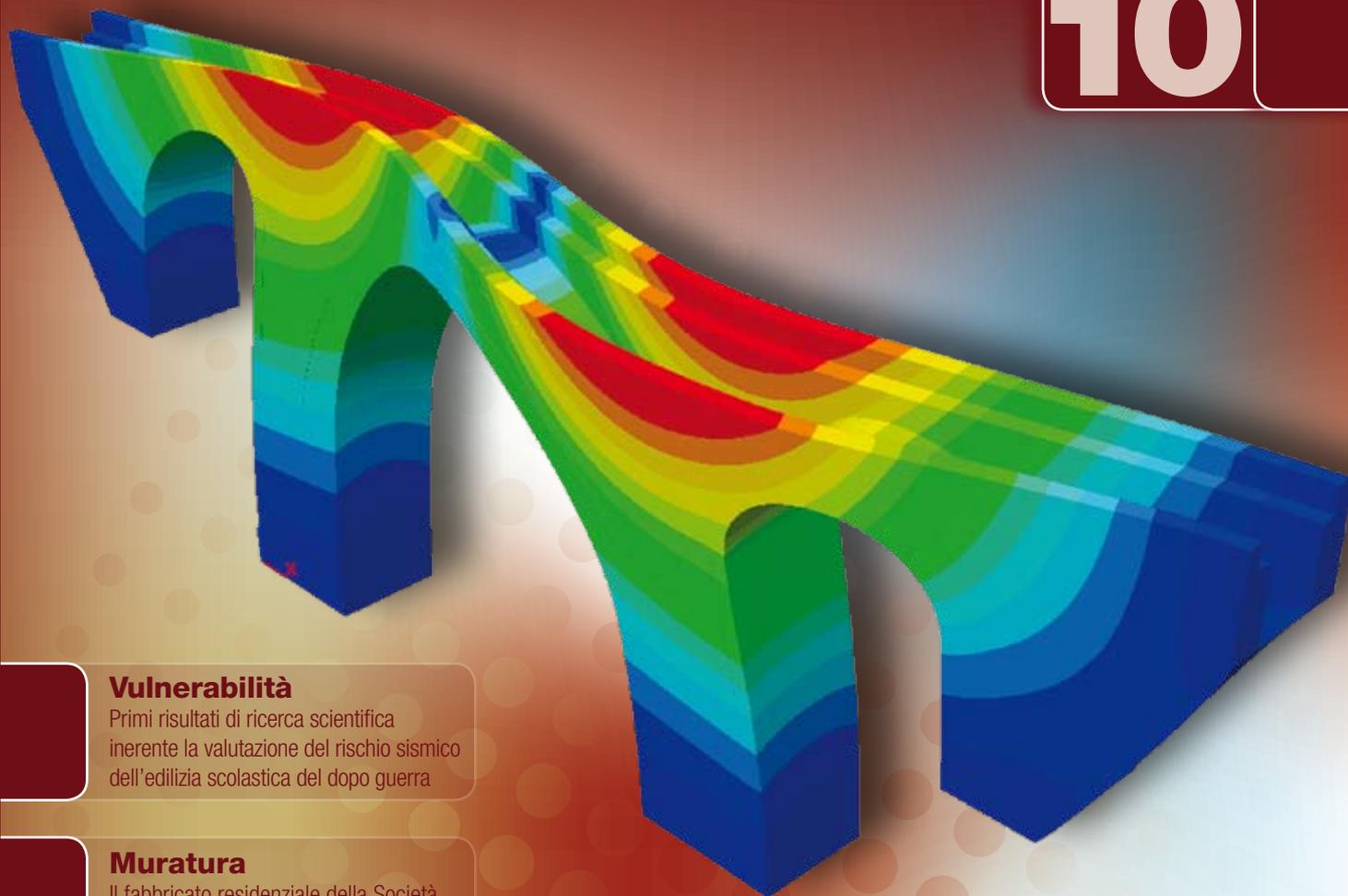


STRUCTURAL MAGAZINE DI INGEGNERIA STRUTTURALE MODELING

www.structural-modeling.it

numero

10



Vulnerabilità

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

Muratura

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

Prefabbricati CA

Comportamento a taglio di travi in C.A. con giunti impermeabili

Muratura

Vulnerabilità sismica di Ponti in Muratura

Visita il sito



numero 10

Sommario

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

Stefano Lenci, Enrico Quagliarini, Francesco Clementi, Francesco Latini

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

Ing. Corrado Prandi

14 Comportamento a taglio di travi in C.A. con giunti impermeabili

Sara Cattaneo, Francesca Giussani, Politecnico di Milano

24 Vulnerabilità sismica di Ponti in Muratura

Ing. C. Tuzza, Ing. P. Segala

Editoriale



Le analisi numeriche "pagano"?

Negli ultimi anni l'entrata in vigore di Norme Tecniche e Eurocodici, assieme all'aumento delle zone sismiche in virtù della nuova classificazione sismica del territorio italiano, hanno comportato un aumento della complessità dei calcoli strutturali. I modelli tridimensionali sono diventati di fatto obbligatori e le analisi nonlineari stanno diventando gioco forza indispensabili.

Tuttavia non è necessariamente vero che modellazioni più complesse siano "pagate" quanto dovrebbero. La Norma da sola non basta.

Un ruolo importante sul "valore" delle analisi lo gioca il tipo di modellazione e quanto "automatizzata" tale modellazione può diventare. Le modellazioni complesse, 3D e nonlineari, possono essere rese "facili" ed "automatiche" dai software portando ad una banalizzazione dei problemi numerici e ad una sottovalutazione dei fenomeni reali.

Questa "banalizzazione" è una preoccupazione delle Istituzioni che in Italia legiferano, oltre che di varie Associazioni internazionali di ingegneri che si pongono il problema della qualità del software e della qualità delle analisi numeriche.

Infatti qualcosa si sta muovendo. Negli ultimi due anni abbiamo assistito ad una serie di iniziative, che qui vi raccontiamo, che dovrebbero portare acqua al mulino della qualità delle analisi, facendo emergere gli ingegneri strutturalisti più preparati e selezionando un mercato e facendo emergere il valore delle consulenze.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha espresso interesse per la proposta della Commissione Software di Ingegneria Sismica Italiana circa la creazione di Linee Guida per la corretta modellazione ed analisi numerica delle strutture. La Commissione Software ISI attende la revisione delle norme tecniche (attesa entro quest'anno, oltre alla nomina del nuovo Presidente Cons.Sup.LL.PP. dopo l'ottimo lavoro del Prof. Karrer che ha aperto alla partecipazione delle Associazioni) per poi iniziare a lavorare assieme alle Istituzioni su questo argomento con l'intento di determinare i requisiti minimi per fornire calcoli strutturali ben posti e ben svolti. Sempre nel segno di una modellazione numerica di qualità, la Commissione Software di ISI ha intrapreso un lavoro di ricerca con Assobeton, l'associazione dei produttori di prefabbricati, con la quale si sta lavorando al problema della corretta analisi degli effetti del secondo ordine nelle azioni sismiche e della corretta modellazione dei prefabbricati per considerare il comportamento globale dinamico di strutture quali i capannoni. Anche in tale caso la speranza è di portare tale lavoro all'attenzione delle Istituzioni.

ISI si è recentemente spesa a favore di una Classificazione della Vulnerabilità sismica dei fabbricati: analogamente a quanto fatto per la Classificazione Energetica, chiediamo che si consideri una procedura numerica che permetta di identificare tale classificazione, anche al fine di quantificare i miglioramenti a seguito di lavori. Tale procedura sarà affidata ai professionisti e il relativo onorario potrebbe ricadere, per analogia, nella Verifica Sismica e Interpretazione delle Prove, di cui al DM 140 del 20/7/2012. Abbiamo trovato il Governo Letta ed il Ministro Lupi molto attenti alla questione e ci aspettiamo novità in questo settore.

Infine NAFEMS, Associazione indipendente per la qualità ed affidabilità delle analisi numeriche, ha rilanciato l'attività in Italia con un Gruppo di Lavoro sull'Analisi Sismica che sta impegnandosi alla redazione di Linee Guida per la Corretta Modellazione Numerica per Strutture Soggette ad Azioni Sismiche che sarà anticipata da un breve documento dedicato alla corretta modellazione per le analisi numeriche Push Over. Anche in questo caso l'intenzione del Gruppo NAFEMS è di portare questi due documenti all'attenzione delle Istituzioni.

Ing. Paolo Segala

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

Agenda

Formazione Continua: "Dall'Ingegnere all'Analista qualificato"

19 Settembre 2013

Fornace Morandi

Via Fornace Morandi, 24 Padova

<http://www.cspfea.net/shop/formazione/ingegneria/evento61.html>

LA PROGETTAZIONE DI EDIFICI IN LEGNO CON L'AUSILIO DI MODELLI NUMERICI

Prof. Ing. Roberto Scotta

Per informazioni segreteria@cspfea.net

www.cspfea.net/formazione_continua.php

Corsi CSPFea

26 Settembre 2013 - Este

AVVIAMENTO AL'USO DI MIDAS/GEN

Novità 2013 Anche live streaming

<http://www.cspfea.net/shop/formazione/ingegneria/evento111.html>

27 Settembre 2013 - Este

VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI E MURATURA E C.A.

Novità 2013 Anche live streaming

<http://www.cspfea.net/shop/formazione/ingegneria/evento112.html>

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:





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

vulnerabilità

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

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

1. Oggetto

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

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

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

2. Descrizione generale dell'opera

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

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

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

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

3. Caratteristiche materiali impiegati

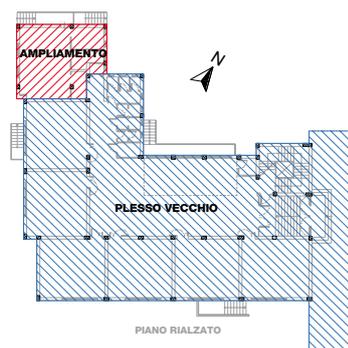
Nel plesso vecchio sono state fatte prove di caratterizzazione dei materiali, che hanno portato l'impiego nel modello di valori di resistenze del calcestruzzo differenti per ogni elevazione sia per le travi che per i pilastri, mentre per l'acciaio è stato considerato

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

4. Azione sismica

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

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



Tab. 2. 1:
Caratteristiche principali dell'edificio.

Figura 2. 1:
Pianta della seconda elevazione. In blu in plesso vecchio e in rosso l'ampliamento.

5. Modellazione della struttura

Per quanto riguarda il plesso vecchio (Figura 5.1 a) si è adottata un'analisi statica non lineare. La struttura è supposta incastrata alla base in corrispondenza delle fondazioni, i solai sono considerati flessibili nel loro piano [cfr. 7.2.6 NTC2008]. Si è utilizzato il software Midas Gen 2012 vs. 3.1 che adotta il modello a plasticità concentrata, con cerniere plastiche a flessione e a taglio secondo la formulazione prevista dall'EC8. Le verifiche globali sono effettuate tramite pushover mentre le verifiche locali eseguite in termini di rotazione rispetto

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

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

Tab.4.1:
Parametri sismici scuola

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

Grafico. 4.1:
Spettro elastico SLV

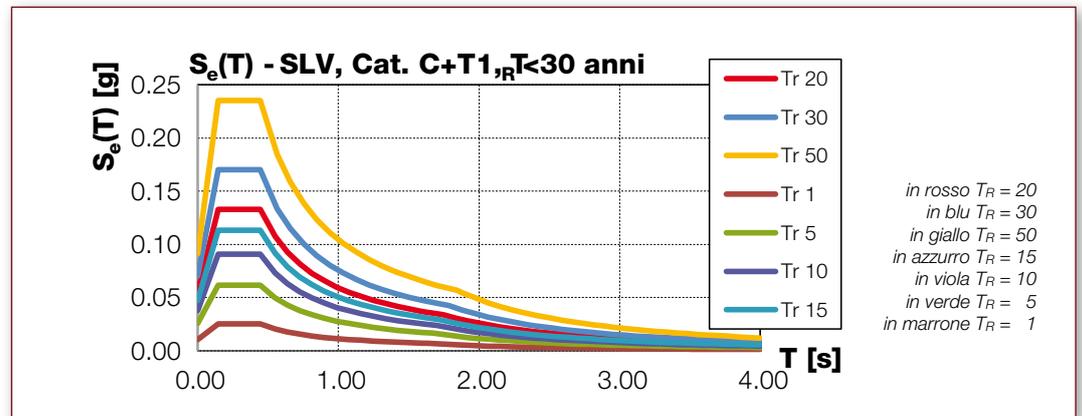
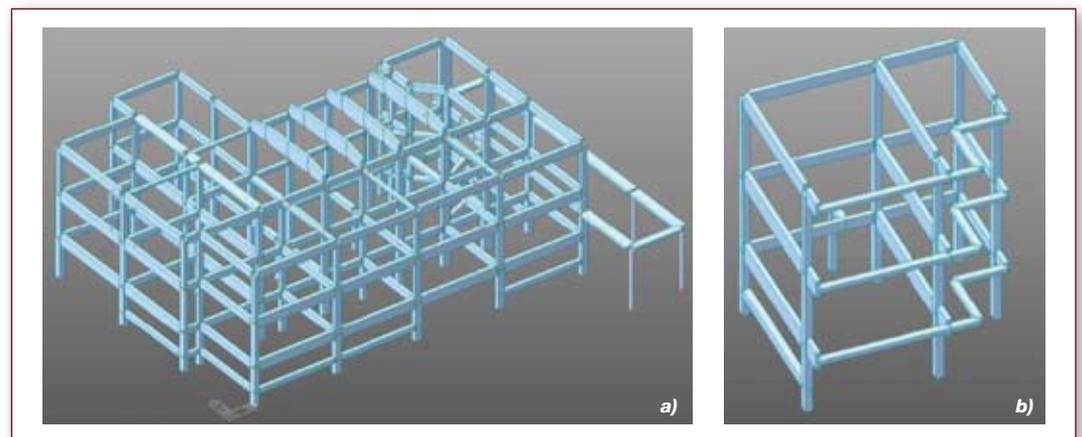


Figura 5.1:
a) Vista 3D del modello riguardante il plesso vecchio;
b) Vista 3D del modello riguardante l'ampliamento.



