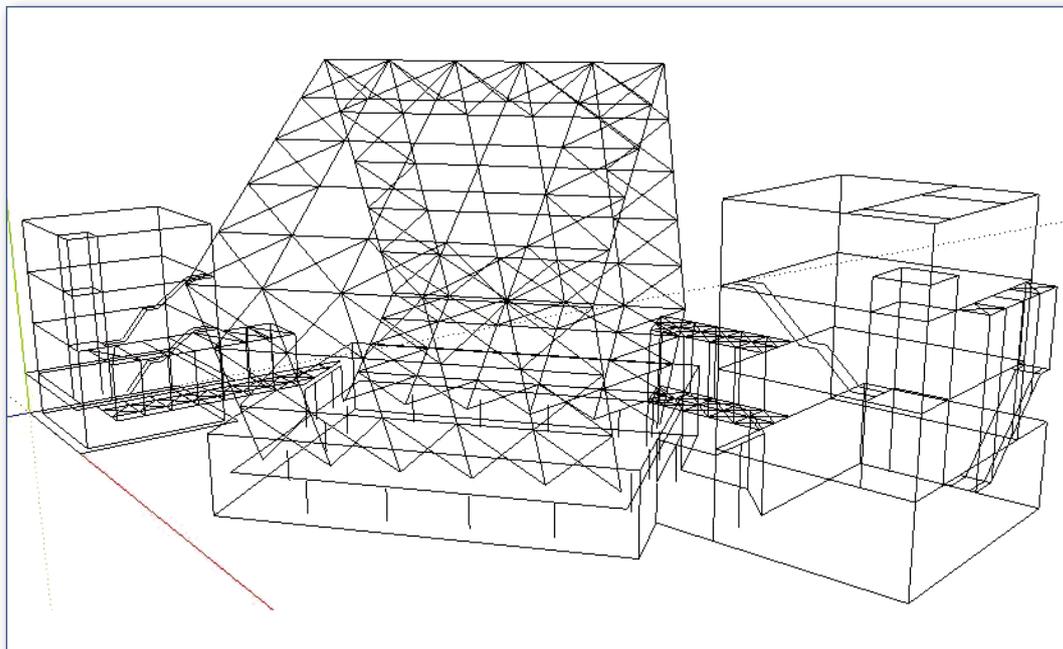


Figura 2:
Auditorium del Parco in SKETCHUP

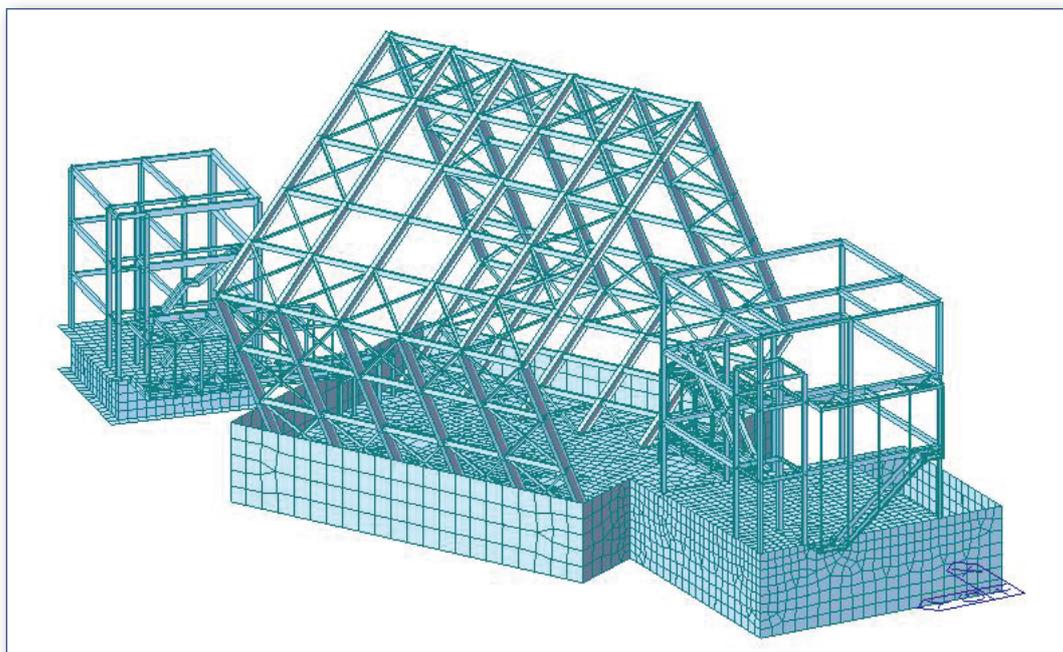


Figura 3:
Auditorium del Parco in MIDAS GEN;
da sinistra il "Cubo 3", il "Cubo 1" e
il "Cubo 2"

La massa della struttura viene assegnata automaticamente dal programma a ciascun nodo: il programma calcola automaticamente le masse in base alle caratteristiche geometriche e dei materiali assegnate alla struttura e ai carichi definiti dall'utente, secondo quanto prevede la normativa.

La modellazione delle platee di fondazione e dei solai in c.a. di sostegno alle strutture in acciaio è stata eseguita con degli elementi **plate thick**,

auto-meshati da MIDAS. Allo stesso modo, con elementi **plate thin**, sono stati modellati i muri di sostegno. Gli elementi in acciaio della struttura, travi e pilastri, sono invece, elementi **frame**.

I "Cubi 2 e 3" sono strutture a base fissa, mentre il "Cubo 1" poggia attraverso un solaio in c.a. di 80 cm su 14 isolatori elastomerici che sono stati modellati come **elastic link** assegnando le opportune rigidezze nelle direzioni x,y e z (rispet-

tando la scheda tecnica degli isolatori della FIP-Industriale).

Per tener conto dell'interazione terreno-struttura, il terreno si considera alla Winkler: si definisce un letto di molle lineari con costante di sottofondo: $k = 230000 \text{ kN/m}^3$.

Tale valore non è una caratteristica del terreno, non esistono valori tipici, quindi va determinato caso per caso. Un buona approssimazione è data

dalla formula $k=E/B$ in cui E è il modulo elastico del terreno, valutato secondo opportune prove geotecniche in situ, mentre B è il lato minore della fondazione.

I solai, considerati infinitamente rigidi nel loro piano, non sono stati fisicamente modellati: il programma ne simula la presenza attraverso l'opzione **floor diaphragm** che collega tutti i punti ad una medesima quota.

Mode	Period	MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT		
		TRAN-X	TRAN-Y	ROT N-Z
	(sec)	MASS (%)	MASS (%)	MASS (%)
1	0.70	0.00	70.60	0.000
2	0.60	45.48	0.00	0.90
3	0.21	0.43	0.00	51.18

Figura 4: Analisi modale "Cubo 1" base fissa

Il sistema di isolamento viene predimensionato attraverso le formule dell'analisi statica lineare, in modo da definirne i parametri fondamentali da cui partire, che saranno poi verificati, in maniera più dettagliata, tramite **un'analisi dinamica con spettro di risposta**. I criteri che guidano la progettazione del sistema di isolamento riguardano le tensioni di compressione alle quali lavorano gli isolatori, che dovranno risultare circa le stesse affinché vengano minimizzate le differenze di comportamento dei singoli isolatori, e la coincidenza del baricentro delle masse della struttura con quello

delle rigidezze degli isolatori, al fine di ridurre gli effetti torsionali di insieme.

Lo scopo è utilizzare delle rigidezze degli isolatori tali da non allontanarsi dal periodo di isolamento ipotizzato. Nel caso in esame sono stati usati **isolatori elastomerici HDRB** a mescola morbida con $G_{din}=0,4\text{Mpa}$, con coefficiente di smorzamento viscoso $\xi=20\%$ e spostamenti massimi di 300 mm. Tenendo conto del carico verticale che devono trasmettere alla fondazione (valutato con analisi dinamica), sono stati quindi scelti 10 isolatori tipo **SI-S 550/154** e 4 isolatori **SI-S 600/152**.

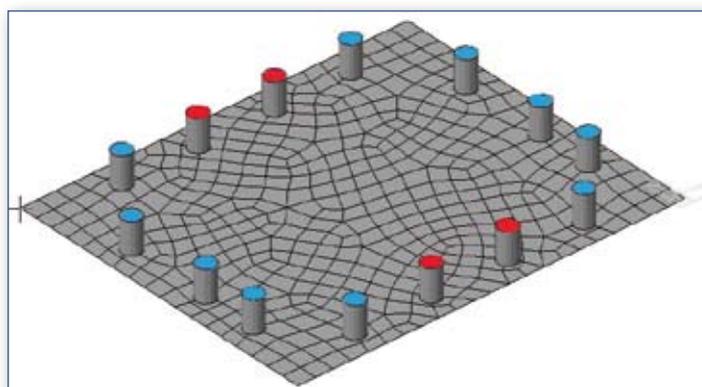


Figura 5: Disposizione in pianta delle 2 tipologie di isolatori HDRB

È stata svolta un'analisi delle frequenze della struttura del "Cubo 1" dell'Auditorium, isolato alla base, in cui i principali modi di vibrare (con frequenza

minore), devono essere relativi alla traslazione dell'edificio con rotazione non significativa, i risultati sono riportati nel seguente prospetto.

Mode	Period	MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT		
		TRAN-X	TRAN-Y	ROT N-Z
	(sec)	MASS (%)	MASS (%)	MASS (%)
1	2.14	0.01	79.98	0.004
2	2.13	80.02	0.01	0.04
3	1.86	0.06	0.04	67.83

Figura 6: Analisi modale "Cubo 1" base isolata

Rispetto all'analisi della struttura a base fissa, i risultati ottenuti mostrano come l'applicazione degli isolatori abbia portato ad un consistente incremento del periodo proprio dei modi di vibrare. L'efficacia di un sistema di isolamento è tanto maggiore quanto più alto è il rapporto tra periodo

a base isolata e quello a base fissa, generalmente si incrementa il primo periodo della struttura a base fissa di 3-5 volte, con un limite superiore pari ai 3 s. Analizzando i risultati di output si nota come questa condizione sia rispettata poiché il rapporto di cui sopra è di poco superiore a 3.

Verifica del sistema di isolamento

Per la verifica degli isolatori si effettua l'analisi dinamica con spettro di risposta allo SLC, con $q=1$. In particolare, per quanto riguarda gli isolatori, essendo soddisfatti i requisiti di cui al Par. 7.10.5.2 della NTC2008, è possibile modellare i dispositivi di isolamento con un comportamento elastico lineare. Una volta scelte le caratteristiche meccaniche degli isolatori e posti nel modello di calcolo, il primo controllo riguarda la capacità portante in

quanto essendo dispositivi di appoggio devono garantire la trasmissione dei carichi verticali in fondazione, dopodiché va accertata la loro idoneità o meno riguardo gli spostamenti, che devono essere minori di quelli di progetto. Nel caso in esame lo spostamento che si è verificato è stato di $D_{xy,max} = 244.5$ mm, inferiore rispetto a quello di progetto $D_{xy,ammisibile} = 300$ mm, pertanto la verifica è superata.

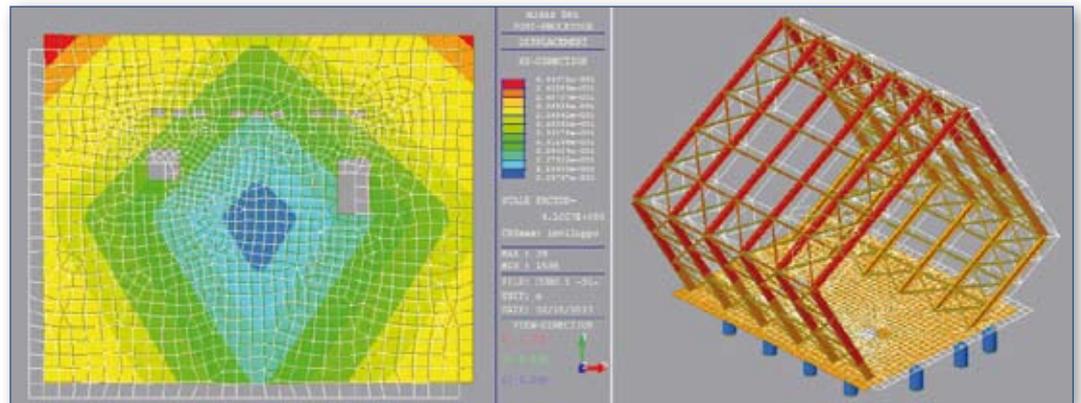


Figura 7:
Spostamento del sistema di isolamento valutato allo SLC con $q=1$

Sono stati annullati possibili sforzi di trazione indotti dall'azione sismica in quanto possono innescare negli isolatori elastomerici il fenomeno della cavitazione (ossia la formazione, nella gom-

ma, di piccole bolle d'aria, le quali, nelle successive fasi di compressione, possono implodere e far variare sensibilmente lo stato tensionale) e l'insacco di rotture.