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

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

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

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

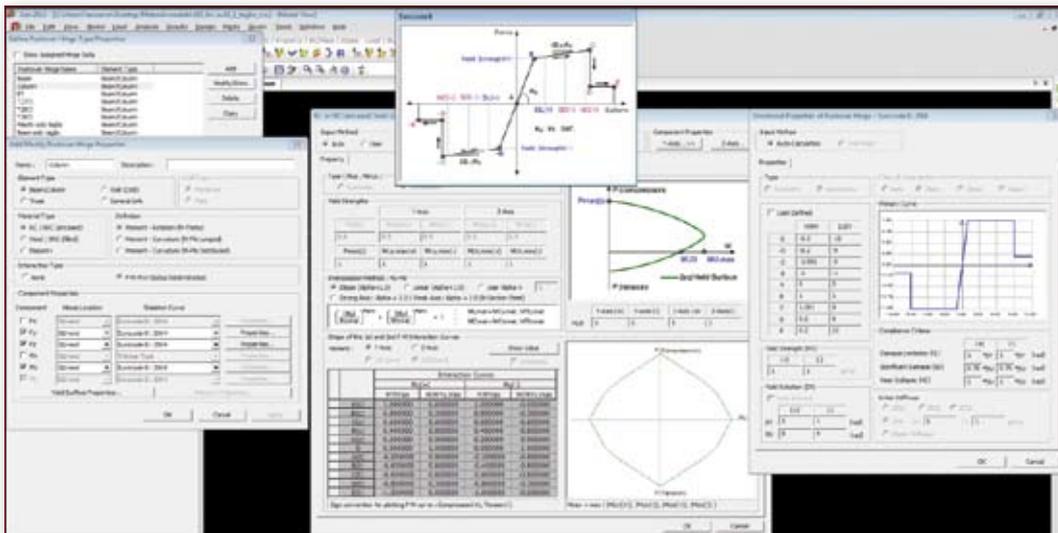


Figura 5.2: Cerniera di interazione a pressoflessione deviata.

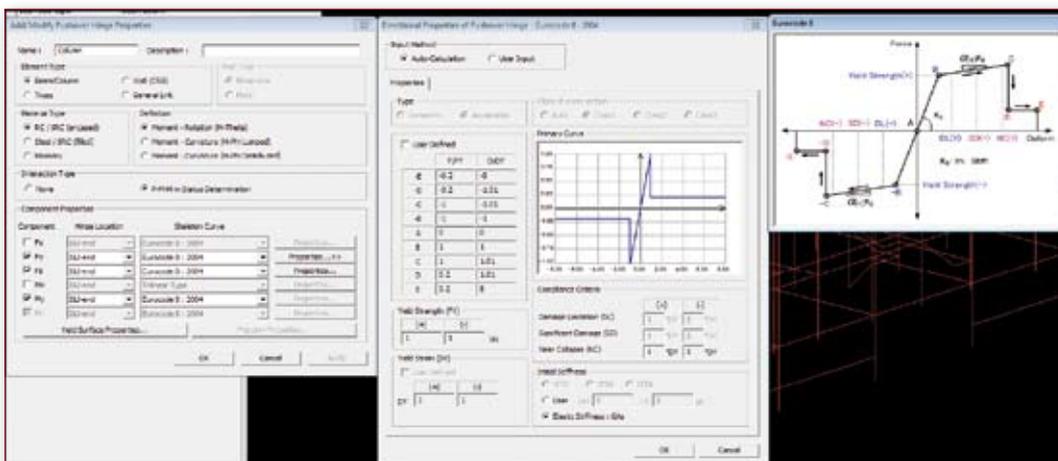


Figura 5.3: Cerniera a taglio.

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

5.1 Analisi dinamica lineare con spettro di progetto

Tale analisi è stata adottata per l'ampliamento. Poiché si tratta di un'analisi dinamica lineare non ci sono particolari controlli dei requisiti di ammissibilità del metodo. L'impalcato è deformabile nel proprio piano e per questo risulta non applicabile l'eccentricità accidentale. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi si è utilizzata una combinazione quadratica completa, i.e. CQC. Gli elementi duttili sono stati verificati con $q=2$ mentre gli elementi fragili con $q=1.5$.

5.2 Analisi statica non lineare (pushover)

Sono state eseguite 8 analisi pushover nel solo

plesso vecchio poiché non sono stati applicati gli effetti torsionali accidentali per la presenza del piano deformabile.

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

1. Distribuzione principale:

proporzionale alla distribuzione dei taglio di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare a patto che il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C . L'applicazione di questa distribuzione è possibile, per la nuova bozza delle NTC2012, a qualsiasi tipo di struttura (regolare o non) a prescindere dal periodo della struttura.

2. Distribuzione secondaria:

uniforme proporzionale alle masse di piano.

6. Indice di rischio (I_R)

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

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

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

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

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

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

L'indicatore di rischio è definito in base al rapporto tra i periodi di ritorno di Capacità $T_{R,C}$ e di Domanda $T_{R,D}$ i quali, per non restituire valori fuori scala

rispetto a quelli ottenibili col rapporto fra le accelerazioni, va elevato alla 0.41:

$$I_{R_SL} = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0.41} \quad (6.1)$$

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

1. elementi/meccanismi duttili in termini di resistenza flessionale allo SLV;
2. elementi/meccanismi fragili in termini di resistenza a taglio e a trazione-diagonale e com-

pressione diagonale per i nodi, entrambi allo SLV.

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

7. Conclusioni

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

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

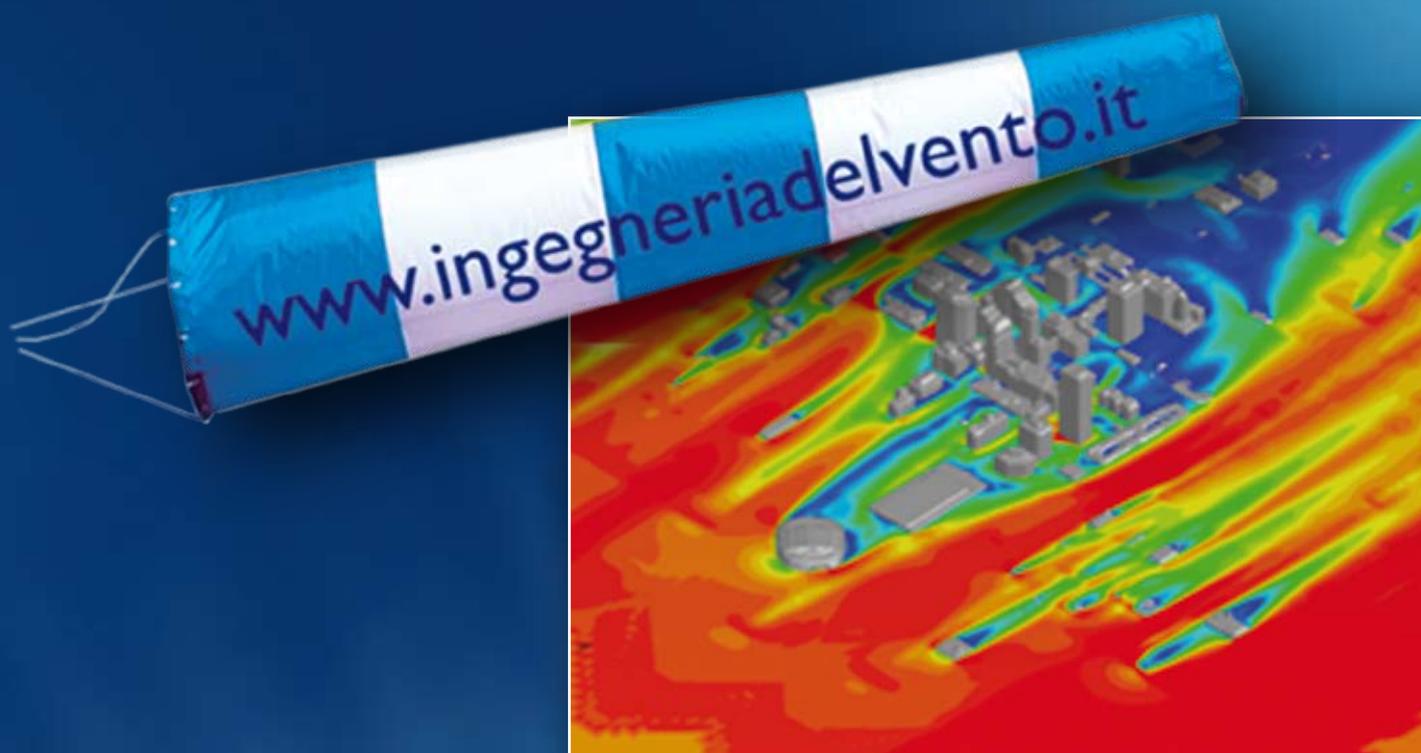
I risultati principali che si evincono dall'analisi modale con spettro di risposta effettuata sull'ampliamento vede una struttura discretamente sollecitata nei vari elementi, duttili e fragili, con una ridotta capacità di ridistribuire i carichi a seguito di plasticizzazioni vista la presenza di numerosi elementi a sbalzo.

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

cspfea



Supporto, Sviluppo e Distribuzione
Software per l'Ingegneria



Le soluzioni adeguate ad affrontare la tematica del vento
e dei fluidi nei tre campi di applicazione:

- Urbanistica e comfort
- Galleria del vento virtuale
- Efficienza energetica e comfort indoor

Saremo presenti al **SAIE 2013** al Padiglione 32
con questa importante novità!



www.ingegneriadelvento.it



Ing. Corrado Prandi

muratura

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

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

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

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

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

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

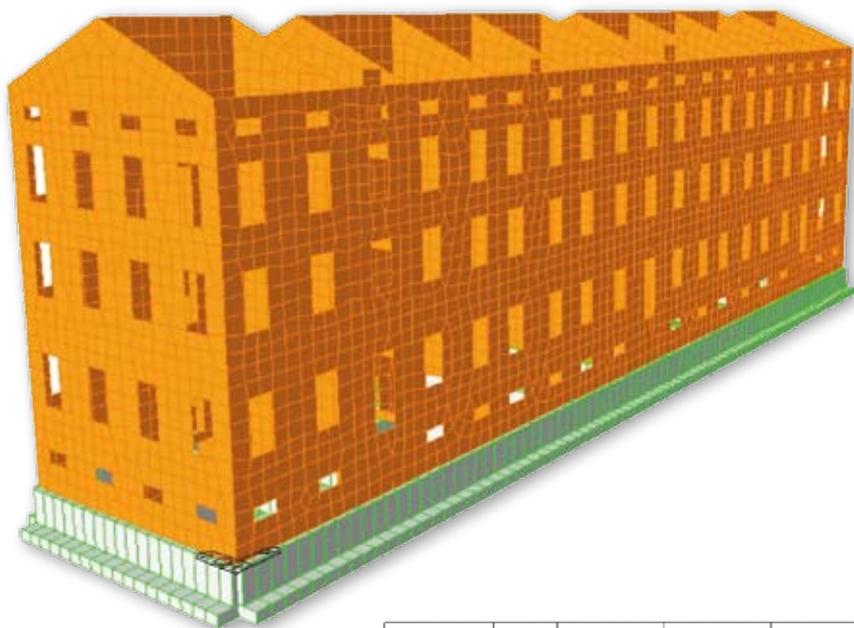
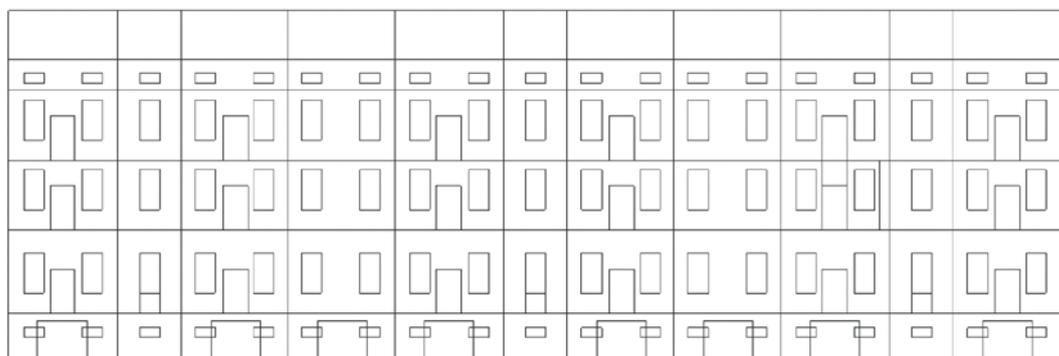


Immagine 1:
Modello

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

Immagine 2:
Aste temporanee per la suddivisione della mesh



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

costanti elastiche rilevate nel terreno nell'area della costruzione.

Al materiale muratura è stato attribuito un modulo elastico pari 15.000 daN/cm^2 , un coeff. di Poisson pari a 0,3 ed una densità pari a 1800 daN/m^3 .

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

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

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

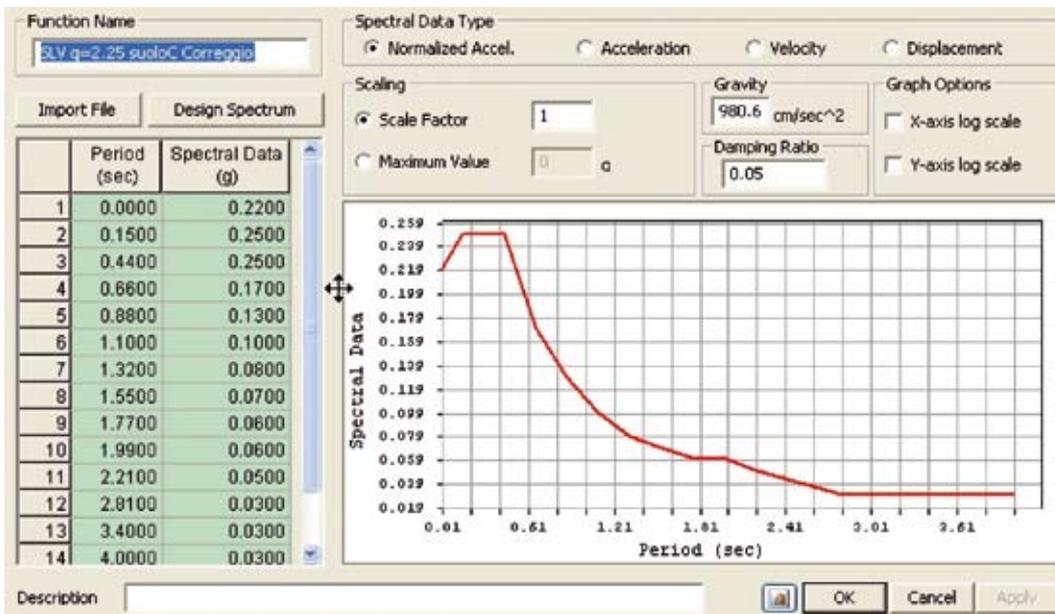


Immagine 3: Spettro di progetto per SLV, per terreno C, ottenuto dal corrispondente spettro elastico scalato per $q=2,25$

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

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

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

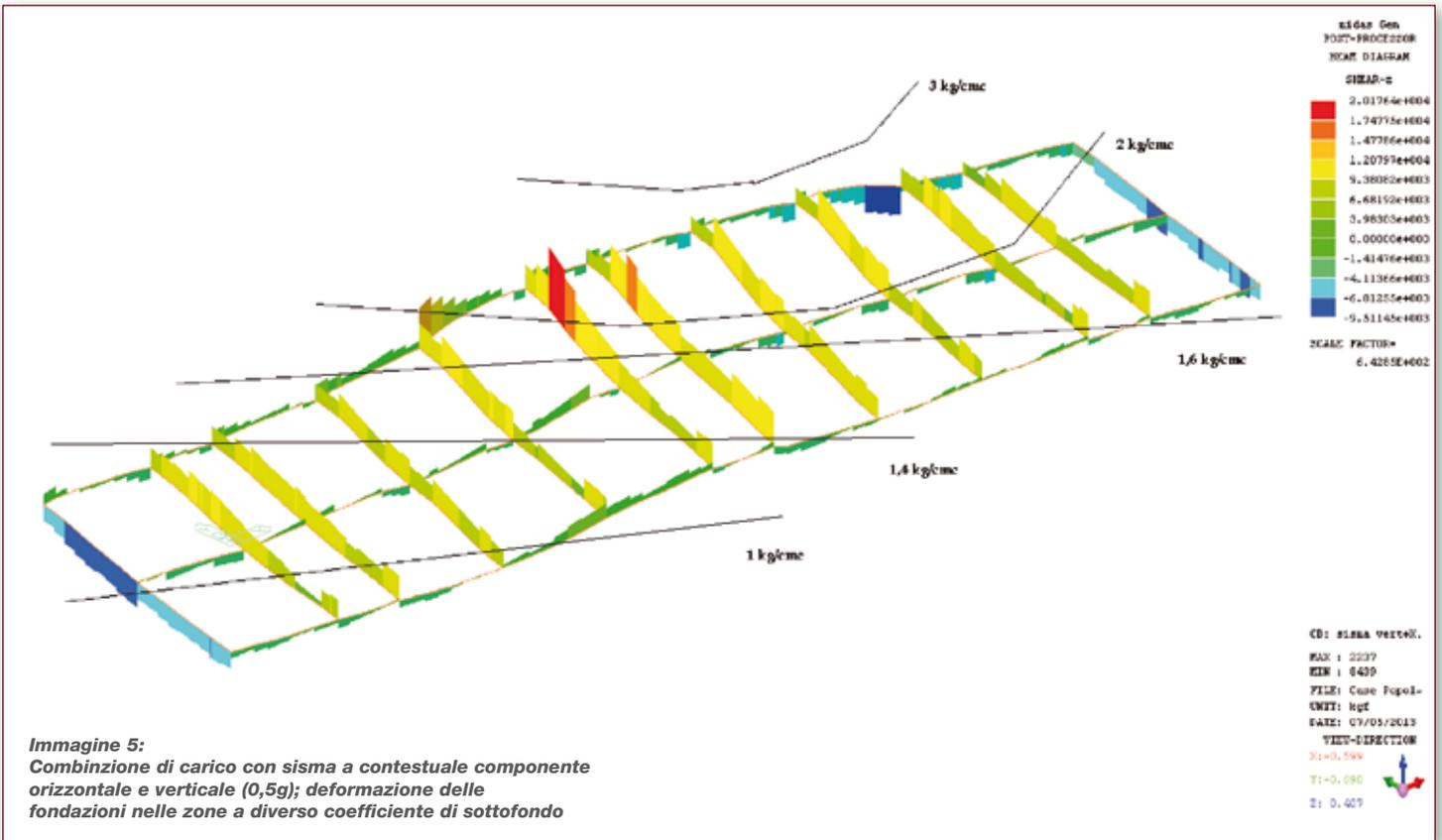


Immagine 5:
 Combinazione di carico con sisma a contestuale componente orizzontale e verticale (0,5g); deformazione delle fondazioni nelle zone a diverso coefficiente di sottofondo

L'intervento in progetto per la riduzione della vulnerabilità del fabbricato, ha previsto la cerchiatura con piatti metallici di tutte le aperture e l'affiancamento di cordoli in cemento armato alle fondazioni esistenti, tra loro reciprocamente connessi. I piatti di cerchiatura sono stati modellati con corrispondenti beam disposte tra i nodi compresi nel perimetro delle aperture; le fondazioni sono state modellate alla base degli elementi plate costituenti le pareti, disponendo tra i nodi beam su suolo

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

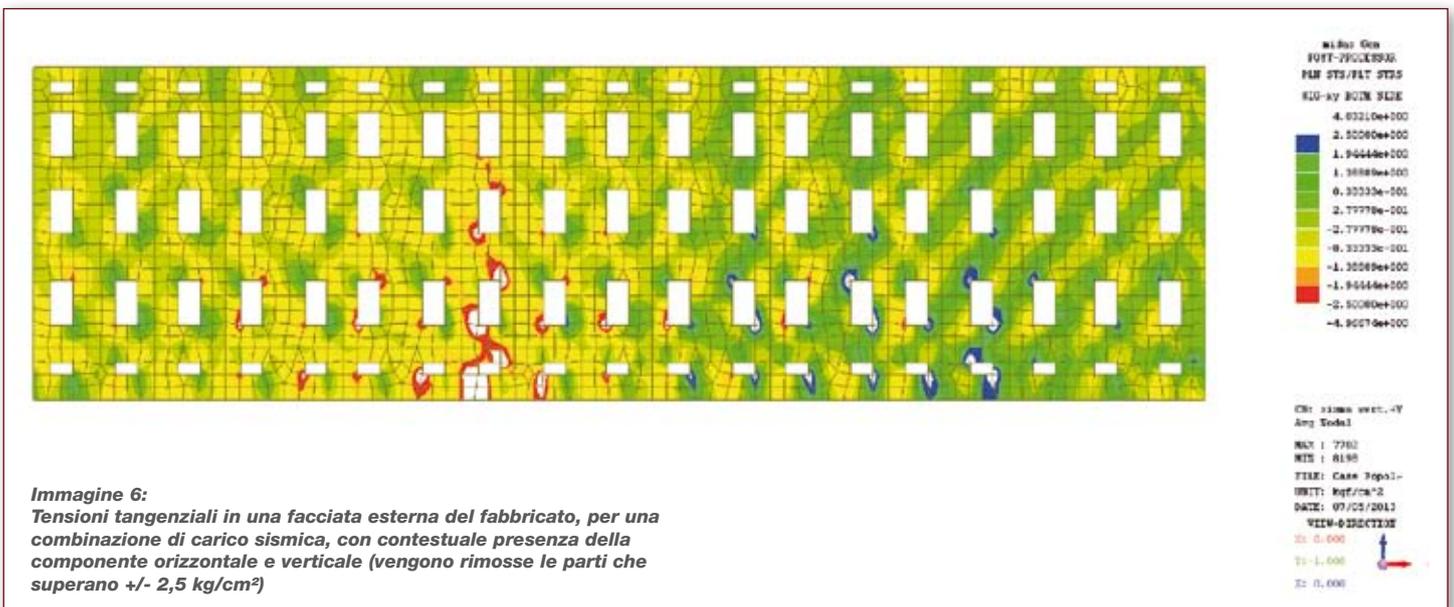


Immagine 6:
 Tensioni tangenziali in una facciata esterna del fabbricato, per una combinazione di carico sismica, con contestuale presenza della componente orizzontale e verticale (vengono rimosse le parti che superano +/- 2,5 kg/cm²)

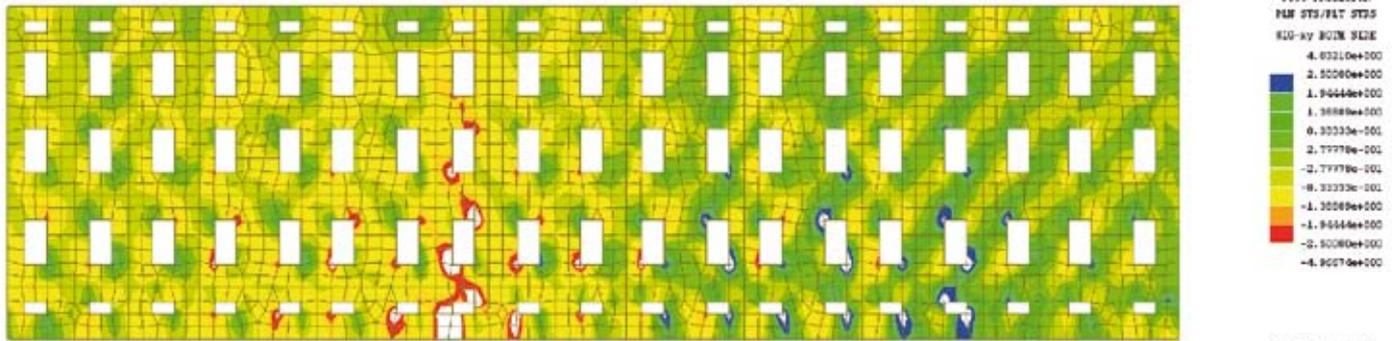


Immagine 7:
Tensioni tangenziali in una facciata esterna del fabbricato, per una combinazione di carico sismica, con contestuale presenza della componente orizzontale e verticale (vengono rimosse le parti che superano +/- 2,5 kg/cm²), con modellazione degli interventi di riduzione della vulnerabilità