Verifiche delle strutture in c.a.

La struttura di fondazione è formata da una platea in c.a. di 0.8 m e 14 pilastri, in c.a., di diametro 1.1 m e altezza 1.75 m. Gli elementi appena detti sono stati verificati allo SLV con un fattore di struttura unitario ($q=1$) in quanto la norma impone

che gli elementi di fondazione debbano trovarsi, in caso di sisma, sempre in campo elastico. La platea è stata progettata secondo il metodo alla Wood-Armer, dopo aver eseguito anche le verifiche a punzonamento.

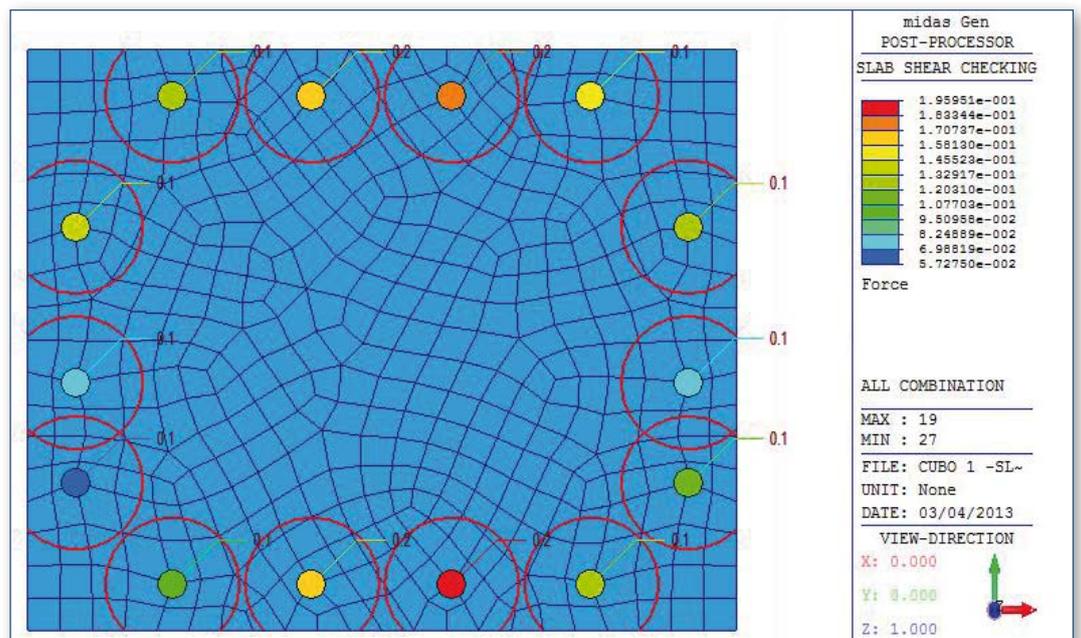


Figura 8:
Verifica a punzonamento platea di fondazione "Cubo 1"

Sull'estremità superiore dei pilastri ci sono isolatori elastomerici, pertanto non si devono incrementare le sollecitazioni, che arrivano dalla sovrastruttura, di

fattori amplificativi "Y" per garantire la gerarchia delle resistenze. A causa degli isolatori tali pilastri hanno un comportamento schematizzabile a mensola.

Verifiche della sovrastruttura

Nelle strutture isolate la resistenza al sisma non è ottenuta attraverso meccanismi dissipativi, ma attraverso il disaccoppiamento dinamico del terreno dalla sovrastruttura. Questo risultato è ottenuto facendo in modo che la sovrastruttura abbia una rigidità laterale molto più grande della rigidità orizzontale del sistema di isolamento. Di conseguenza, è opportuno evitare che la sovrastruttura, in seguito alla formazione di cerniere plastiche, possa acquistare una pulsazione prossima a quella del sistema di isolamento.

In altri termini, il progetto deve essere effettuato in modo da far sì che la sovrastruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico, senza plasticizzazione degli elementi strutturali; quindi la sovrastruttura costituita dallo scheletro in acciaio e dal solaio in c.a. che lo sorregge, viene progettata e verificata allo SLV con $q=1.5$. L'applicazione degli isolatori genera un abbattimento delle sollecitazioni sismiche tali che, le azioni preponderanti agenti sulla struttura, siano quelle statiche.

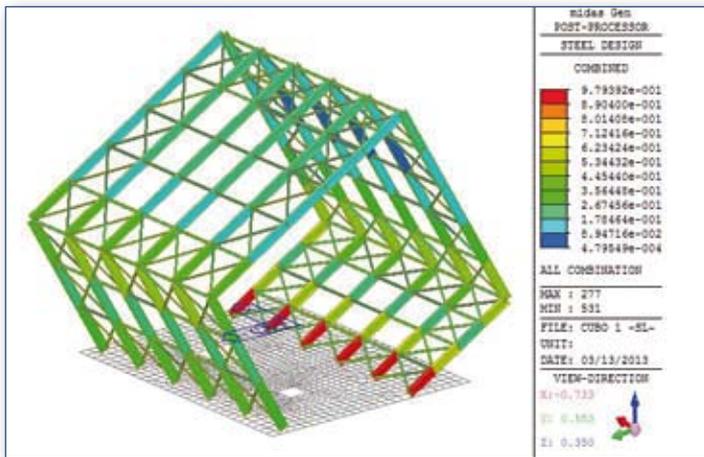


Figura 9: Andamento delle sollecitazioni, "Cubo 1" isolato

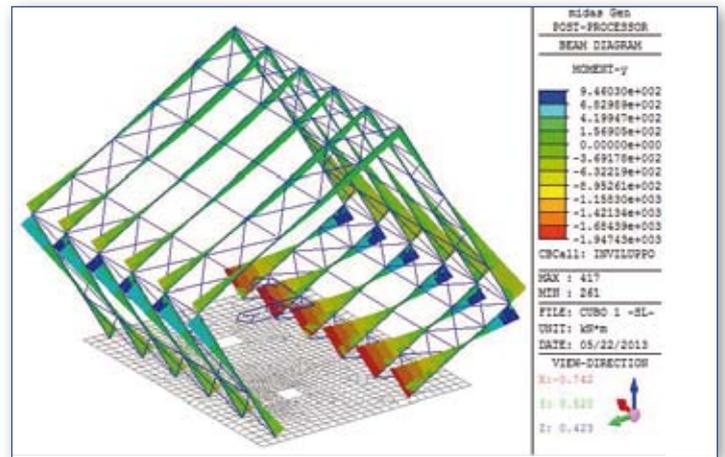


Figura 10: Stato di sfruttamento delle sezioni, "Cubo 1" isolato

Dopo aver definito la norma secondo la quale verificare gli elementi portanti, in questo caso L'Ec3, MIDAS GEN attraverso la funzione **"steel code check"** verifica tutti i componenti costituenti la sovrastruttura e con **"steel design result"** illustra lo stato di sfruttamento delle sezioni avvalendosi anche di mappe cromatiche.

Per quanto concerne i "Cubi 2 e 3", le strutture di fondazione in c.a. sono state progettate e verificate analogamente a quanto fatto per il cubo 1, mentre per le sovrastrutture in acciaio, non

essendo isolate alla base, si utilizza per l'applicazione dell'analisi dinamica lineare, un differente approccio progettuale che prevede l'adozione di un diverso spettro di risposta. Le strutture in esame sono telai in acciaio progettati in CD "B" con "classe 1" delle sezioni in acciaio, in funzione di ciò si adotta un fattore di struttura $q=3.2$. Il fattore di struttura "q" permette, usufruendo dei principi della gerarchia delle resistenze, di conferire un certo grado di duttilità alla struttura con lo scopo di dissipare l'energia sismica.

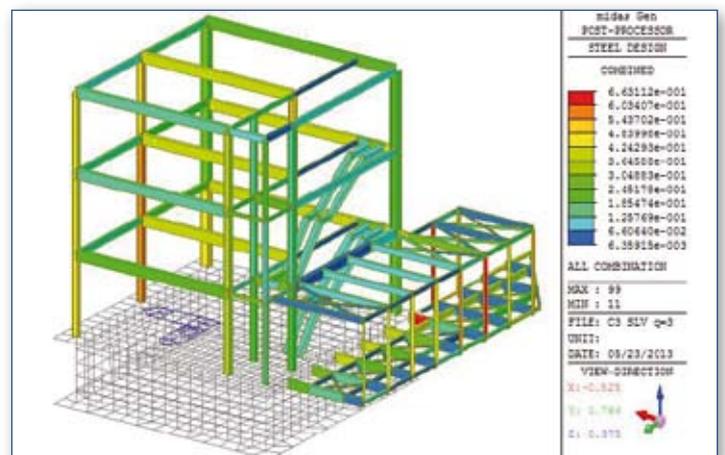
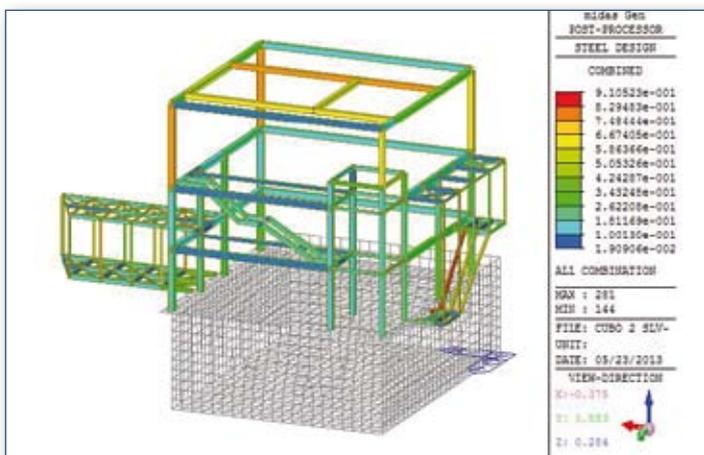


Figura 11: Stato di sfruttamento delle sezioni, rispettivamente del "Cubo 2" e del "Cubo 3".

Conclusioni

L'isolamento sismico è una tecnologia utile per la protezione dagli eventi sismici degli edifici, tuttavia essendo costosa andrebbe applicata per casi particolari, ma soprattutto giustificati.

La scelta di applicare gli isolatori per l'Auditorium del Parco risulta non essenziale poiché la sovrastruttura è molto leggera, a conferma

di ciò un parametro fondamentale che cambia le condizioni al contorno è lo spessore del solaio in c.a. su cui poggia il "Cubo 1".

Riducendo tale spessore da 80 cm fino a 40 cm, quindi il peso della sovrastruttura, si denota che per quest'ultimo valore il periodo del primo modo di vibrare si avvicina a quello della struttura a base fissa.

H solaio [m]	T _{1s} [s]
0.4	1.8
0.5	1.89
0.6	1.97
0.7	2.06
0.8	2.14

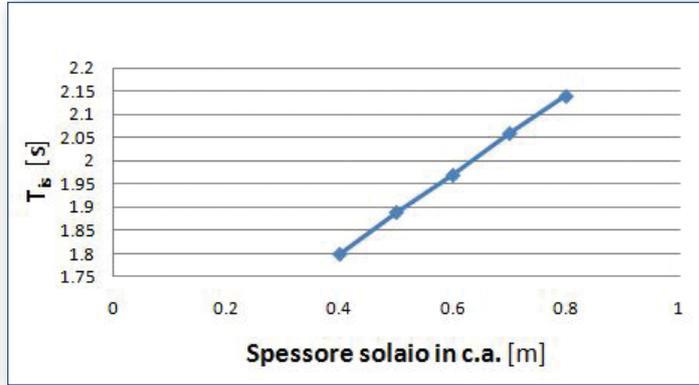


Figura 12: Andamento del periodo del primo modo di vibrare in funzione dello spessore del solaio in c.a. del "Cubo 1"

Per attivare gli isolatori occorrono masse in gioco elevate, in questo caso solo agendo sul solaio in c.a. e in particolare aumentandone lo spessore, si riesce ad avere una massa sismica tale da poter attivare e quindi giustificare una corretta presenza degli isolatori.

In conclusione, a parità di condizioni, senza una solaio di 80 cm non si otterrebbe un periodo del primo modo di vibrare tipico di una strut-

tura isolata e comunque con un valore sufficiente affinché il sistema di isolamento funzioni correttamente. Una soluzione altrettanto funzionale, ma più economica, è quella di eliminare gli isolatori e creare una soletta di 40 cm che sia vincolata oltre che sui pilastri in c.a. anche nel muro di sostegno; si viene a creare quindi una struttura interrata, rigida con il terreno, che non ha problemi di sisma.

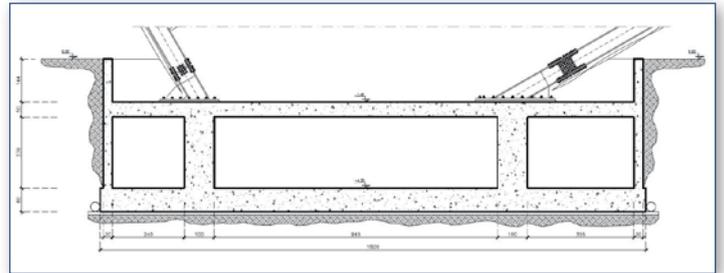
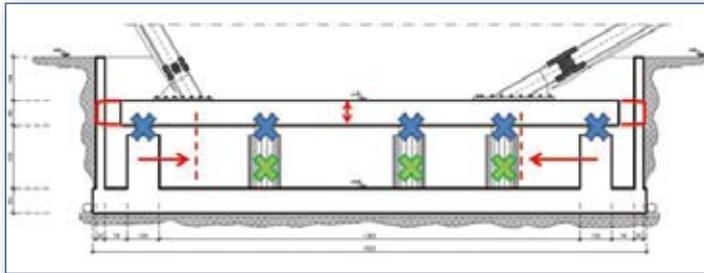


Figura 13: Alternativa costruttiva della struttura di fondazione

A questo punto la sovrastruttura in acciaio si considera "a base fissa" e quindi viene progettata secondo i principi della gerarchia delle resistenze. Considerando la sovrastruttura come un telaio in CD "B" costituita da profili di "classe 1", il fattore di struttura risulta $q=3.2$. È interessante osservare come lasciando la stessa geometria e gli stessi profili della sovrastruttura a base isolata ed andando ad ef-

fettuare le verifiche, queste risultano comunque soddisfatte. Ciò è spiegabile con il fatto che nella struttura "a base isolata" il sisma viene abbattuto attraverso il disaccoppiamento del moto sismico per effetto degli isolatori, nella struttura "a base fissa" il sisma viene dissipato attraverso meccanismi duttili dovuti alla gerarchia delle resistenze.

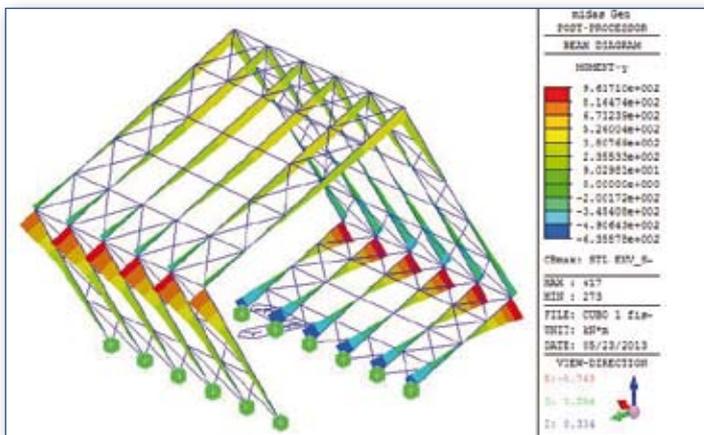


Figura 14: Andamento delle sollecitazioni, "Cubo 1" non isolato

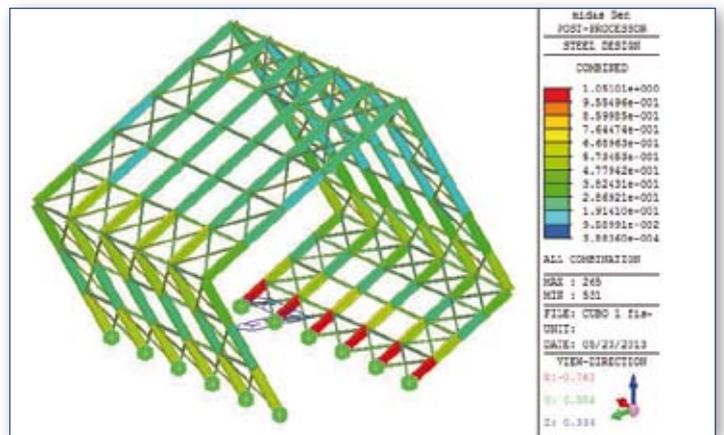
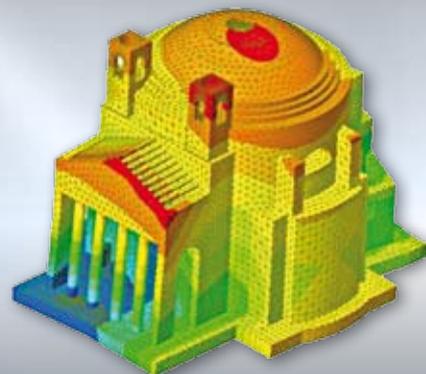
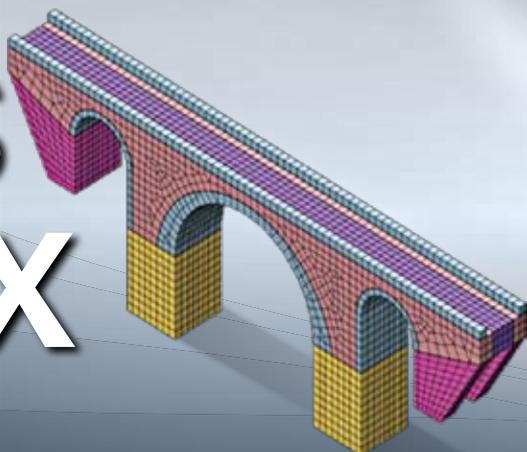


Figura 15: Stato di sfruttamento delle sezioni, "Cubo 1" non isolato

MIDAS Gen FX



**Il meglio di MIDAS GEN
con il Modellatore e
Meshatore 3D incluso**

Pacchetto

Base



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

Cosa si può fare con il Pacchetto Base?

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

Pacchetto

Advanced



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

Cosa si può fare con il Pacchetto Advanced?

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

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

Pacchetto

Expert



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

Cosa si può fare con il Pacchetto Expert?

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

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



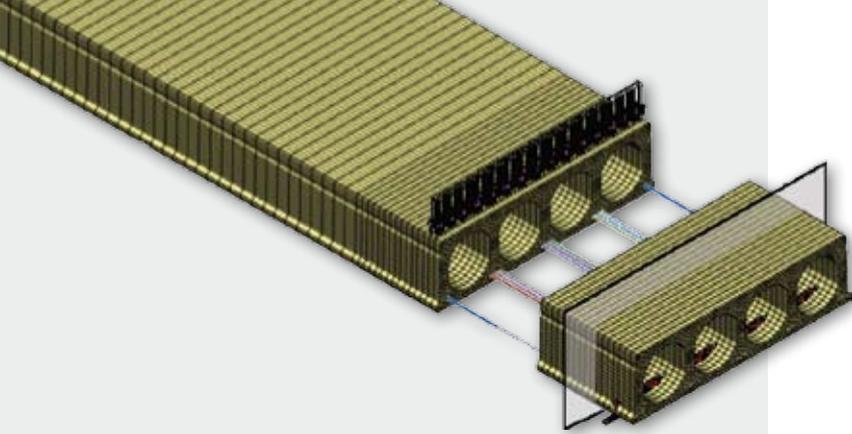
cspfea



CSPFea s.c.

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

MIDAS



E. Brunesi
D. Bolognini
R. Nascimbene

Prefabbricati
CA

Evaluation of the shear capacity of precast-prestressed hollow core slabs: numerical and experimental comparisons

1 Hollow core features and criticalities

The use of precast concrete in flooring system is a widespread practice in many countries. Precast-prestressed hollow core (PPHC) units are commonly spread products of precast industry, finding wide applications in building construction, particularly as floor and roof components. Comparisons with traditional codes prescriptions,

American Concrete Institute (ACI) and Eurocode (EC2), highlighted that these members without transverse reinforcement, generally not feasible, can fail, due to web-shear cracking in the “disturbed” end regions, at loads less than those predicted by conventional design methods.

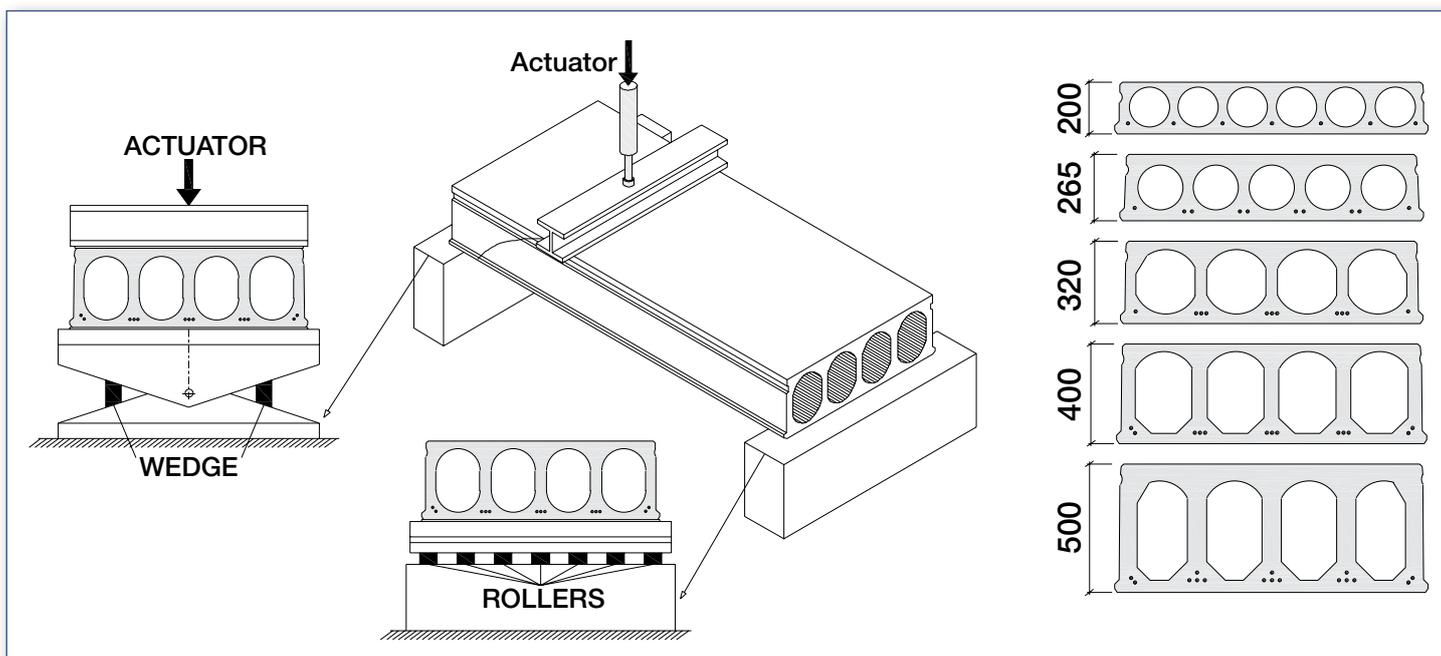


Figure 2: Conceptual experimental test set up: details of wedges, rollers and examples of tested hollow core unit

Model Type	Slab Type	H [mm]	N_{up} [-]	D_{up} [mm]	A_{up} [mm ²]	$\sigma_{p0,up}$ [MPa]	S_{up} [mm]	N_{low} [-]	D_{low} [mm]	A_{low} [mm ²]	$\sigma_{p0,low}$ [MPa]	S_{low} [mm]
200	Circular	200	-	-	-	-	-	7	12.5	93	1100	0.4
265	Circular	265	-	-	-	-	-	10	12.5	93	1100	1.1
320a	Non-circular	320	-	-	-	-	-	13	12.5	93	1100	2.5
320b	Non-circular	320	-	-	-	-	-	11	12.5	93	1000	1
320c	Circular	320	2	9.3	52	900	0.2	11	12.5	93	1000	0.6
370	Non-circular	370	-	-	-	-	-	12	12.5	93	1000	0.6
400a	Non-circular	400	-	-	-	-	-	13	12.5	93	1100	1.3
400b	Non-circular	400	-	-	-	-	-	13	12.5	93	1000	1.9
500	Non-circular	500	-	-	-	-	-	16	12.5	93	1000	0.8

Table 1: Cases of study. Model and slab type, nominal depth (H), number, diameter, area, initial prestress and largest slippage of upper (N_{up} , D_{up} , A_{up} , $\sigma_{p0,up}$, S_{up}) and lower strands

1.1 Experimental test database and accuracy of current design methods

Past experimental data, collected by Pajari, have been re-examined to obtain an experimental database of single span, simply supported, isolated PPHC units, loaded with transverse and uniformly distributed line loads, highlighting web-shear failure mechanism, due to short development length and lack of shear reinforcement. To quantify their effectiveness, three commonly-known Codes prescriptions, EC2, ACI and Canadian Standards Association (CSA), as well as a research approach against web-shear failure mechanism, were adopted to predict Pajari experimental database. In particular, Eq. 6.4 of EC2, reported below, Eqs.