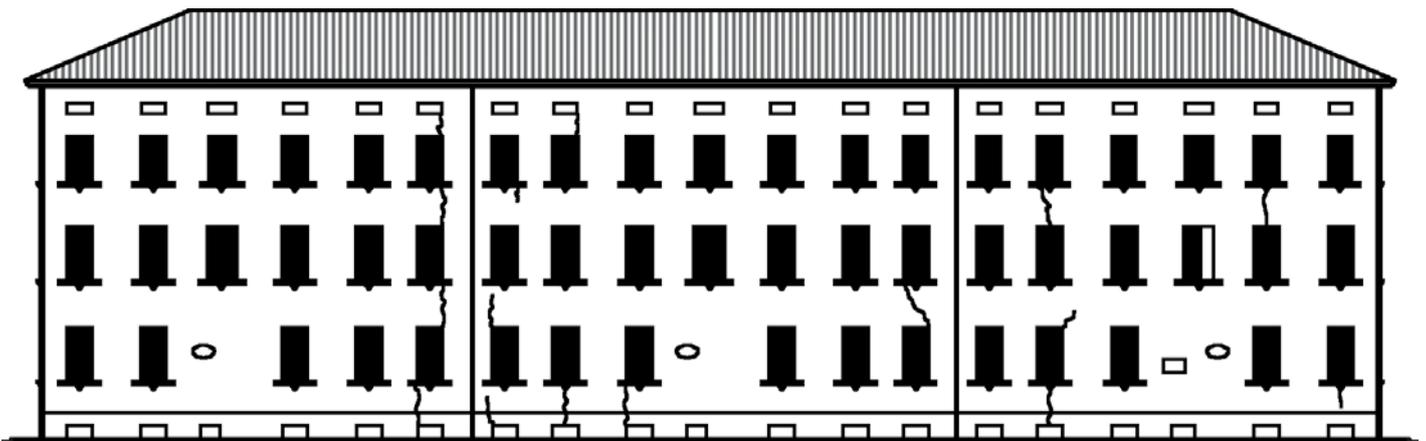


Immagine 8:
Rilievo del quadro fessurativo dell'immobile a seguito dei recenti eventi sismici

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

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

cspfea



ONLINE SHOP



È attivo lo SHOP ON LINE CSPFea

Acquista libri, abbonamenti e documenti comodamente da casa tramite

PayPal™

PROVALO ORA

www.cspfea.net/shop

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



CSPFea



@cspfea



supporto03



CSPFea



Sara Cattaneo
Francesca Giussani
 Politecnico di Milano

prefabbricati C.A.

Comportamento a taglio di travi in C.A. con giunti impermeabili

Introduzione

La durabilità è ormai diventata un requisito essenziale per ogni struttura come strumento per migliorare la sostenibilità ambientale. Tra i fattori che influiscono notevolmente sulla durabilità di un'opera in calcestruzzo armato vi è la permeabilità. Un'elevata permeabilità è infatti un possibile veicolo di agenti aggressivi a cui può conseguire una prematura perdita di funzionalità della struttura. Sono stati quindi sviluppati calcestruzzi impermeabili, ma quando si realizzano strutture di grandi dimensioni (come solette o fondazioni) si assiste alla nascita di fessure dovute al ritiro o a effetti termici ([1], [2]) attraverso cui si verifica la risalita dell'acqua. Il problema viene generalmente risolto [3] eseguendo getti in tempi successivi oppure utilizzando giunti speciali con la funzione di innescare fessure in posizioni prestabilite, opportunamente impermeabilizzate.

Un'elevata permeabilità è infatti un possibile veicolo di agenti aggressivi...

Poiché il giunto introduce una discontinuità negli elementi strutturali, si potrebbero presentare problemi nella trasmissione delle forze di taglio e, soprattutto in caso di elementi con medio/alto rapporto geometrico di armatura, si potrebbe arrivare ad una prematura crisi per taglio.

Si descrive nel seguito una campagna sperimentale condotta per investigare l'influenza del quantitativo di armatura sulla portanza di travi sollecitate principalmente a taglio in presenza o meno di giunti. In particolare si sono utilizzati i giunti impermeabili mostrati in Figura 1, prodotti da una società svizzera. I giunti vengono introdotti in direzione verticale, aderendo ai due getti, e l'impermeabilità è garantita dall'iniezione di una resina espansiva attraverso il dotto mediano.

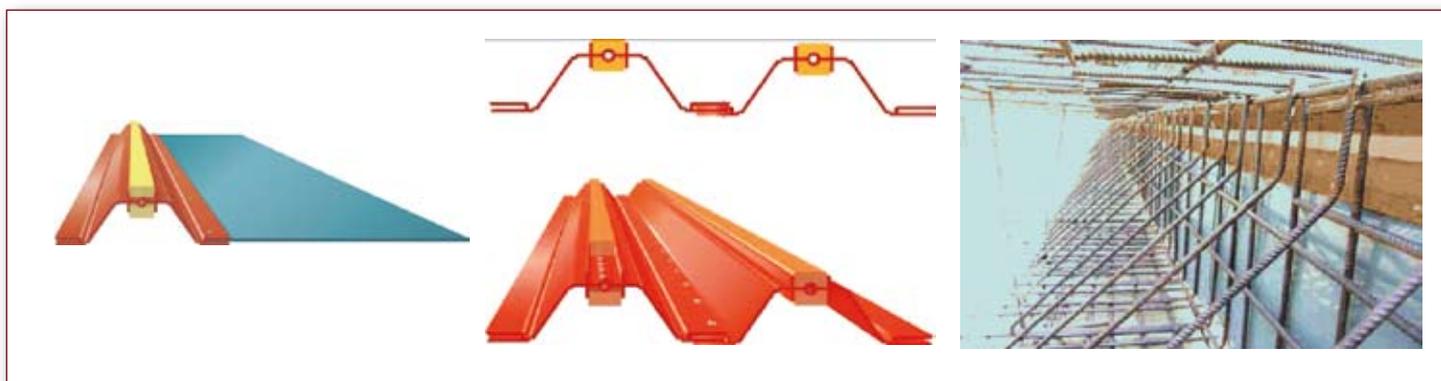


Figura 1:
 Giunto singolo e doppio e posizionamento in una soletta di fondazione

Programma sperimentale

Per lo svolgimento della campagna sperimentale, si sono confezionate 24 travi aventi diversi rapporti geometrici di armatura (minimo, 0.5% e 1% circa), in presenza di giunti singoli, doppi, di semplice ripresa di getto e senza giunti. Il calcestruzzo utilizzato può essere considerato di classe C28/35 (al momento delle prove aveva una resistenza cubica media di 44 MPa). Le tensioni di snervamento e ultima delle barre sono risultate invece rispettivamente pari a 534 MPa, 641 MPa per le barre Φ 16 e 489 MPa, 586 MPa per le barre Φ 24. Le travi avevano una sezione di (35x50)cm e una

lunghezza di 400 cm, l'armatura longitudinale consisteva in barre di diversi diametri (Φ 12 mm, Φ 16 mm, Φ 24 mm) e quella trasversale, disposta solo nella parte meno sollecitata a taglio, in staffe Φ 8 mm a passo 15 cm (Figura 2).

Le travi con barre Φ 12 mm presentano il quantitativo minimo di armatura prescritto dalla norma [2], quelle con barre Φ 16 mm e Φ 24 mm hanno un rapporto geometrico di armatura rispettivamente pari a circa 0.5% e 1%. Per ogni tipo di travi sono stati testati due campioni, come riportato in Tab. 1.

Trave	N. travi	Armatura longitudinale	Proprietà
12-REF	2	2 Φ 12 sup e inf + 2 Φ 12 sup e inf fuori dalla zona di carico	Senza giunto (trave di riferimento)
12-SJ	2	2 Φ 12 sup e inf + 2 Φ 12 sup e inf fuori dalla zona di carico	Giunto singolo
12-BJ	2	2 Φ 12 sup e inf + 2 Φ 12 sup e inf fuori dalla zona di carico	Ripresa di getto
12-DJ	2	2 Φ 12 sup e inf + 2 Φ 12 sup e inf fuori dalla zona di carico	Giunto doppio
16-REF	2	4 Φ 16 sup e inf	Senza giunto (trave di riferimento)
16-SJ	2	4 Φ 16 sup e inf	Giunto singolo
16-BJ	2	4 Φ 16 sup e inf	Ripresa di getto
16-DJ	2	4 Φ 16 sup e inf	Giunto doppio
24-REF	2	4 Φ 24 sup e inf	Senza giunto (trave di riferimento)
24-SJ	2	4 Φ 24 sup e inf	Giunto singolo
24-BJ	2	4 Φ 24 sup e inf	Ripresa di getto
24-DJ	2	4 Φ 24 sup e inf	Giunto doppio

Tab. 1: Proprietà geometriche delle travi

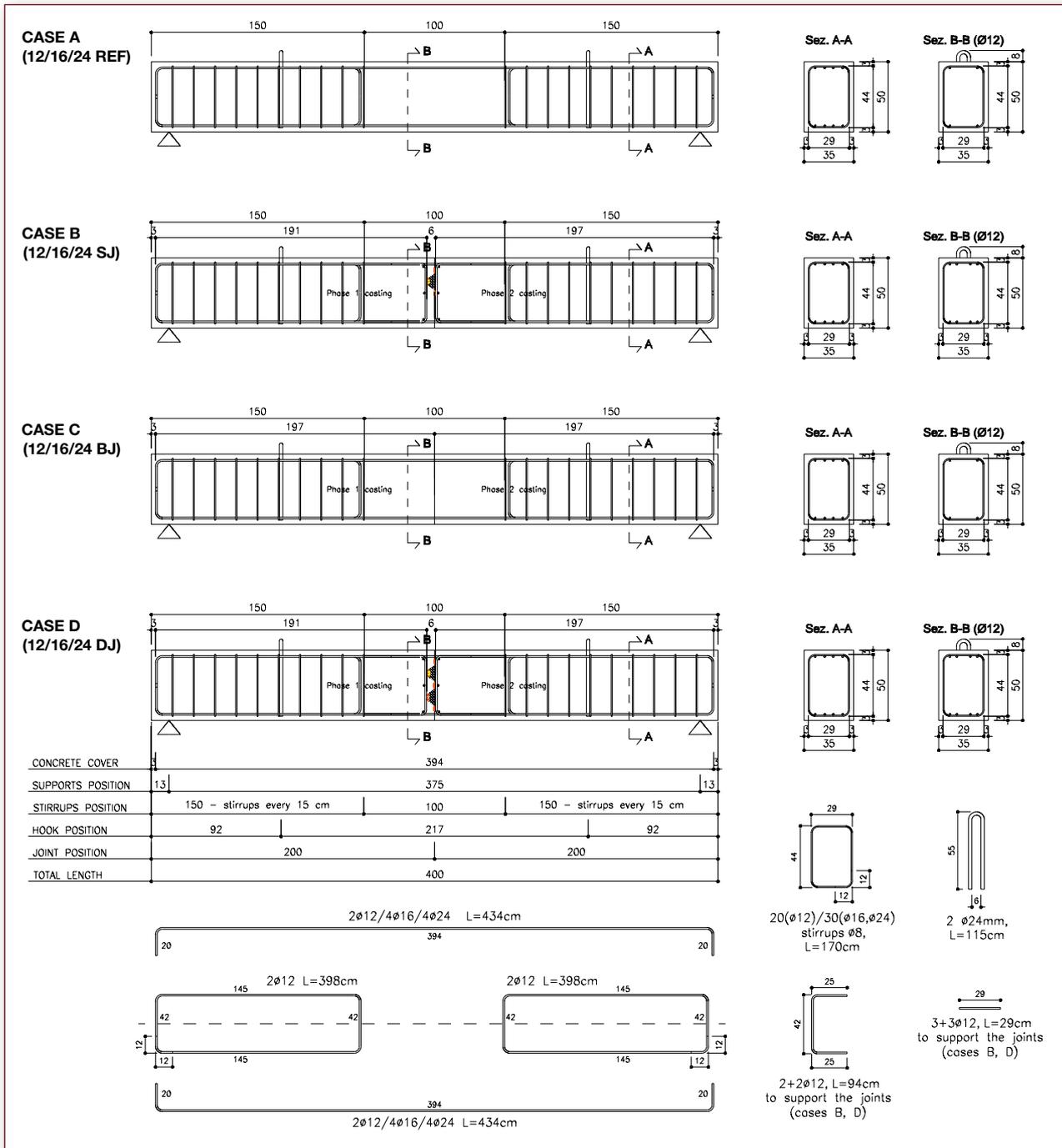


Figura 2: Geometria e armature delle travi

Lo schema di prova riflette quello proposto dal codice ASTM C1469 (Figura 3), con taglio massimo e momento nullo in mezzera, dove sono stati posizionati i giunti e la ripresa di getto. Si sono monitorati gli spostamenti relativi nella

zona centrale delle travi (un'area di (100x50) cm) mediante trasduttori di spostamento, secondo lo schema di Figura 4, il carico e lo spostamento dell'attuatore (stroke).