11–12 of ACI and Eqs. 11-6, 11-10, 11-11 and 11-13 of CSA were used.

$$V_{pre,EC2} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}}$$

Analytical approaches roughly lead to unconservative (EC2 and Yang), or over-conservative predictions (ACI and CSA), according to different nominal depths and geometry types, not directly accounting for the influence of local hollow core shape. Therefore, the inaccuracy of current codes is reaffirmed, evidencing a particularly critical scenario, if they are adopted outside of their “implicit field of applicability”.

Model Type	Length [mm]	Span [mm]	Mass [kg]	t_b [mm]	$a(a_1)$ [mm]	H_s [mm]	b_w [mm]	H_H [mm]	t_{low} [mm]	$d_{p,low}$ [mm]	$f_{C50,mean}$ [MPa]	σ_{C50} [MPa]
200	6643	6603	2000	40	917	200	239	153	19	39	54.8	3.8
265	5253	5213	2240	40	724	260	228	175	42	36	71.3	4.2
320a	7198	7118	3810	80	1160	315	309	222	38	43	61.8	2.4
320b	7995	5800	3880	80	760	321	289	216	36	38	64.3	2.6
320c	5985	5945	3100	40	826	310	263	213	40	51	46.8	2.0
370	7002	6942	4060	60	960/300	359	272	237	54	40	72.2	2.1
400a	7626	7546	4510	80	1048	402	286	299	49	38	71.5	4.0
400b	8390	7150	4580	100	1150	390	293	310	38	41	67.3	1.7
500	8492	8412	6000	80	1475/300	503	324	398	40	47	76.4	2.6

Table 2: Cases of study. Length, span, mass, bearing (t_b), shear span (a) and distance between two line loads (a_1), average depth of section (H_s), sum of individual web widths (b_w), average depth of hollow core (H_H), average concrete thickness below hollow core (t_{low}), average distance from lower strand to the soffit ($d_{p,low}$), mean core strength ($f_{C50,mean}$) and relative standard deviation (σ_{C50})

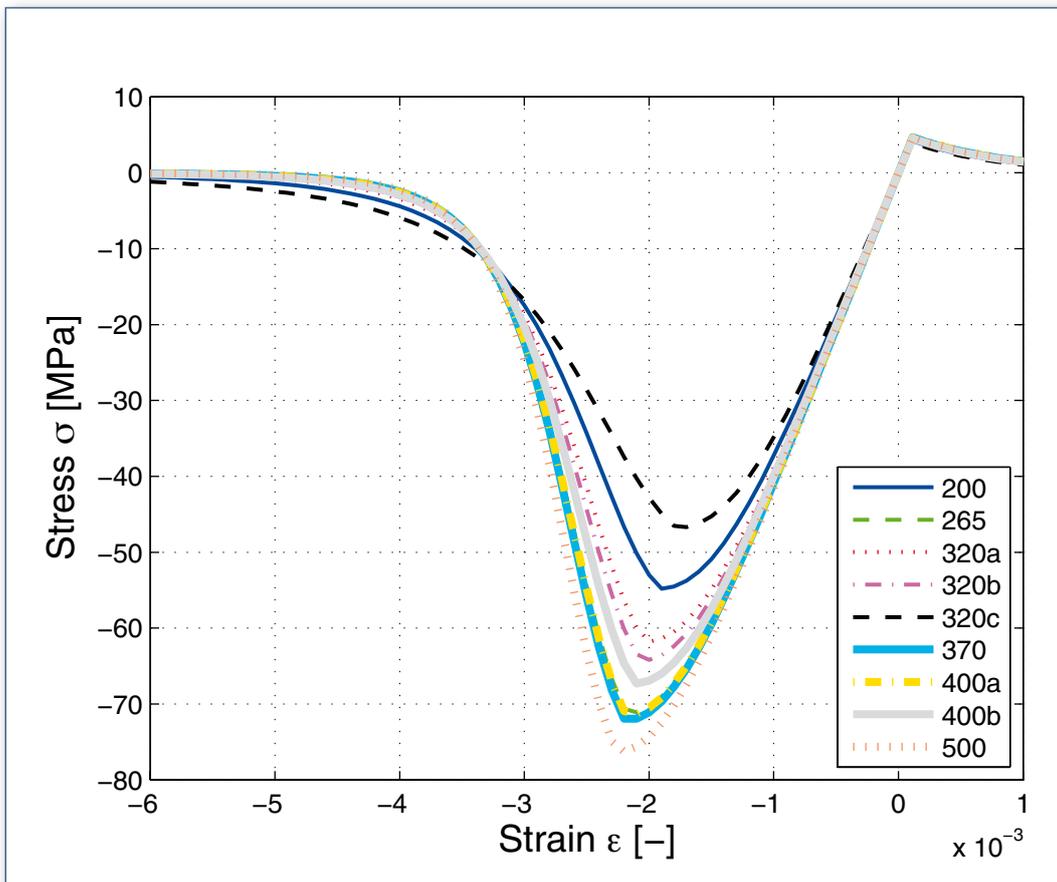


Figure 3: Calibration of the solid FE models: uniaxial tensile and compressive constitutive laws

2 Non-linear monotonic solid FE analyses

To properly reproduce the experimental test set up, conceptually schematized in Fig. 2, refined nonlinear 3D FE models, based on nonlinear fracture mechanisms, were developed and monotonically loaded till the brittle web-shear failure mechanism is reached.

Nine specimens, whose main features are presented in Tables 1 and 2, have been considered.

In particular, for 320 mm deep slabs, three specimens have been selected: two characterized by non-circular and one by circular voids, to quantify the hollow core shape influence on the shear strength capacity for members with similar depths. Similarly, two 400 mm deep units have been analysed, since they evidence non-circular hollow core shapes with various levels of irregularity.

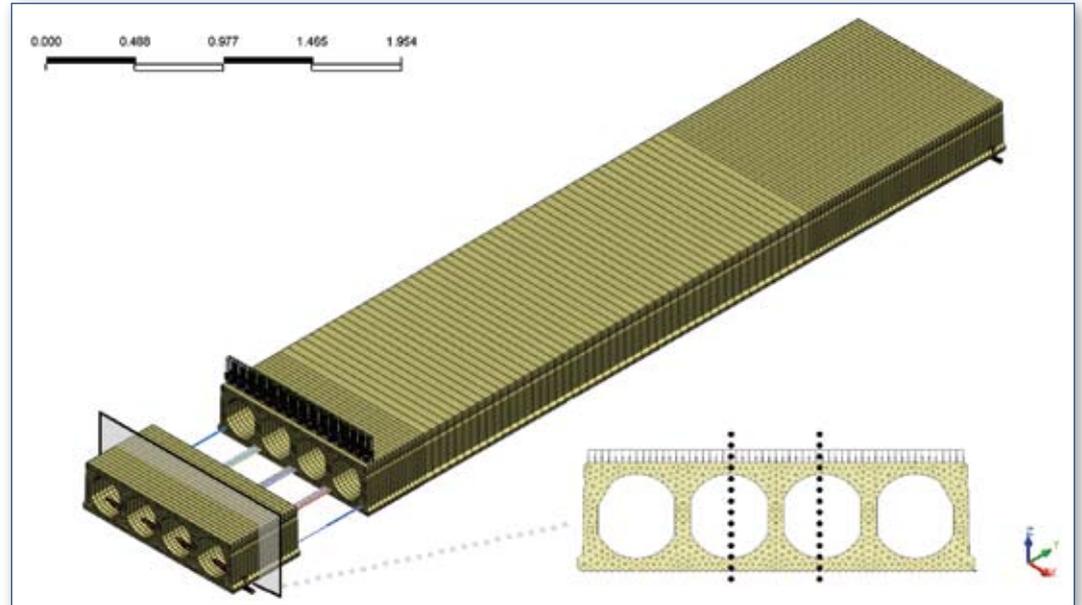


Figure 4: Specimen 320b: example of detailed solid FE models developed

Model Type	# bricks			# DoF		
	m ₁	m ₂	Strip	m ₁	m ₂	Strip
200	124960	88770	13640	257187	181566	28927
265	73920	52800	9600	153800	110120	20871
320a	190060	129688	30160	365533	250027	59259
320b	155100	109604	25016	303727	215155	50337
320c	187872	131016	29468	350891	245321	56436
370	253640	173072	40832	461977	316015	76107
400a	247680	165120	37920	467279	312299	72903
400b	224112	151984	34220	427631	290711	66699
500	350976	230328	52416	636664	418864	96714

Tab. 3: Total number of bricks and DoF for each specimen

2.1 Proposed numerical approach

To predict brittle web-shear failure mechanism, the total strain crack model, developed along the lines of the modified compression field theory (MCFT), originally proposed by Vecchio and Collins and then extended to the three-dimensional case by Selby and Vecchio, was adopted. The classical Von Mises yielding criterion with strain hardening was used for prestressed steel strands, represented as embedded elements. Two types of prestress distribution, linear, according to codes provisions (ACI and CSA) and parabolic, according to Yang, were considered to evaluate their influence on the shear strength. In particular, Eq. 2, proven by full-scale tests, expresses the parabolic curve selected.

$$\sigma_p = \begin{cases} 0 & 0 \leq x + L_s \leq 5\phi \\ \left[1 - \left(\frac{L_1 + 5\phi - x - L_s}{L_1} \right)^2 \right] \sigma_{p0} & 5\phi \leq x + L_s \leq 5\phi + L_1 \\ \sigma_{p0} & x + L_s \geq 5\phi + L_1 \end{cases} \quad (2)$$

Therefore, no interface elements were introduced to represent strands-concrete interaction, since implicitly captured by an equivalent prestress distribution.

According to Pajari, two loss of prestress ratios, 5 and 15 %, were adopted, due to the little level of knowledge about concrete mix and storing conditions, also providing an upper and lower threshold and showing that the shear capacity

of PPHC units is not sensitive to small variations in the losses. Similar range is observed by direct computations, as confirmed by Palmer and Schultz for analogous PPHC slabs, even though more conservative levels (20–25 %) may be assumed in the design process of such members to safely represent the long-term effects. The diffuse smeared fixed cracking constitutive law assumed for concrete exploits an exponential softening decay curve and Thorenfeldt et al. model for uniaxial tensile and compressive behavior, respectively. Figure 3 presents the calibration of the adopted uniaxial tensile and compressive constitutive laws, for each selected specimen, according to CEBFIP Model Code. Confinement effect was neglected, while full shear

retention and lateral crack effect were potentially accounted, as well as inward slippage of the strands. Newton–Raphson iteration scheme was adopted with an energy-normalized convergence criterion. Sixnode brick elements were used and mesh sensitivity was investigated by doubling the extruding offset. For each specimen, an equivalent strip of the PPHC unit was modelled to evaluate the effectiveness of this assumption. An example of the FE mesh is depicted in Fig. 4, while Table 3 summarizes the total number of brick elements and degrees of freedom employed for each specimen. Finally, considering the four combinations of pre-stress distributions and losses, detailed in Table 4, a total of 54 models were created.

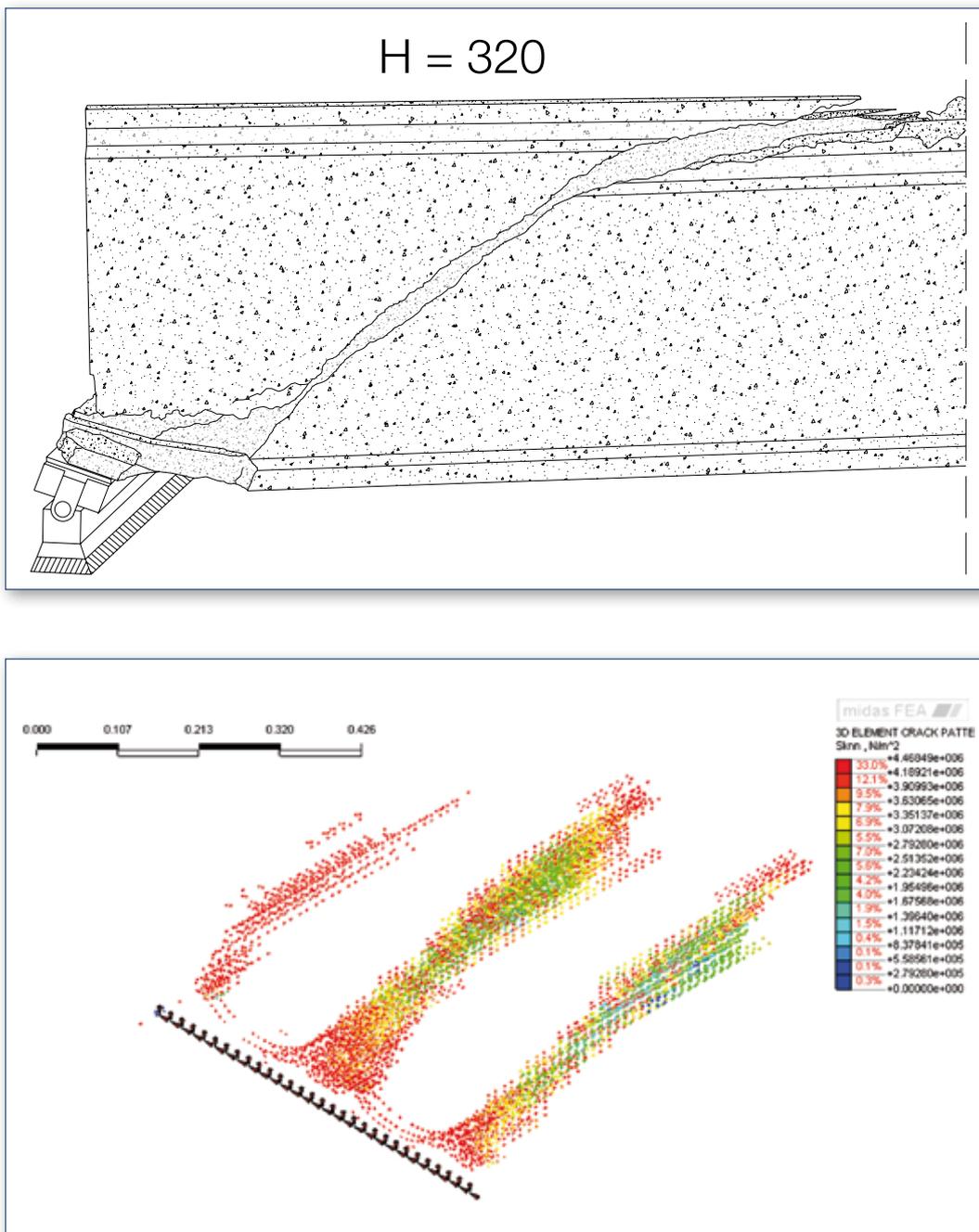


Figure 5 a, b:
Comparison between experimentally observed and numerically predicted web-shear failure mechanism:
a) experimental failure of specimen 320b and
b) numerical crack pattern at ultimate condition

2.2 Results and discussion

In this section, FE results are synthesized to outline the influence of the hollow core shape on the web-shear failure mechanism and, hence, on the shear strength of such members. First, the proposed numerical approach is validated by focusing on a single PPHC unit, taken as reference. Therefore, the accuracy of the FE predictions obtained

for the nine specimens analysed is quantified in comparison with experimental data.

Finally, the observed trends are justified by considering the evolution of local quantities, such as principal tensile strain and shear stress, in order to depict behavioral changes as consequence of geometrical variations in the cross-section shape of such slabs.

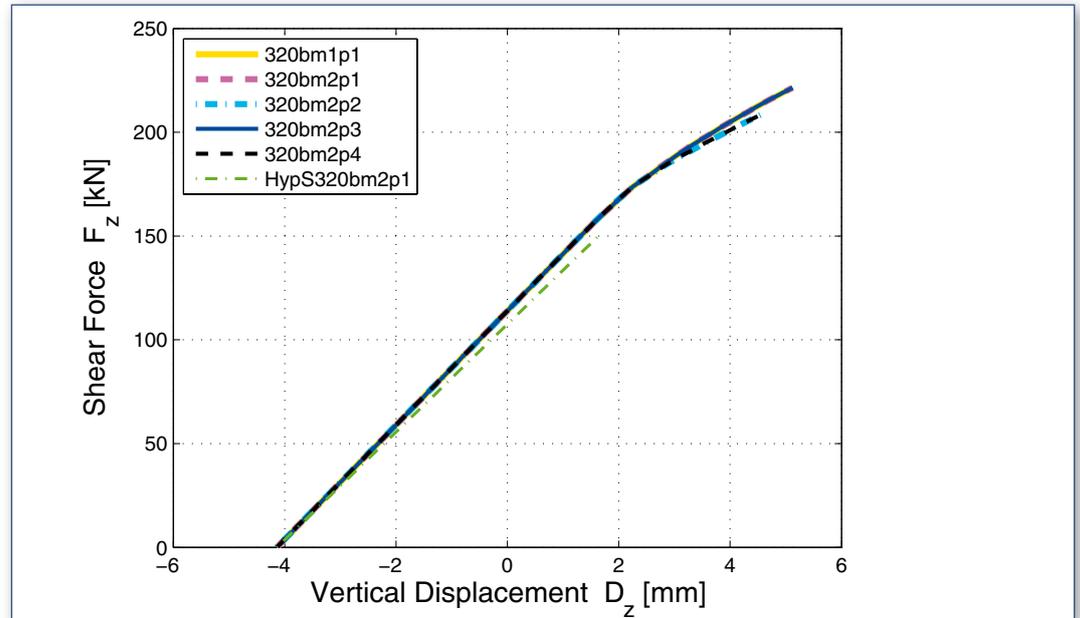


Figure 6: Specimen 320b: capacity curves, according to mesh sensitivity, strip modeling assumption and the four combinations of prestress distributions and losses

2.2.1 Model validation: specimen 320b

The adopted modeling approach evidences a consistent match with experimental test results; Fig. 5 presents a comparison between the experimentally observed and numerically predicted web-shear failure mechanism, for a 320 mm deep PPHC unit, characterized by non-circular voids (specimen 320b). Principal tensile and compressive strains, crack pattern and shear stress distribution at failure are in close agreement with the collapse mechanism evidenced by the experimental damage pattern at the end of the test. A smooth, inclined crack, whose width reduces as the imposed displacement monotonically increases, emerges from both principal tensile strains and numerical crack pattern. Simultaneously, an inclined compressive diagonal strut arises according to the principal tensile strain distribution, resulting in the undergone failure mode, also confirmed by a cut-off in the shear stress flow.

According to mesh sensitivity analysis, strip modeling assumptions and the considered combinations of prestress distributions and losses, six capacity curves (i.e. shear force at the support, F_z , vs. mid-span vertical displacement, D_z) are graphed in Fig. 6.

Independency with respect to adopted mesh refinements is achieved through a proper calibra-

tion of the crack bandwidth in each discretization zone, since the observed response is essentially governed by tensile behavior. The choice of parabolic or linear prestress distribution in strands leads to negligibly small global differences in terms of shear resistance (0.1 %), while larger influence is expected to occur if local parameters, as stresses and strains distributions, are considered. More appreciable difference is due to the loss of prestress ratio. The adoption of 15 % loss implies a reduced shear strength capacity, of about 5 %, if compared to 5 % loss; furthermore, the capacity curves obtained for 15 % evidences a smoother nonlinear response for lower levels of shear force at the support, being also characterized by a reduced ultimate mid-span vertical displacement capacity of about 5 %. In this case, the strip modeling assumption, referred as "HypS", cannot be accounted either for design purposes, as the convergence of the analysis failed when the capacity curve came into its nonlinear branch, resulting in an over-conservative estimation of the shear strength capacity. The intrinsic lack of ductility reserves is confirmed by an evidently low displacement ductility capacity, up to 1.3, achieved for a maximum mid-span vertical drift of *0.2 %.

The evolution of the shear stress distributions in the end region of the specimen is presented in Fig. 7.

Specimen 320b, whose non-circular hollow core shape presents an evidently abrupt and irregular web width drop along the depth (Fig. 4), highlights the presence of a strongly-disturbed zone. High shear stress concentrations are observed in the first LFs, since the section shown in Fig. 7a is taken in correspondence of a strand, longitudinally, and, transversally at $x/D = 0.4$, where the prestressing force develops at a high force variation per length. This concentration is mostly due to the prestressing force and is mitigated as x/D increases (see Fig. 7b). As LF increases, the shear stress develops in the linear branch of the capacity curve, evidencing a second discontinuity below the mid-depth, where the web width drop is localized. For further LF increments, the shear stress peaks at the strand level slightly increase, while a much more evident increment is detected in the upper discontinuity.

At LF roughly equal to 50 %, the peak shear stress overall the depth rises up from the strand to the web width drop level. This concentration remains pronounced up to LF = 85 %, when the first cracking appears. For further LF increments, the ratio between the current and previous peaks increases at a lower rate, in accordance with the reduced slope of the capacity curve into its nonlinear branch and the related shear stress redistribution. Finally, at LF = 100 %, the peak is further uplifted, in accordance with the shear stress cut-off experienced. This behavior reveals the complex interaction between cross-section geometric features, in terms of hollow core shape, and the transfer mechanism of the prestressing force. The two discontinuities of the indented, fairly parabolic shear stress distributions are particularly visible for sections close to the support ($x/D \approx 0.56$). Their evolution, according to the experienced web-shear failure mechanism, results into an inclined crack. Their peak is forced to rise up, increasing both longitudinal distance from the support and imposed vertical displacement, according to hollow core shape and inherent web width drop. In fact, sections particularly close to the support ($x/D \approx 0.56$), are characterized by a localization of the shear stress peak evidently below with respect to the centroidal axis, about 25 %, while for sections, placed at $0.56x/D \approx 1.68$, this mismatch tends to reduce, reaching a difference of ≈ 12 %.

Furthermore, at $x/D = 2$, the maximum shear stress is localized at the level of the centroid of the PPHC unit. If shear stresses at ultimate conditions are considered (see Fig. 7c), the comparison between the two prestress distributions, for the same prestress loss, leads to negligibly small differences in terms of peak shear stress experienced overall the whole unit (2 %), while the comparison between the two loss of prestress ratios, for the same prestress distribution, evidences slightly more appreciable mismatch (6 %).

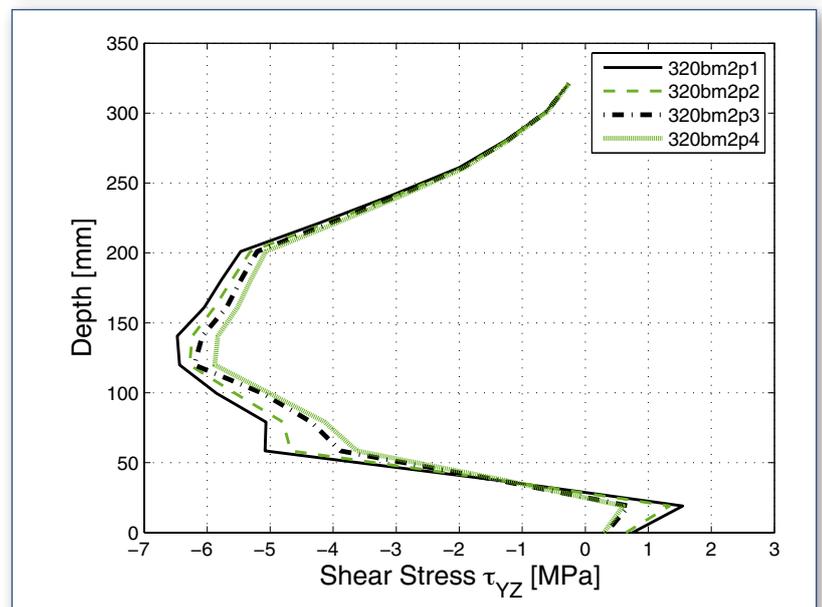
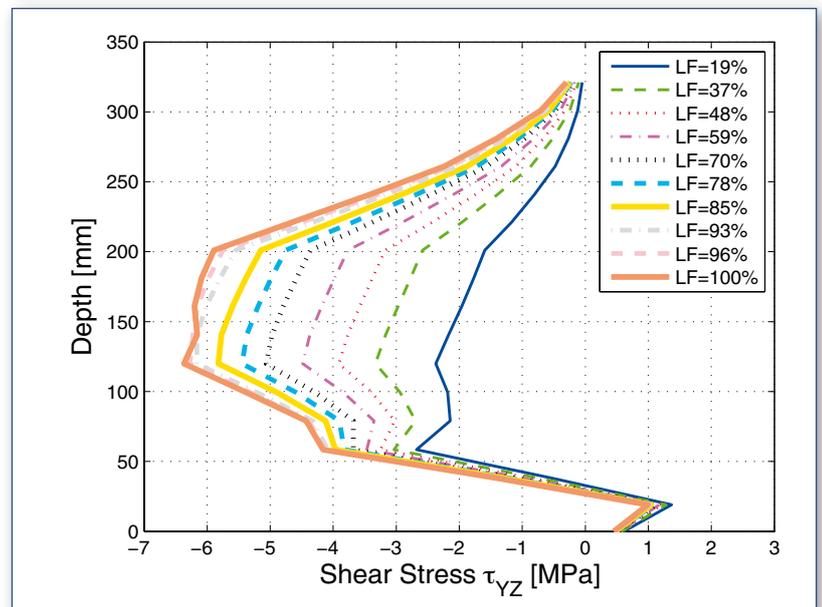
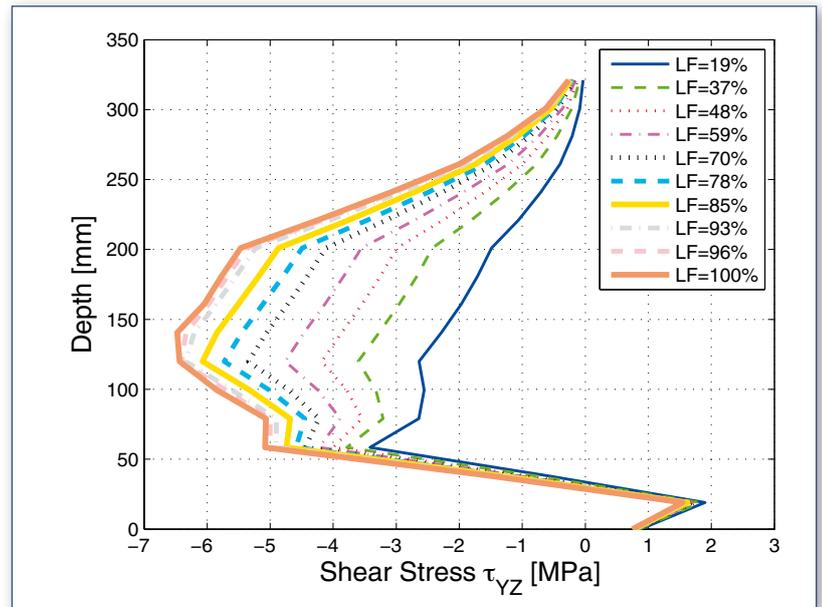