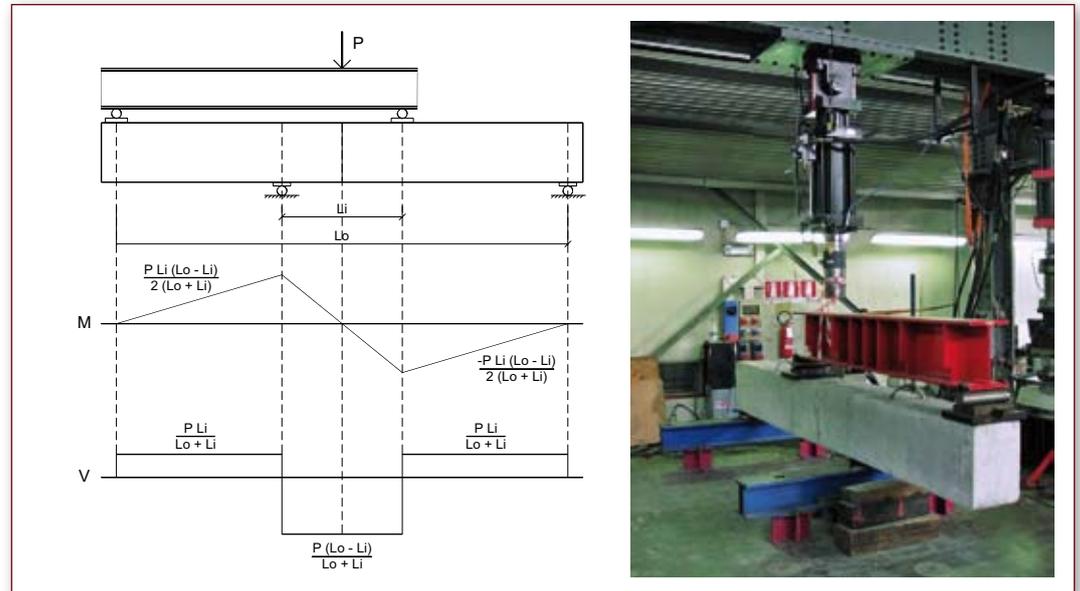


Figura 3: Configurazione delle prove

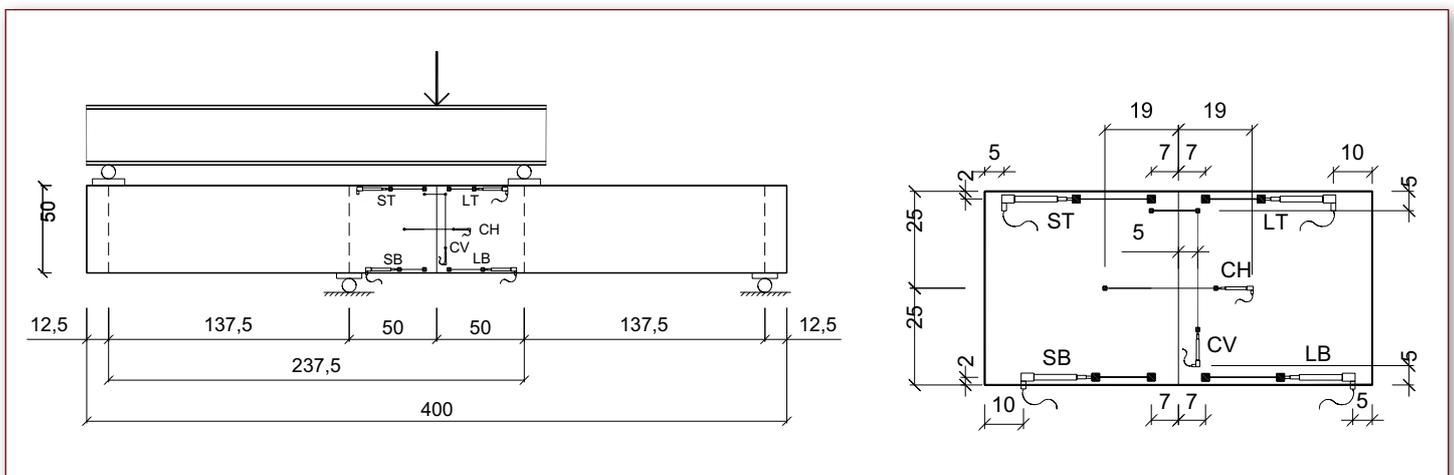


Figura 4: Disposizione dei trasduttori

Risultati sperimentali

I risultati in termini di carico, taglio, momento massimi e momento di fessurazione sono riportati per ogni trave in Tab. 2, insieme al tipo di rottura e al tipo di prima fessurazione. Le medie e i coefficienti di variazione del taglio e del momento massimi e del momento di fessurazione sono invece riportati in Tab. 3. I valori di carico, taglio e momento massimi delle travi con armatura $\Phi 12$ (in corsivo nelle tabelle) sono valori indicativi perché le prove in molti casi sono state interrotte prima

del picco per evitare rotture improvvise causate dalla rottura dell'armatura tesa.

Durante le prove si sono evidenziati tre tipi di collasso, sostanzialmente associati al quantitativo di armatura longitudinale:

- collasso a flessione associato allo snervamento dell'armatura longitudinale (M);
- collasso per taglio associato allo snervamento dell'armatura longitudinale (V+M);
- collasso per taglio (V).

Trave	Provino	Carico massimo (kN)	Taglio massimo V_{max} (kN)	Momento massimo M_{max} (kNm)	Momento di fessurazione M_{cr} (kNm)	Collasso	Prima fessura
12-REF	1	232.84	134.80	67.40	48.52	M	M
	2	244.04	141.29	70.64	49.53	M	M
12-SJ	1	223.44	129.36	64.68	40.56	M	M
	2	231.72	134.15	67.08	42.59	M	M
12-BJ	1	229.67	132.96	66.48	55.53	M	M
	2	232.72	134.73	67.36	51.69	M	M
12-DJ	1	221.08	127.99	64.00	47.82	M	M
	2	217.09	125.69	62.84	30.14	M	M
16-REF	1	662.23	383.40	191.70	71.33	V+M	M
	2	638.27	369.53	184.76	81.13	V+M	M
16-SJ	1	325.95	188.71	94.35	27.46	V	V
	2	313.63	181.57	90.79	60.81	V	M
16-BJ	1	660.93	382.64	191.32	73.92	V+M	M
	2	656.94	380.34	190.17	74.00	V+M	M
16-DJ	1	425.97	246.61	123.31	74.50	V	M
	2	419.19	242.69	121.34	63.96	V	M
24-REF	1	944.49	546.81	273.41	71.87	V+M	M
	2	933.04	540.18	270.09	73.71	V+M	M
24-SJ	1	386.76	223.91	111.96	101.60	V	V
	2	524.93	303.91	151.95	115.02	V	V
24-BJ	1	367.87	212.98	106.49	106.49	V	V
	2	448.63	259.73	129.87	105.09	V	V
24-DJ	1	521.82	302.11	151.05	95.20	V	M
	2	484.35	280.41	140.21	102.16	V	V

Tab. 2:
Risultati sperimentali

Tave	Media V_{max} (kN)	cv (%)	Media M_{max} (kNm)	cv (%)	Media M_{cr} (kNm)	cv r (%)
12-REF	138.05	3.32%	69.02	3.32%	49.02	1.46%
12-SJ	131.76	2.57%	65.88	2.57%	41.57	16.11%
12-BJ	133.85	0.93%	66.92	0.93%	53.61	12.29%
12-DJ	126.84	1.29%	63.42	1.29%	38.98	31.92%
16-REF	376.46	2.61%	188.23	2.61%	76.23	2.84%
16-SJ	185.14	2.72%	92.57	2.72%	44.13	7.00%
16-BJ	381.49	0.43%	190.74	0.43%	73.96	16.15%
16-DJ	244.65	1.14%	122.33	1.14%	69.23	1.14%
24-REF	543.50	0.86%	271.75	0.86%	72.79	13.76%
24-SJ	263.91	21.43%	131.96	21.43%	108.31	21.43%
24-BJ	236.35	13.99%	118.18	13.99%	105.79	13.99%
24-DJ	291.26	5.27%	145.63	5.27%	98.68	13.03%

Tab. 3:
Risultati sperimentali

Travi armate con barre $\Phi 12$

Tutte le travi hanno presentato un collasso flessionale (raggiungendo un momento flettente e un taglio decisamente maggiore di quello indicato

dall'Eurocodice 2, $M_{Rd} = 41$ kNm; $V_{Rdc} \approx 64$ kN) ed il comportamento non risulta influenzato dalla presenza di giunto (Figura 5 e Figura 6).

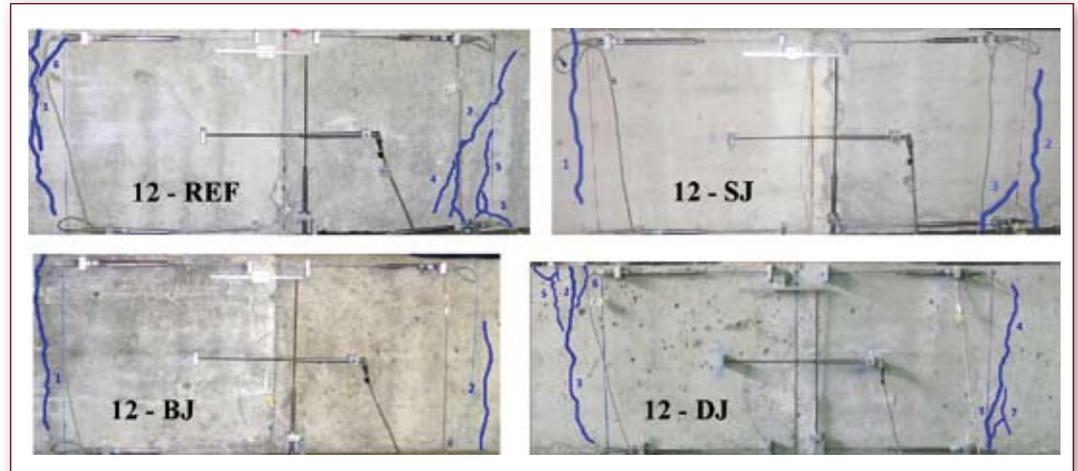


Figura 5: Quadro fessurativo delle diverse tipologie di travi $\Phi 12$ mm

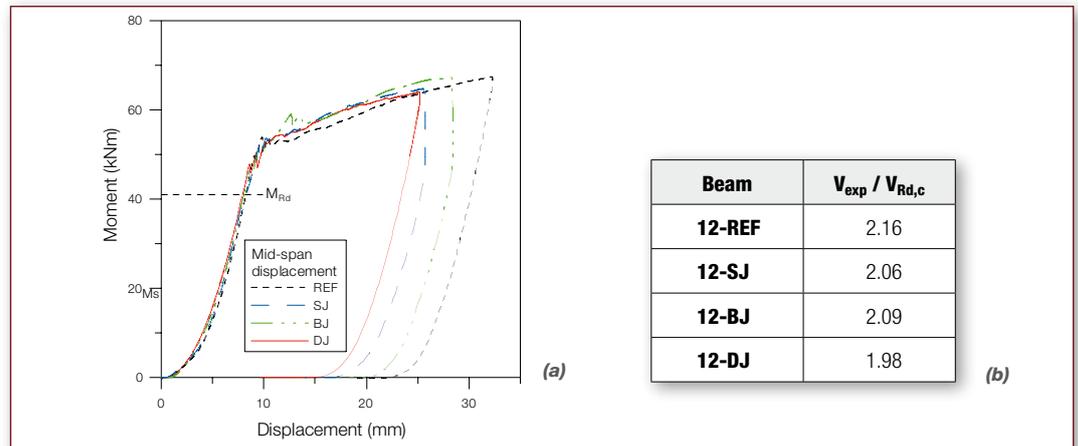


Figura 6: Curve momento-spostamento (stroke) per i diversi tipi di travi $\Phi 12$ mm (a) e rapporto massimo taglio sperimentale/capacità portante a taglio di una trave non armata a taglio (b)

Travi armate con barre $\Phi 16$

Il momento resistente prescritto dalle norme ($M_{Rd} = 134$ kNm) è raggiunto solo dalla trave di riferimento e da quella con ripresa di getto (Figura 7 e Figura 8). L'ottima prestazione di quest'ultima non ha una adeguata spiegazione teorica e po-

trebbe essere dovuta ad un getto anticipato della seconda parte che ha reso le due parti solidali. In ogni caso tutte le travi presentano una resistenza a taglio maggiore di quella prescritta dall'Eurocodice 2 ($V_{Rdc} = 77$ kN).