Figure 7 a, b, c: Evolution of the shear stress distributions at a $x/D = 0,4$ and b $x/S = 0,7$; c comparison between the four combinations of prestress distributions and losses ($x/D = 0,4$)

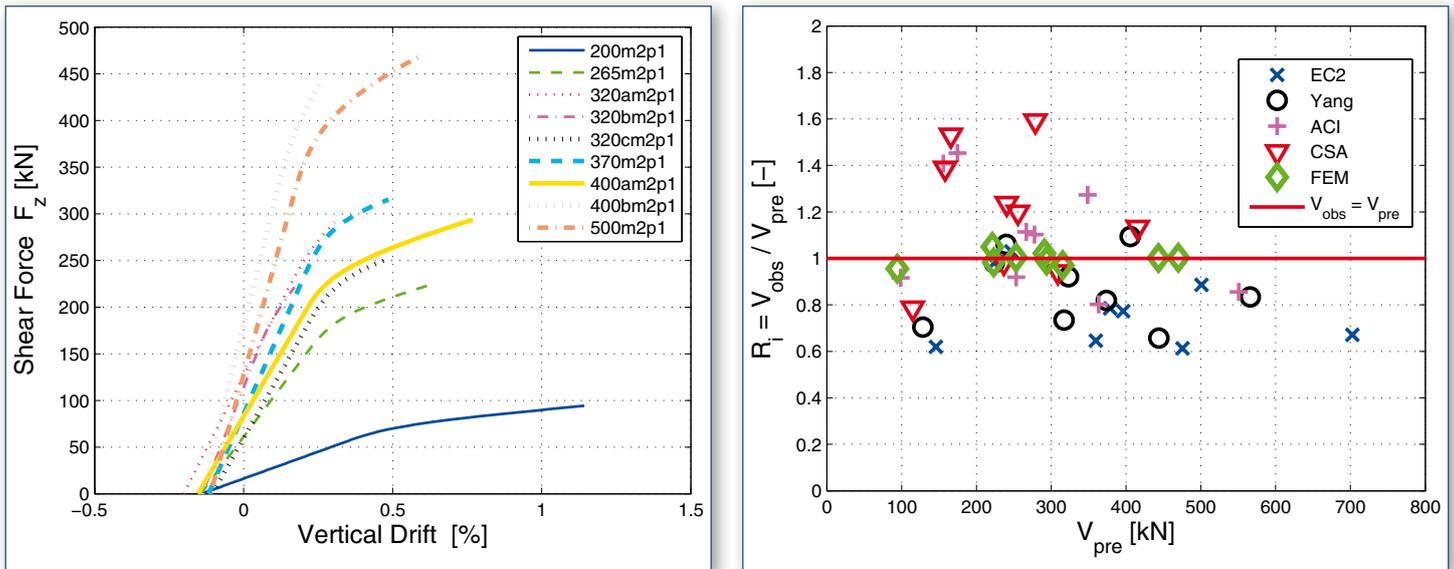


Figure 8 a, b:
Shear capacities of the nine specimens selected: a shear force at the support versus mid-span vertical drift curves and b experimentally observed versus numerically (FEM) and analytically predicted shear strength

2.2.2 Accuracy of FE predictions

Figure 8a presents the capacity curves determined for the nine specimens, assuming 5 % loss of prestress; shear force at support versus mid-span vertical drift rather than displacement curves are shown to compare units with different lengths. The effectiveness of the FE models developed, accounting both for geometrical and material nonlinearities, is reaffirmed. An accurate agreement with experimentally observed shear strength capacities is achieved, since $0.96 < R_i < 1.05$, with a mean value of 0.998, characterized by a reduced standard deviation of 2.8 %, as shown in Tables 5 and 6 and graphed in Fig. 8b. Herein, a comparison with analytical predictions (EC2, Yang, ACI and CSA) is presented as well. As a general tendency, slightly nonconservative predictions are observed for PPHC units with circular voids and small nominal depths (200 and 265 mm), while, as the slab depth increases (300 mm), the accuracy of the FE results tends to increase. The level of non-conservatism (EC2 and Yang) or over-conservatism (ACI and CSA) disappears and an evidently lower standard deviation demonstrates the robustness of the proposed modeling approach.

Similar trends are obtained for 15 % loss of prestress; in fact, the adoption of 15 % loss confirms the previously mentioned reduction of shear resistance, approximately ranging from 4 to 10 %, according to specimen type. The capacity curves, obtained for 15 % loss, are again characterized by a smoother nonlinear branch for lower levels of shear force and, in some cases, lower ultimate displacement capacity, of about 10–13 %, is even noticed. However, a weak sensitivity of the failure mode with respect to the prestress losses emerges, as, for all the specimens, the

web-shear failure mechanism is experienced at a distance from support, which varies between one and two cross-section depths, where the prestressing force is not yet fully developed. For mid-span vertical drifts, ranging from 0.1 to 0.4 %, the considered capacity curves reach their nonlinear branches, with different slope and postyielding stiffness. Evidently low displacement ductility levels, approximately ranging from 1.3 to 2.3, according to different hollow core shapes and cross-section features, are observed. Each specimen collapses by brittle web-shear mode, thus confirming the intrinsic lack of ductility reserve for this type of member. According to FE results, PPHC units with circular voids typically exhibit a relatively more ductile response, reaching a displacement ductility of about 2, while a less uniform trend is detected in deeper cross-sections characterized by non-circular voids. In fact, displacement ductilities up to *2 are determined for slabs presenting a relevant web width and concrete thickness above and below the hollow core itself (specimens 500 and 370) or an almost regular web width variation along the hollow core depth (specimen 400a). By contrast, specimens characterized by an abrupt and irregular web width drop (specimen 400b) or reduced web width, if compared to concrete thickness above and below the hollow core (specimens 320a and 320b), ensure evidently lower displacement ductility of about 1.3. Therefore, the non-circularity of the voids, the inherent web width variation along depth and concrete thickness above and below the hollow core are observed to govern the displacement ductility capacity of PPHC units, and, hence, the fragility of the collapse mechanism experienced.

Model Type	V_{obs} [kN]	Loss of prestress = 5%									
		EC2		Yang		ACI		CSA		FEM	
		V_{pre} [kN]	R_i [-]	V_{pre} [kN]	R_i [-]	V_{pre} [kN]	R_i [-]	V_{pre} [kN]	R_i [-]	V_{pre} [kN]	R_i [-]
200	90.2	145.7	0.619	128.0	0.704	98.5	0.916	114.8	0.786	94.3	0.956
265	219.4	223.8	0.980	223.7	0.981	155.8	1.408	158.1	1.388	223.2	0.983
320a	297.1	378.7	0.785	322.9	0.920	266.8	1.114	240.4	1.236	290.8	1.022
320b	232.5	359.7	0.646	317.2	0.733	253.1	0.919	236.5	0.983	221.4	1.050
320c	253.9	246.6	1.030	239.7	1.059	174.8	1.453	166.0	1.530	252.8	1.004
370	306.2	396.2	0.773	373.8	0.819	277.7	1.103	255.4	1.199	315.4	0.971
400a	291.3	475.4	0.613	444.0	0.656	363.3	0.802	309.0	0.943	293.9	0.991
400b	444.0	500.9	0.886	405.7	1.094	348.8	1.273	278.9	1.592	443.3	1.002
500	471.2	702.5	0.671	565.7	0.833	550.7	0.856	415.6	1.134	469.8	1.003

Tab. 5: Comparison between experimental, analytical and FEM results. V_{obs} , V_{pre} and relative R_i for each specimen, according to EC2, ACI, CSA provisions, Yang's approach and FEM

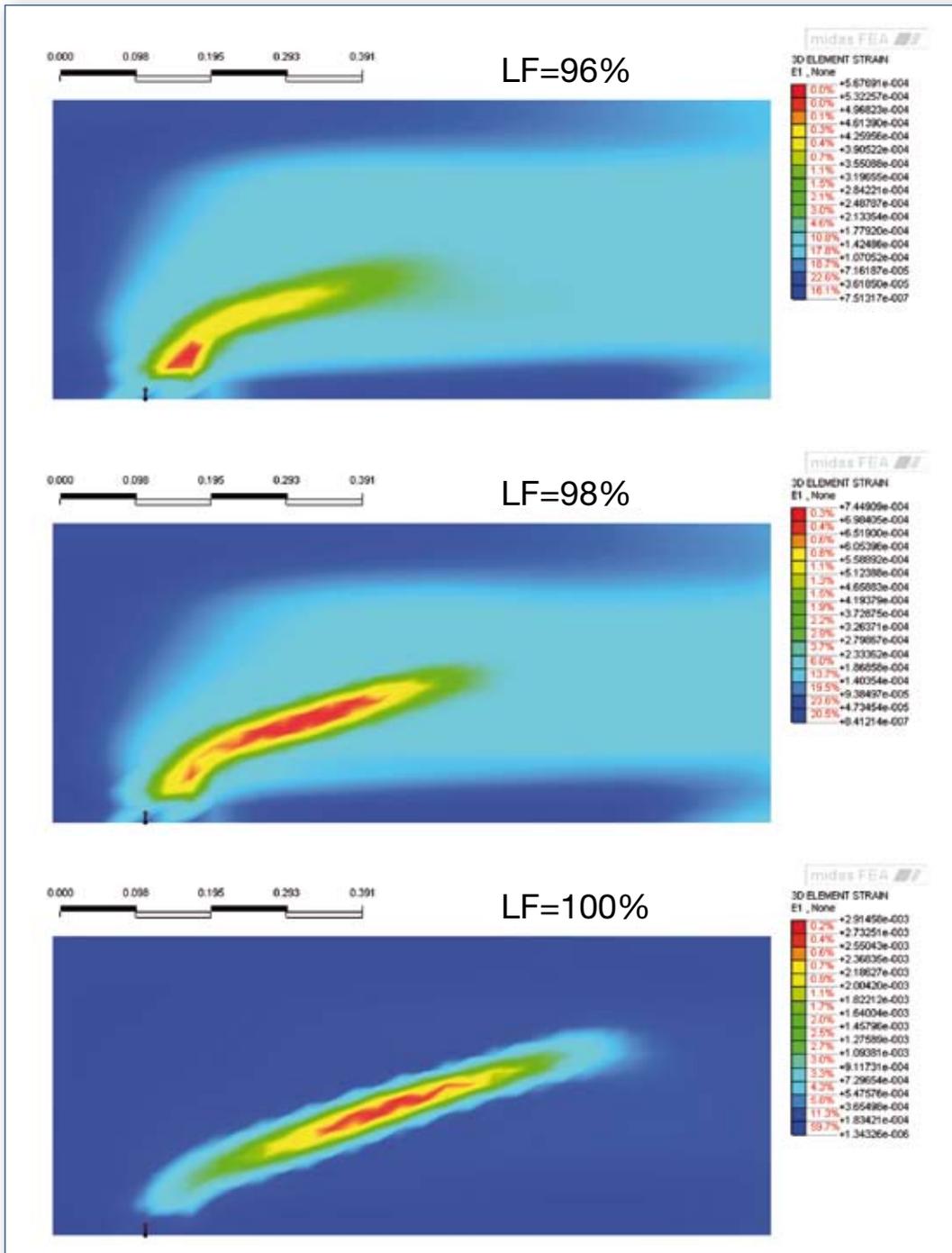


Figure 9: Evolution of the principal tensile strains E_1 for monotonically increased vertical displacement steps imposed (specimen 400b)

3. Conclusions

A modeling approach, based on nonlinear fracture mechanisms, was proposed to predict the shear response of PPHC slabs. Numerical observations were discussed to investigate the failure mode of the units analysed and to depict behavioral changes as consequence of geometrical variations in their cross-section shape. The following observations and conclusions were drawn from the numerical study:

- In contrast of the mismatch shown by conventional codes, a satisfying fit with experimental results was achieved in terms of shear capacity, faithfully reflecting the behavior of such high-strength concrete members ($0.96 \leq R_f \leq 1.05$, with mean of 0.998 and standard deviation of 2.8 %).
- The complex contribution due to the transfer mechanism of prestressing force, which interacts with the hollow core features, was highlighted by the detailed FE analyses performed in a non-linear fashion. Furthermore, the influence of prestress distributions and losses was quantified.
- Intrinsic lack of ductility reserves was confirmed for these units without transverse reinforcement and a trend was established, according to the regularity of the voids. Displacement ductility of about 2 was observed for specimens with circular voids, while levels slightly larger than unity were determined in deep cross-sections with pronounced flat webs that create discontinuities in the shear stress path.
- The brittle web-shear failure mechanism experienced was proven to be controlled by hollow core shapes and related non-circularity of the voids, inherent web width variation along depth and concrete chords above and below the void, as confirmed by the evolution of the principal tensile and compressive strains, developing a variable inclined strut and tie mechanism.
- The presence of a less inclined, more rounded, diagonal crack, controlled by the smooth web width variation along depth, is generally opposed to a fairly constant variation of the fracture angle inclination, governed by the abrupt and irregular web width drop.
- Shear stress distributions confirmed the key role played by cross-section features. Deeper specimens, whose cross-sections are characterized by noncircular hollow core shapes, reveal more prominent, irregular and indented shear stress distributions, whose peak is localized evidently below the centroid, at the level of the sharp change in their web width.
- The numerical outcome of this research may be directly applicable to develop alternative design methods against web-shear failure of PPHC units, saving the inaccuracy of previous proposals, especially the various codes, by explicitly accounting for the influence of the hollow core shape.

Puoi consultare articoli simili nei precedenti numeri di Structural Modeling andando sul sito www.structural-modeling.it/ e scaricando la versione pdf"

SM 10 pag. 14

SM 7 pag. 4

SM 3 pag. 6

SM 9 pag. 8

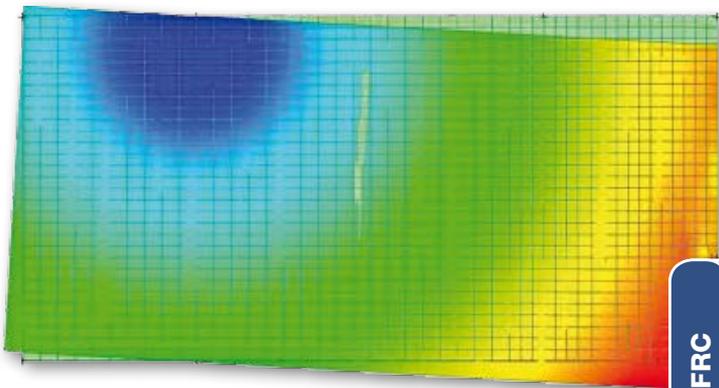
SM 5 pag. 6

SM 2 pag. 12

SM 8 pag. 4 e 6

SM 4 pag. 12

link ad articolo completo (con collegamento per copia digitale)
http://www.cspfea.net/SM11_original_article.pdf



Leandro Candido, Emilia Vasanelli,
Francesco Micelli, Maria Antonietta Aiello*

FRC

Non-Linear static analysis of FRC beam specimens

* University of Salento - Department of Engineering for Innovation
leandro.candido@unisalento.it

Quality Report dell'Analisi

	Definizione	Note
Tipo di modellazione	FEM	
Tipo elementi finiti prevalentemente usati	Plane Stress	Casella Rotational DOF spuntata
Numero elementi totale	1795	
Massimo Aspect Ratio dei 2D e 3D	1.8	Valido solo per un paio di elementi e dovuto ad esigenze di tipo geometrico. La quasi totalità degli elementi ha forma quadrata.
Tipo di solutore per estrazione di auto valori	-	-
È utilizzato il controllo della sequenza di Sturm	No	
% massa partecipante estratta	-	-
Metodi di combinazione auto valori		
%massa partecipante 1° modo ai fini della Pushover		
Nonlinearità del materiale	Modelli di materiale non lineare per il calcestruzzo	Total Strain Crack Model 
Schema iterativo dell'analisi non lineare statica	Iteration Scheme: Newton-Raphson. 1050 load steps Max it. 500 Energy Norm: 0.0001 Force Norm: 0.001	Sempre raggiunta la convergenza. La norma delle forze è stata inizialmente imposta come controllo di non divergenza del risultato numerico. Il numero elevato di step e di iterazioni ha consentito il raggiungimento di convergenza anche in termini di forze ad ogni step.

Summary

Fiber Reinforced Concrete (FRC) may be used as structural material to improve durability at Serviceability Limit State and long term loading conditions, either to improve the toughness and seismic performance of structural members. FRC tensile behavior mainly depends on the percentage of volume and type of fibers added to the cementitious matrix. Four-point bending tests on notched beams were carried out, in order

to evaluate the behavior of FRC beams. Such tests took into consideration both experimental and numerical campaigns analyzing changes in volume percentage of fibers and water-cement ratio. Furthermore, a non-linear static numerical analysis was used to calibrate the flexural behavior of concrete specimens. It was found that the experimental results validated the numerical procedure followed in the present work.

1. Introduction

Fiber Reinforced Concrete (FRC) was used to improve durability and performance at Serviceability Limit State respect to ordinary concrete. Its enhanced tensile stress capacity, which is able to reduce cracking, may increase the service life of civil constructions. Fibers modify the concrete fracture process preventing the arise of cracks. Indeed a pseudo-ductile pull-out failure mechanism occurs when friction is lost between the fiber and the concrete matrix.

Tests on ultra-high performance FRC proved that such material is suitable for structural and seismic strengthening. In fact, a high volume percentage of fibers in FRC leads to a hardening behavior with high energy absorption and large deformation capacity. European codes have already implemented simplified constitutive models for the use of FRC as a structural material making distinctions in tensile post-peak behavior of FRC.

A complete review is available in [1].

In the present work, the results of mechanical tests are compared with numerical analyses. The experimental campaign was conducted on specimens which were casted with two different kinds of fiber, namely steel and polyester, for different fiber volume contents and matrix water cement ratios (w/c) [2]. Specimens undergoing compressive and toughness measurements were cast according to Italian Standards while eighteen notched beams were prepared for four-bending tests which were run according to European Standards. Non-linear static analyses involved prescribed displacement simulations based on both force and energy convergence criterion. Hence numerical models were calibrated in order to extend predictions on the behavior of FRC beams based on their water-cement ratio (concrete grade) and fiber content.

2. Experimental research

2.3 Materials

The properties of steel and polyester fibers are given in Table 1.

Table 1:
Fiber details

Type	Designation	Shape	Diameter	Length	l/d	Tensile Strength	Modulus
Steel	S	Hooked	600 μm	30 mm	50	> 1150 MPa	210 kN/mm ²
Polyester	P	Waved	450 μm	30 mm	66	400-800 MPa	11.3 kN/mm ²

Workability tests were performed on each concrete mix. According to UNI EN 206-1 [3] all the mixes were prepared to meet the requirements of the super fluid class (S5) with a slump flow higher

than 22 cm. For each mix the entrapped air content was also measured, according to the Italian Standard UNI 12350-7 [4].

2.4 Specimens

Specimens undergoing the compressive test were cube samples of 150mm, prepared according to the Italian standard UNI 12390-3 [5]. The specimens used to measure flexural toughness were notched beams (150x150x600mm) with a notch

depth of 45mm, cast according to the Italian standard UNI 11039 [6]. The same mix was used to cast six notched beams and three cubes. Table 2 summarizes the eighteen specimens prepared for the tests.

w/c ratio	Fiber type	Fiber vol. content (%)	Specimen code	w/c ratio	Fiber type	Fiber vol. content (%)	Specimen code	w/c ratio	Fiber type	Fiber vol. content (%)	Specimen code
0.45	S	0.3	045 FRC 03 S	0.55	S	0.3	055 FRC 03 S	0.65	S	0.3	065 FRC 03 S
		0.6	045 FRC 06 S			0.6	055 FRC 06 S			0.6	065 FRC 06 S
	P	0.3	045 FRC 03 P		P	0.3	055 FRC 03 P		-	-	
		0.6	045 FRC 06 P			0.6	055 FRC 06 P		0.6	065 FRC 06 P	
		-	-			0.9	055 FRC 09 P		0.9	065 FRC 09 P	
	-	-	0		TQ 045	-	-		0	TQ 055	-

Table 2:
Sets of specimens – the specimen under exam is highlighted with a yellow background

2.5 Test Procedure

Compressive strength was measured on three cubes per mix, using a 250 kN hydraulic testing machine, while the notched beams were tested in a 250 kN closed loop hydraulic testing machine. The crack mouth opening displacement (CMOD) was used as feedback signal.

Crack tip opening displacements (CTOD) were measured on both sides of the beams during the test. Figure 1 illustrates the test set up (a) and the position of the CMOD and CTOD clip gauges (b). Six beams were tested for each mix.

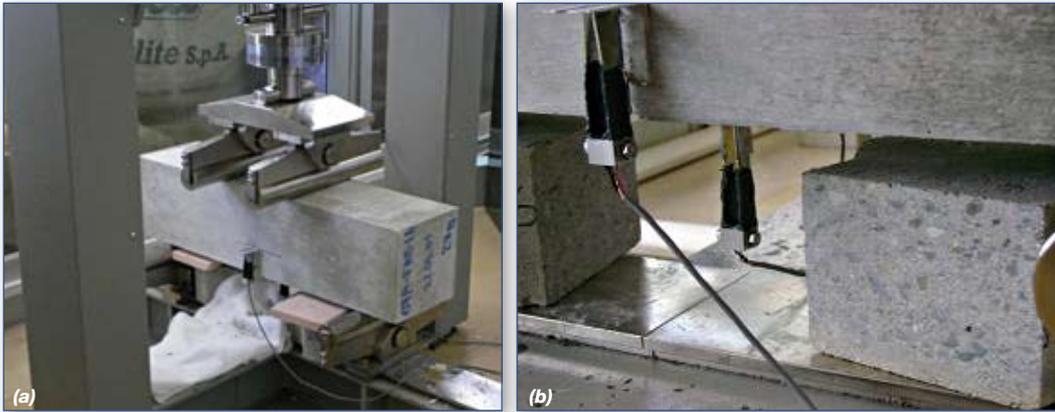


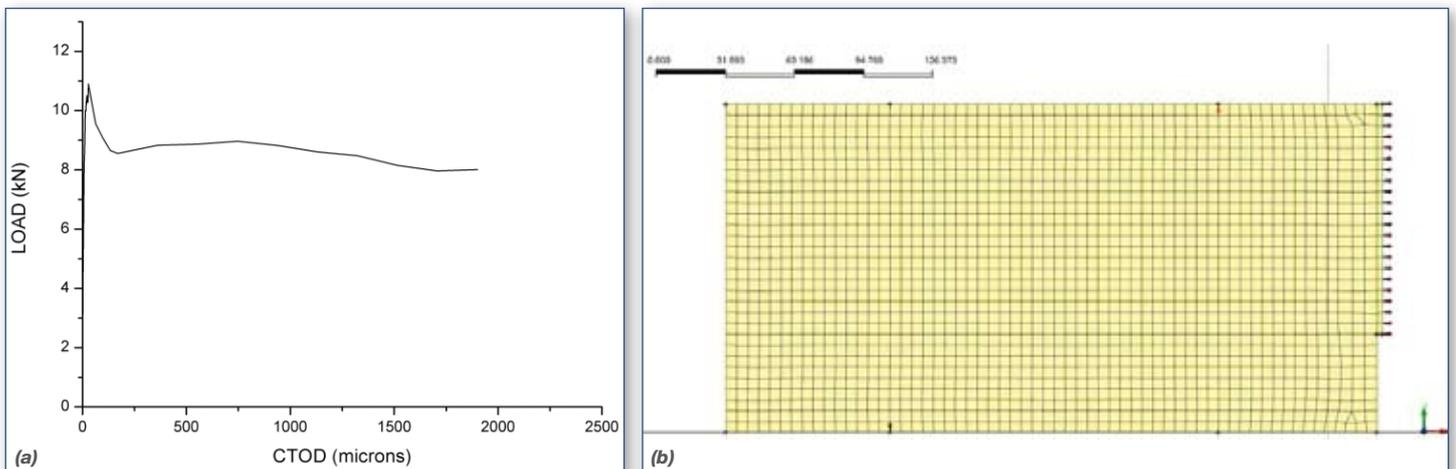
Figure 1:
(a) Bending test set up
(b) CMOD and CTOD clip gauges

2.6 Test Results

The beam specimen selected for comparison with numerical results has code number 065-FRC-S06. The FRC mix was cast with a w/c ratio equal to 0.65 and with a 0.6% volume fraction of steel fib-

ers. The outcomes of the bending test are reported in figure 2(a), while the concrete compressive strength obtained from the test of the mix-related cube was 18.56MPa.