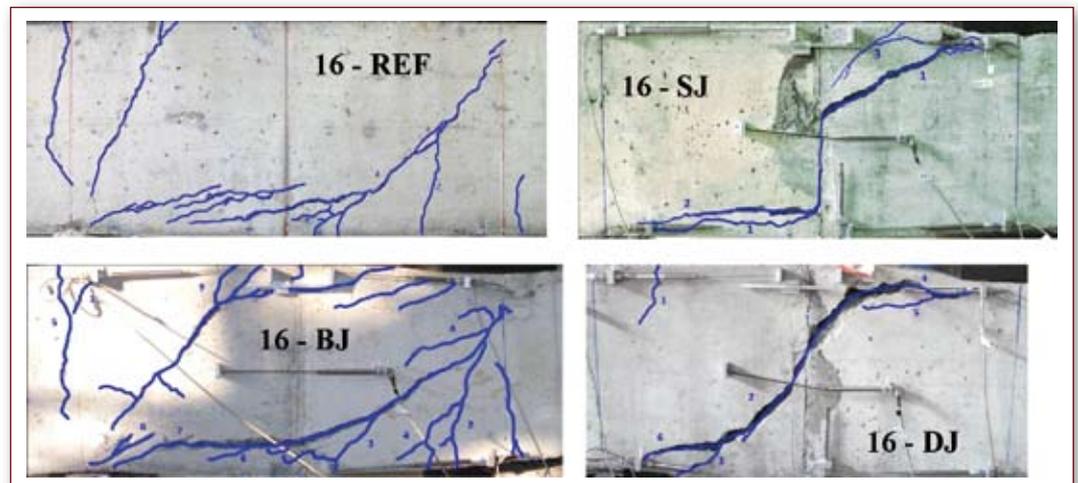


Figura 7: Quadro fessurativo delle diverse tipologie di travi $\Phi 16$ mm

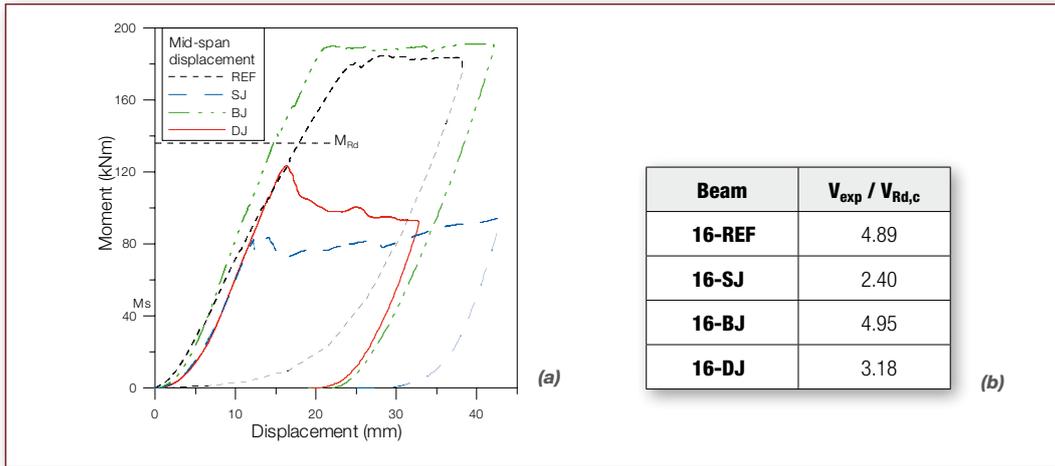


Figura 8: Curve momento-spostamento (stroke) per i diversi tipi di travi $\Phi 16$ mm (a) e rapporto massimo taglio sperimentale/capacità portante a taglio di una trave non armata a taglio (b)

Queste tipologie di travi hanno presentato tutte un collasso a taglio (Figura 9) per valori di taglio superiori rispetto alla capacità prescritta da normativa ($V_{Rd,c} = 101$ kN), raggiungendo un momento massimo minore di quello teorico ($M_{Rd} = 292$ kNm). Solo per le travi di riferimento il collasso è stato

preceduto dallo snervamento delle armature, essendo avvenuto per valori di carico decisamente maggiori rispetto a quelli delle travi discontinue. Si noti che le travi con ripresa di getto hanno mostrato le peggiori prestazioni (Figura 10), sia in termini di carico massimo che di duttilità.

Travi armate con barre $\Phi 24$

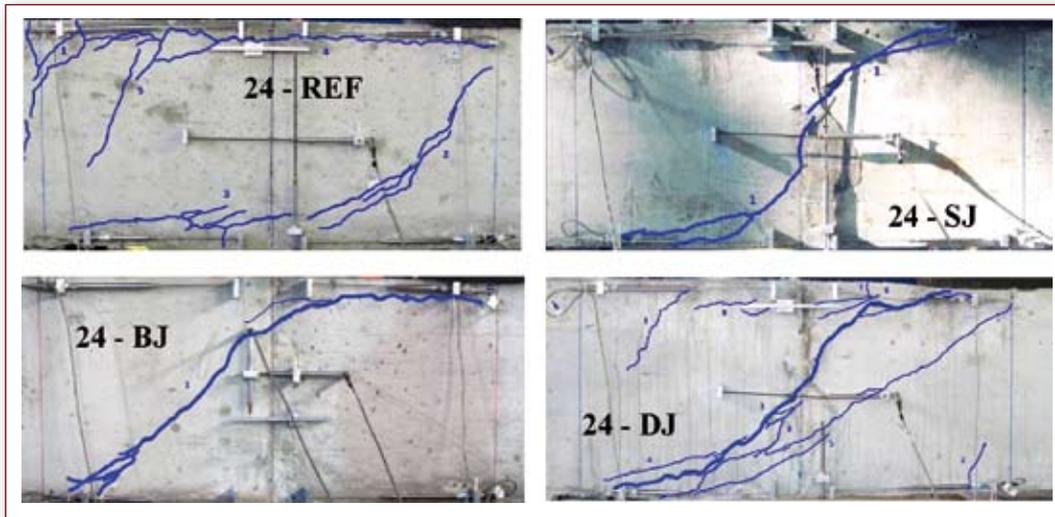


Figura 9: Quadro fessurativo delle diverse tipologie di travi $\Phi 24$ mm

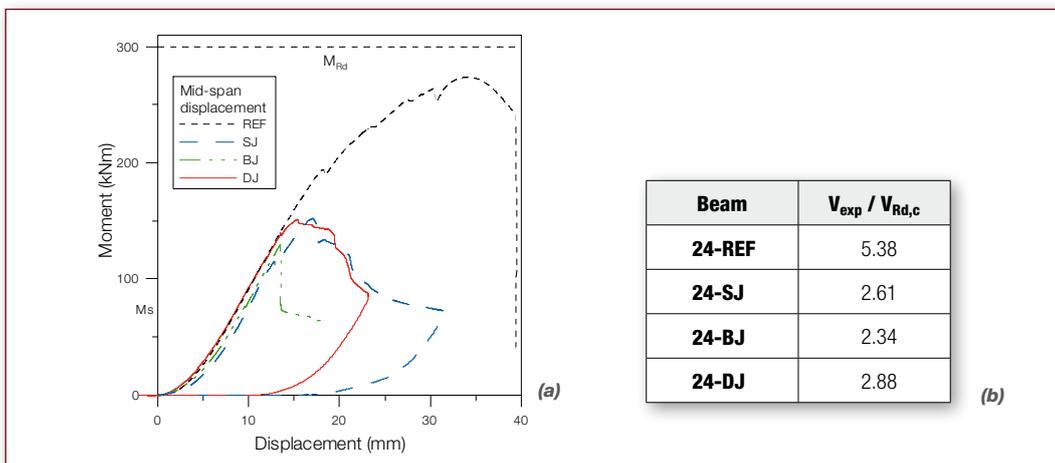


Figura 10: Curve momento-spostamento (stroke) per i diversi tipi di travi $\Phi 24$ mm (a) e rapporto massimo taglio sperimentale/capacità portante a taglio di una trave non armata a taglio (b)

Discussione

I risultati riportati sinteticamente in Figura 11 mostrano come la presenza di giunti provochi una diminuzione nel momento massimo quando si è in presenza di crisi per taglio, che risulta anticipata dalla presenza di giunti (Figura 12). In tutti i casi esaminati il taglio massimo è comunque maggiore di quello prescritto. Per quanto riguarda le travi con il quantitativo minimo di armatura, la presenza del

giunto non influenza il comportamento strutturale. Al contrario, nel caso delle travi con barre $\Phi 16$ mm e $\Phi 24$ mm la risposta delle travi con discontinuità si discosta tanto più dalla risposta della trave di riferimento quanto più alto è il rapporto geometrico di armatura. Figura 12 evidenzia chiaramente il comportamento anomalo della trave con ripresa di getto nel caso di barre $\Phi 16$ mm (travi 16-BJ).

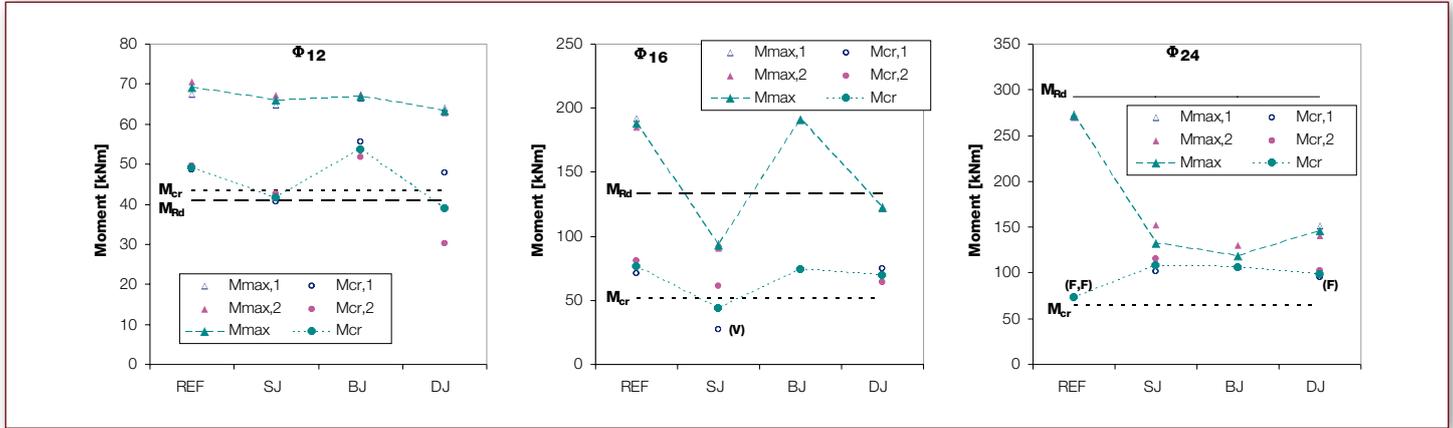


Figura 11: Momenti flettenti massimi e di fessurazione sperimentali e teorici per tutti i provini

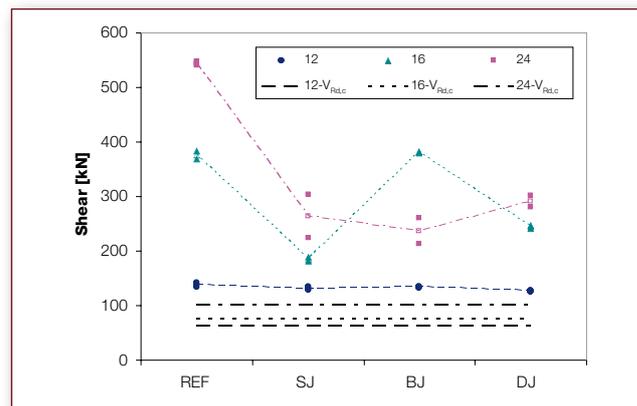


Figura 12: Taglio massimo sperimentale e capacità a taglio per tutti i provini

Modelli numerici

Per valutare i risultati sperimentali, si sono messi a punto alcuni modelli numerici 3D con il software Midas FEA, con riferimento alle travi REF e BJ con barre da 16 e 24 mm. I modelli sono stati sviluppati utilizzando elementi tetraedrici a 4 nodi con elementi di armatura 1D "embedded" (Figura 13). Il modello costitutivo utilizzato per il calcestruzzo è il "rotating total strain crack model", si è adottata la legge di Thorenfeld in compressione, con una resistenza a compressione $f_c = 36.5$ MPa, e

una legge esponenziale in trazione con resistenza a trazione $f_t = 3.11$ MPa ed energia di frattura $G_f = 133$ N/m. Il comportamento dell'acciaio delle armature è descritto mediante il modello di Von Mises, con tensione di snervamento pari a 489 MPa nel caso delle barre $\Phi 24$ mm e 534 MPa nel caso delle barre $\Phi 16$. La ripresa di getto è stata modellata mediante elementi di interfaccia con una legge costitutiva del tipo "discrete cracking" ed una resistenza a trazione di 1.35 MPa.