Figure 2:
(a) Bending test results
(b) Numerical Model



3. Numerical Model and analysis

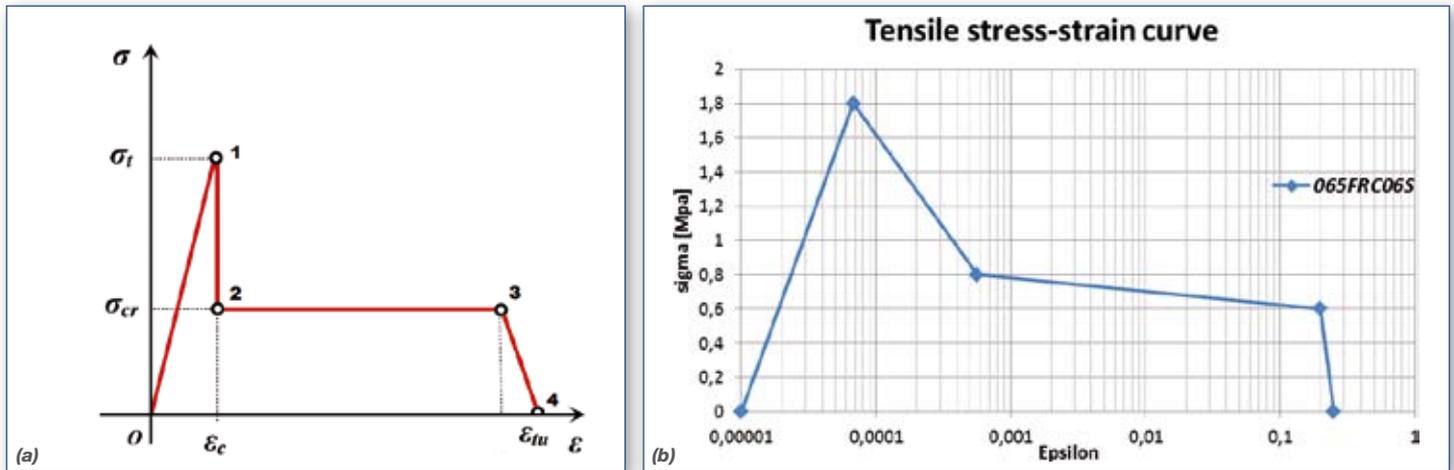
Numerical results presented in this work refers to the four-point bending test made on the selected beam specimen. The non-linear static analysis is run by regular incremental steps of a prescribed total displacement (2 mm) at the loading points. Four node quadrilateral isoparametric plane stress elements are used with a size equal to 5 mm. A quite regular mesh is necessary in order to keep the behavior of the element under control and to avoid stability problem. In the framework of a simple Newton-Raphson integration scheme one thousand steps and one thousand maximum number of iterations are used to satisfy the requirements of convergence criterion (0.001 for force norm, 0.0001 for energy norm) and to guarantee computational stability. The analysis was limited to half a beam due to the symmetric configuration of the beam; this choice leads to a reduced time consumption.

The analysis is run exploiting the total strain smeared crack approach based on a orthogonal fixed cracks with secant stiffness procedure. Compressive behavior is modeled through Thorenfeldt curve, with f_c equal to 18.56 MPa, since FRC compressive behavior is indeed not much different than the one occurring in ordinary concrete [7]. Furthermore, especially for the case under examination, compressive behavior affects only the initial stiffness of the member. Instead, tension strength governs the problem. A multi-linear tension function was adopted. No shear retention factor (SRF) is applied since its influence is not expected to contribute before crack propagation starts. At the same time, no lateral cracking nor confinement effects are necessary since no re-

inforcement or tie were used according to the four-point bending test procedure. The stress-strain theoretical curve was chosen as in [8] modified by adding a fourth point $(\epsilon_{tu}, 0)$, see Figure 3(a). Then stress-strain points have been calibrated through an iterative corrector procedure resulting as in Figure 3(b). Positions of points 1,2,3 and 4 are related to physical phenomena. Point 1 determines the peak strength of the beam. Point 2 is related to the residual crack strength. Point 3 defines the deformational capability of the FRC and point 4 represents the ultimate strain associated with no tensile strength. In the calibration process uncertainties arise while deriving the unknown tensile σ - ϵ relation from the σ - w one which is a consequence of the analysis itself. The model showed to be mesh-sensitive because the element shape could influence the initial direction of crack propagation in a fixed crack approach, especially about the notch. The influence of constraints in internal elements has been limited due to the fine size of the mesh (5 mm).

The numerical framework presented so far was adopted within MIDAS FEA analyses. The same analysis was run with DIANA software too, and only few significant differences apply. In particular, the load incremental step is determined by an automatic procedure, while the smeared crack approach was based on a multidirectional fixed crack procedure with strain decomposition. The comparison between experimental and numerical results is made in terms of the P-w curve, where P is the total force imposed by the machine and w is the Crack Tip Opening Displacement.

Figure 3: (a) Tensile stress-strain relation (b) calibrated multi-linear tensile curve



4. Discussion and results

Experimental results prove that FRC materials are much more ductile than traditional concrete and keep residual strength even for large deformations and low content of fibers. The failure mechanism starts with a fracture at the top of the notch which spreads out to the top of the beam as the prescribed displacement increases. Figure 4 shows the deformed shape of the beam (a) and

the crack status (b) at w equal to 0,546 mm. The numerical outcomes replicate very well the actual fracture process recorded during the experimental test.

Indeed, Figure 5 shows the comparison between the P-w experimental curve and the numerical outcomes obtained by MIDAS FEA and DIANA advanced structural software.

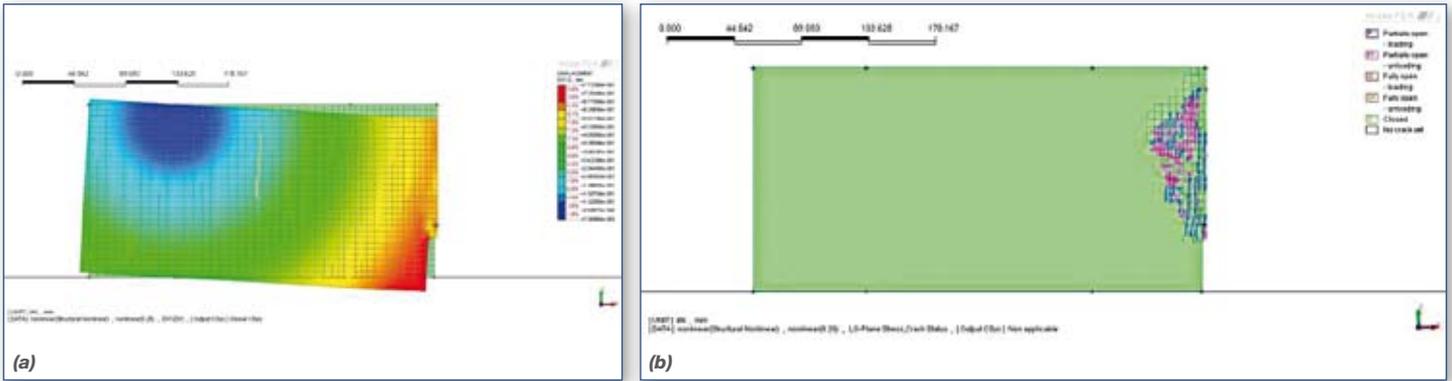


Figure 4:
(a) deformed shape and
(b) crack status at $w/2 = 0.273$ mm

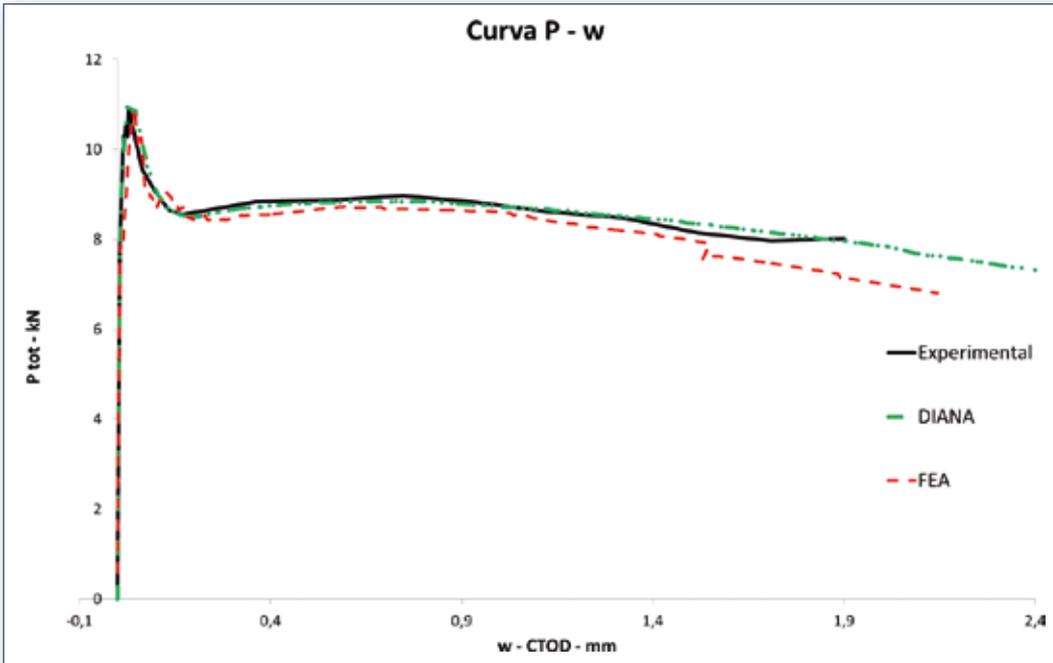


Figure 5:
Comparison between experimental
and numerical results

Experimental and numerical data seem to match very well. Hence the analysis options and model choices allow to reproduce very accurately the experimental phenomena, even for thick beams as the case under examination. The SRF may relatively influence the calibration of the tensile stress-strain curve. Therefore a dedicated investigation may be useful to determine whether and how much it affects

the problem. By the way, the very good match between results allows the extent of the present analysis to all the eighteen specimens in order to define numerical tensile stress-strain behavior curves as a function of fiber content and water-cement ratio. This phase is still in progress and hopefully new important results will be provided soon to researchers and practitioners in the field of FRC.

References

- [1] Blanco, Ana, et al. "Application of constitutive models in European codes to RC-FRC." *Construction and Building Materials* 40 (2013): 246-259.
- [2] Vasanelli, Emilia. *Durability of concrete beams reinforced with short fibers and traditional steel bars*. Diss. PhD Thesis on Materials and structural engineering XXI Cycle 2011, University of Salento, Italy, 2011.
- [3] UNI EN 206-1 (2001), "Concrete - Specification, performance, production and conformity"
- [4] UNI 12350-7 (2002), "Testing fresh concrete - Air content - Pressure methods"
- [5] UNI 12390-3 (2003), "Testing hardened concrete - Compressive strength of test specimens"
- [6] UNI 11039-2 (2003), "Steel fibre reinforced concrete - Test method for determination of first crack strength and ductility indexes"
- [7] RILEM TC 163-TDF, "Test and design methods for steel fibre-reinforced concrete, recommendation: sigma-epsilon design method" *Materials and Structures*, RILEM, 36 (2000), 560-567.
- [8] Lim, T. Y., P. Paramisivam, and S. L. Lee. "Bending behavior of steel-fiber concrete beams." *ACI Structural Journal* 84.6 (1987).

Puoi consultare articoli simili nei precedenti numeri di StructuralModeling andando sul sito www.structural-modeling.it/ e scaricando la versione pdf"

SM 10 pag. 14	SM 8 pag. 4 e 6	SM 5 pag. 6	SM 3 pag. 6
SM 9 pag. 8	SM 7 pag. 4	SM 4 pag. 12	SM 2 pag. 12



SCIENZE E TECNOLOGIE PER COSTRUIRE CITTÀ E TERRITORIO

5 aree tematiche , 35 lezioni

- → **Tutela e sicurezza del territorio**
- → **Sicurezza del patrimonio edilizio**
- → **Progettare e Costruire Sostenibile**
- → **Riqualficazione Urbana**
- → **Innovazione nella progettazione**

SAIE forma i professionisti di oggi e di domani in collaborazione con:

Consiglio Nazionale degli Architetti Pianificatori Paesaggisti e Conservatori, Consiglio Nazionale degli Ingegneri, Consiglio Nazionale dei Geometri e Geometri Laureati, Consiglio Nazionale Geologi.

L'ACADEMY prevede 35 lezioni, ognuna in grado di riconoscere 3 crediti formativi grazie alla collaborazione dei Consigli Nazionali delle Professioni e agli Ordini territoriali.