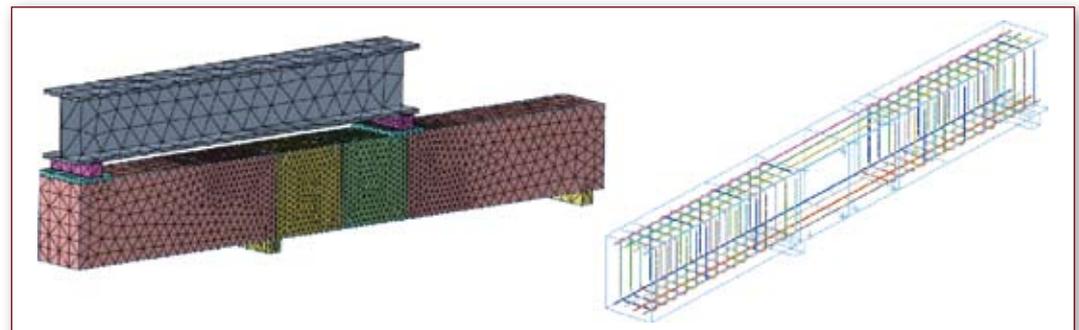


Figura 13: Modello numerico a elementi finiti

In Figura 14 e Figura 16 sono riportati i diagrammi momento-spostamento della mezzeria e i valori medi dei momenti sperimentali massimi (M_{max}) per le travi

24-REF e 16-REF, insieme ai quadri fessurativi numerici, che rispecchiano i risultati teorici con grande accuratezza (come appare in Figura 15 e Figura 17).

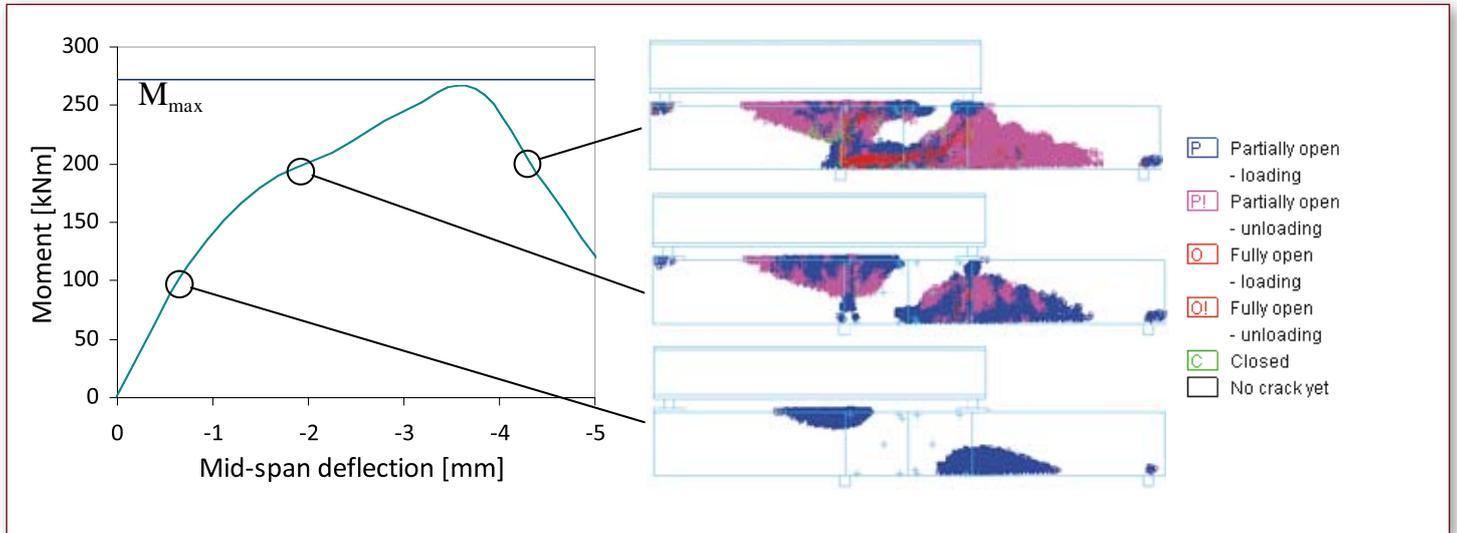


Figura 14: $\Phi 24$ -REF: Diagramma momento-spostamento e corrispondenti quadri fessurativi

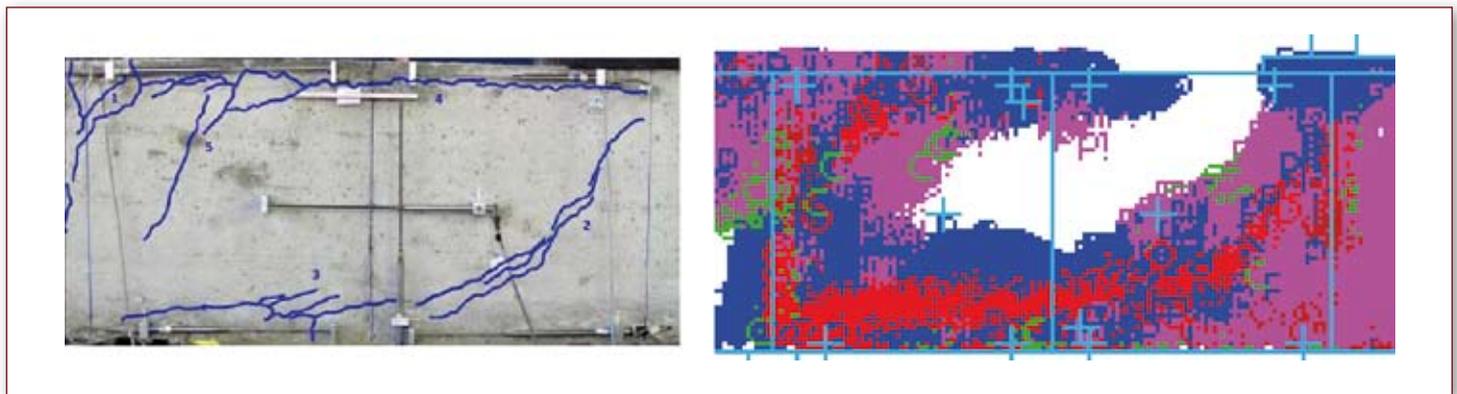


Figura 15: $\Phi 24$ -REF: quadri fessurativi a rottura sperimentale e numerico

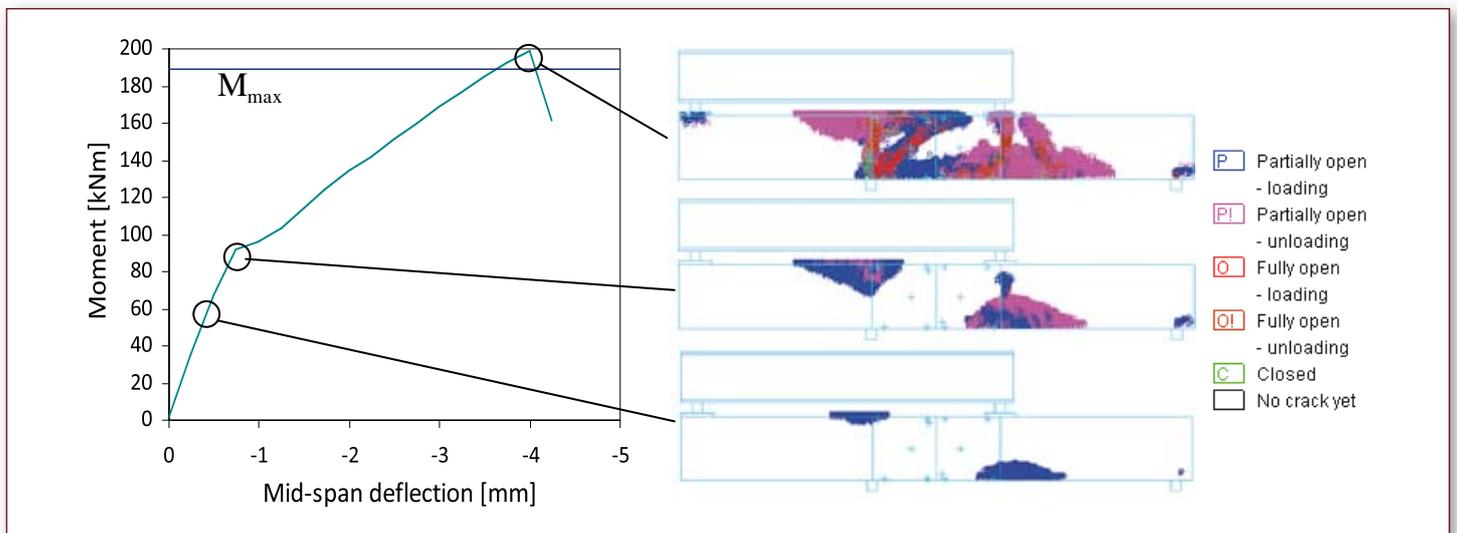


Figura 16: $\Phi 16$ -REF: Diagramma momento-spostamento e corrispondenti quadri fessurativi

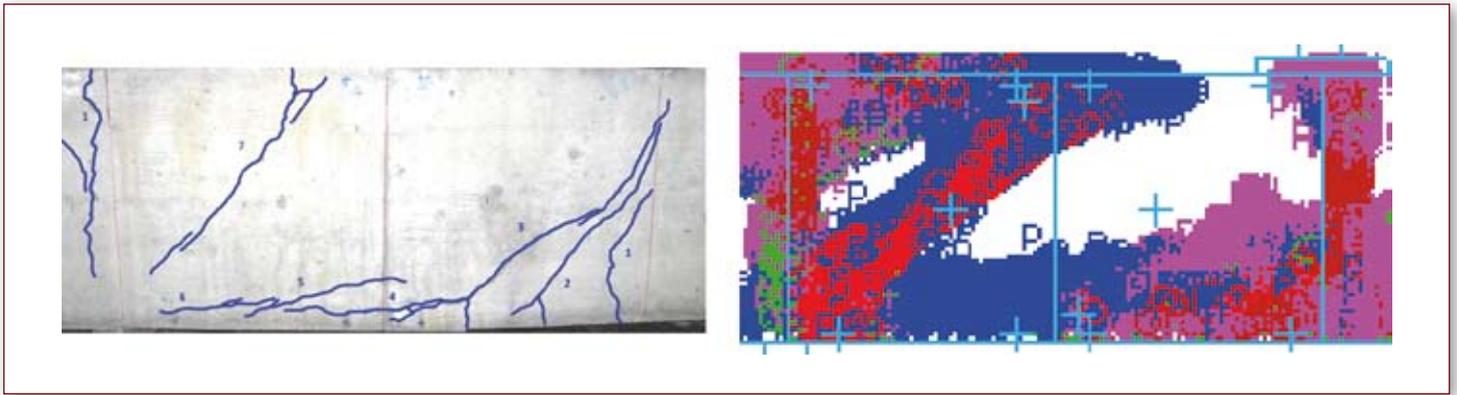


Figura 17:
Φ16-REF: quadri fessurativi a rottura sperimentale e numerico

I risultati relativi alla trave 24-BJ sono riportati in Figura 18 e Figura 19. Nella prima figura, sono rappresentate la curva momento-spostamento della mezzeria (ed il valor medio del momento massimo sperimentale) e i corrispondenti qua-

dri fessurativi, mentre nella seconda si riportano gli spostamenti registrati dai trasduttori posti nei correnti teso e compresso nelle zone di applicazione del carico (LT, LB) e dell'appoggio (ST, SB).

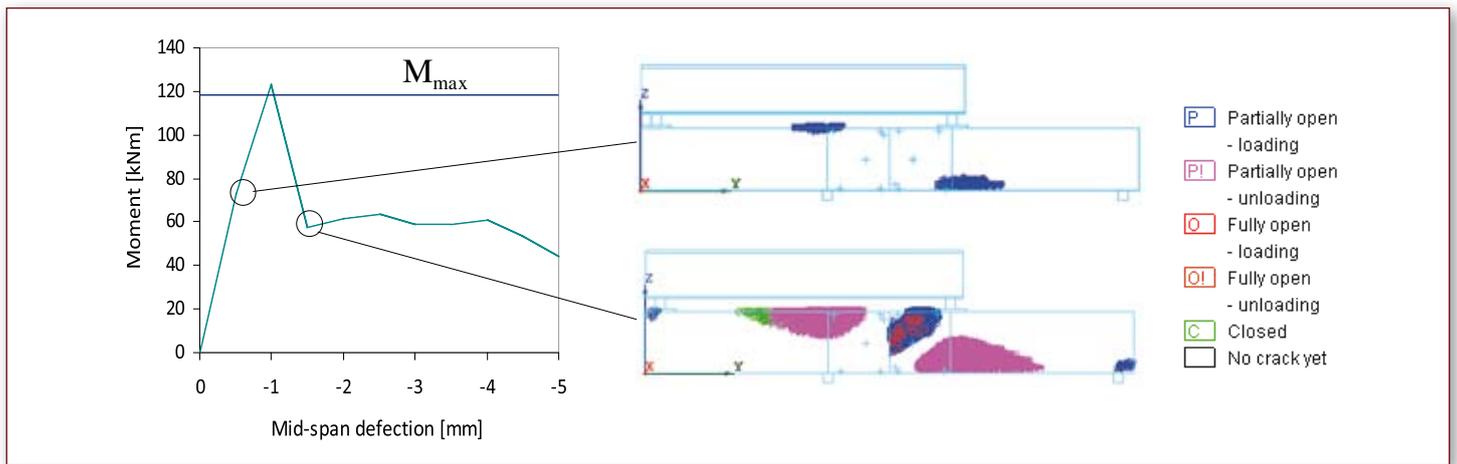


Figura 18:
Φ24-BJ: Diagramma momento-spostamento e corrispondenti quadri fessurativi

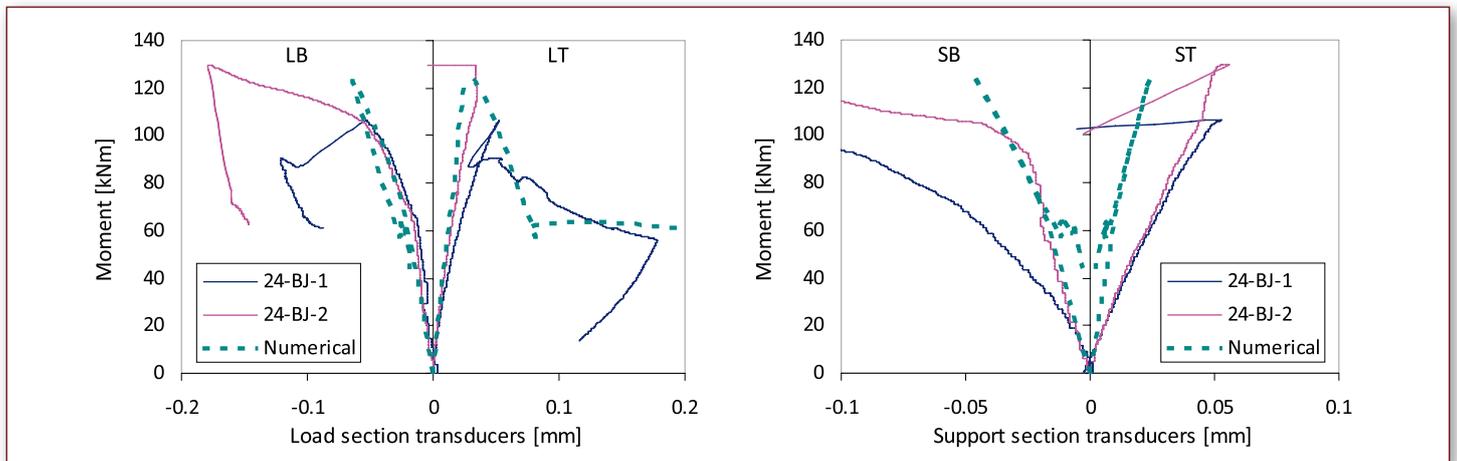


Figura 19:
Φ24-BJ: Diagramma momento-spostamento dei trasduttori sperimentale e teorico

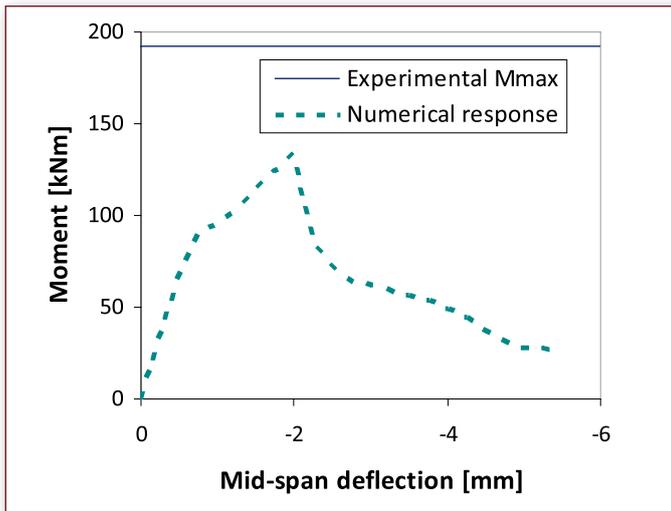


Figura 20:
 $\Phi 16$ -BJ: Diagramma momento-spostamento

L'analogo modello realizzato con le barre $\Phi 16$ fornisce i risultati riportati in Figura 20, insieme al valore sperimentale, che risulta notevolmente superiore, a conferma dell'ipotesi di getto anticipato della seconda parte della trave.

Conclusioni

La campagna sperimentale realizzata ha mostrato come il rapporto geometrico di armatura influenzi il comportamento strutturale di elementi soggetti a taglio. Al crescere del quantitativo di armatura, si passa da una crisi di tipo flessionale ad un collasso per taglio. Nel primo caso, la presenza di giunti non modifica il comportamento strutturale delle travi, mentre in presenza di più elevati rapporti geometrici di armatura la capacità portante delle travi viene penalizzata dai giunti, pur garantendo una portanza a taglio maggiore di quella prescritta dalle normative per travi non armate a taglio.

Nel caso di elevati quantitativi di armatura si è poi verificato un miglior comportamento post-picco in presenza dei giunti impermeabili rispetto alla semplice ripresa di getto, a cui era associata una rottura fragile.

Il modello numerico sviluppato si è dimostrato in grado di cogliere con precisione il comportamento sperimentale osservato, sia in termini di momento resistente che di quadro fessurativo, permettendo così di rafforzare l'ipotesi sul comportamento anomalo della trave 16-BJ.

Ringraziamenti

La ricerca presentata è stata finanziata dalla Società Drytech, con il supporto dell'Ing. M. Borghi.

Bibliografia

- [1] CEB/FIP. Model code 2010.; Fib Bulletin 65-66, 2012.
- [2] Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, 2004.
- [3] Knapton J., Ground bearing concrete slabs, London, Thomas Telford, 2003.



Ing. C. Tuzza¹
Ing. P. Segala²

muratura

Vulnerabilità sismica di Ponti in Muratura

1. Resp. Supporto tecnico CSPFea
supporto@cspfea.net
2. Direttore Responsabile di
"StructuralModeling"
direttore@structural-modeling.it
Twitter: @CSPFea1

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

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

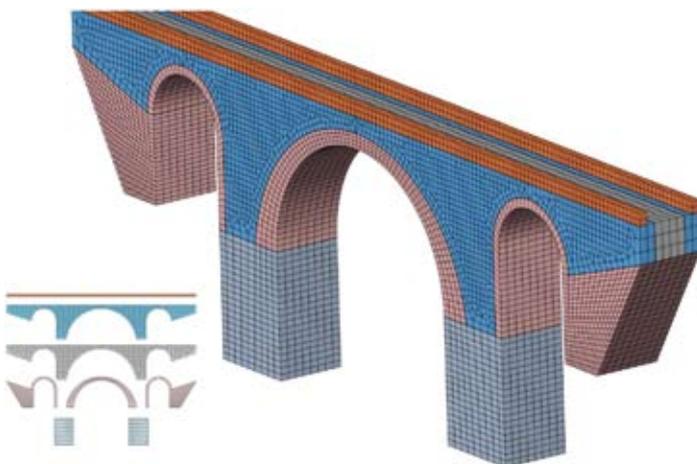
I ponti in muratura, a causa della loro forte eterogeneità, necessitano di analisi secondo percorsi di studio dedicati ed approfonditi dove sono raramente applicabili modelli a telaio equivalente con cerniere plastiche, mentre vale spesso la pena di affrontare una modellazione del continuo geometrico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

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



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

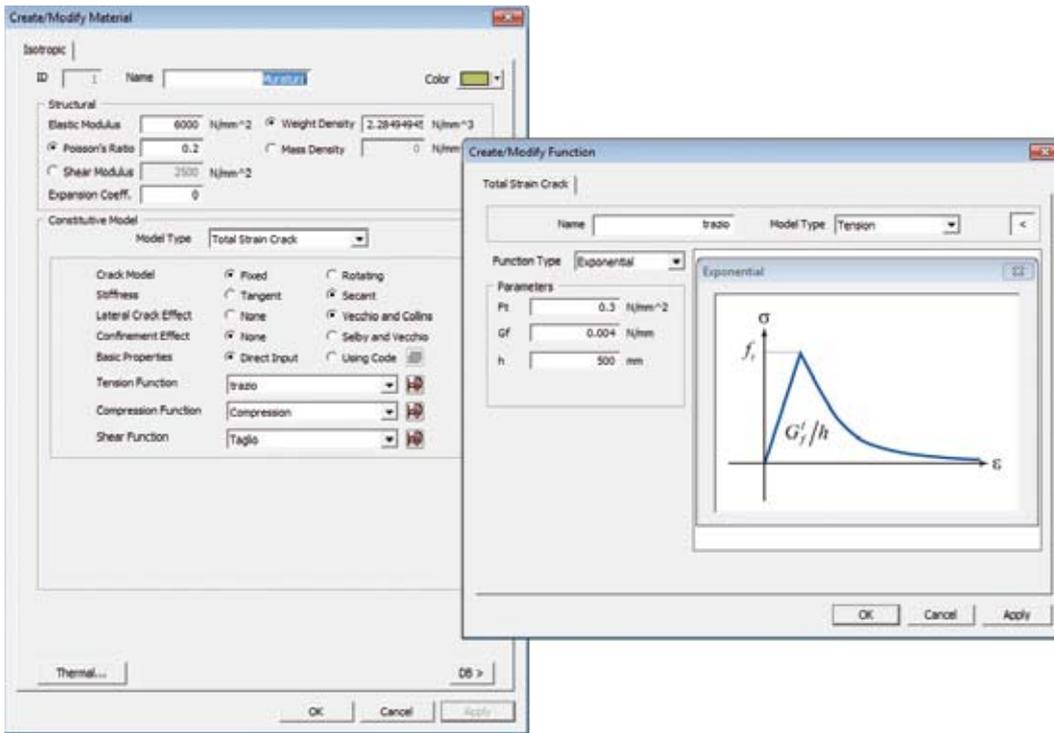
mentizia per lo scheletro interno, in pietra da taglio a conci rifiniti per gli elementi in vista nell'intradosso e le armille. Il riempimento è dato dal riporto di terra tra i timpani con materiale proveniente dagli scavi di splateamento e fondazione o da cave.



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

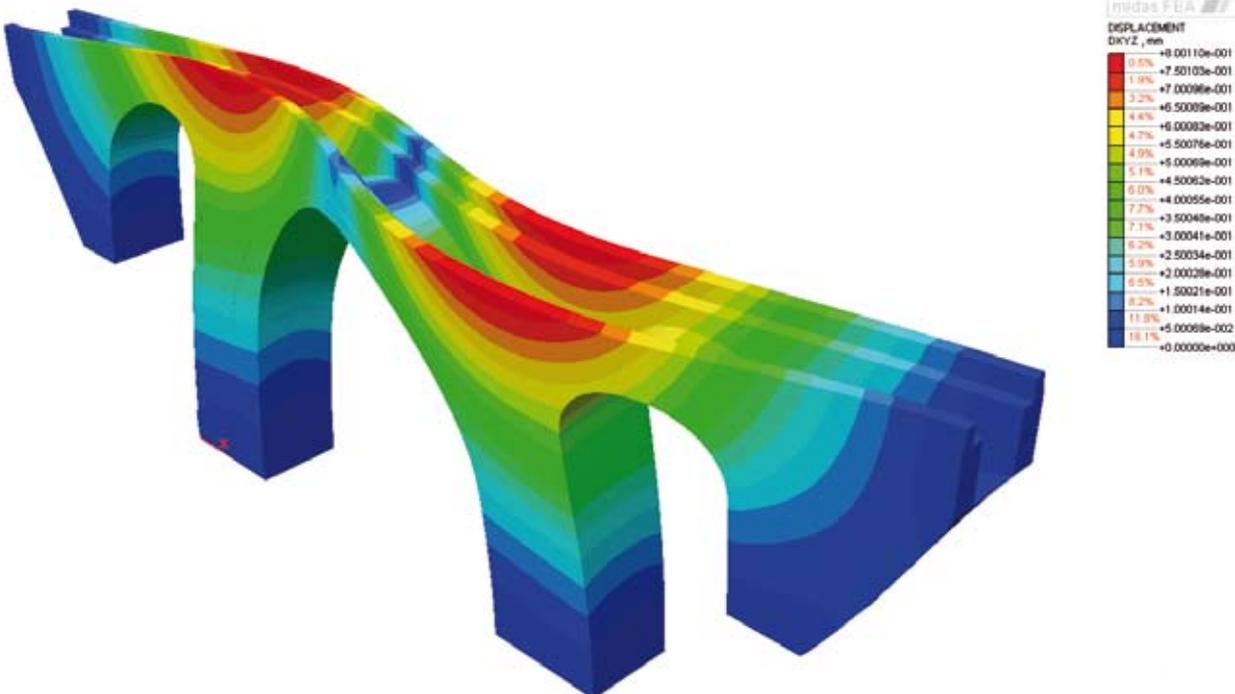
Il Modello Numerico fa uso di Elementi Finiti di tipo Solido utilizzando elementi brick a formulazione lineare a 8 nodi. La creazione della Mesh è lasciata al generatore automatico di MIDAS/FEA, consta di 25000 Elementi che sono stati generati automaticamente in 3 fasi da pochi minuti l'una, a seguito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

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



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

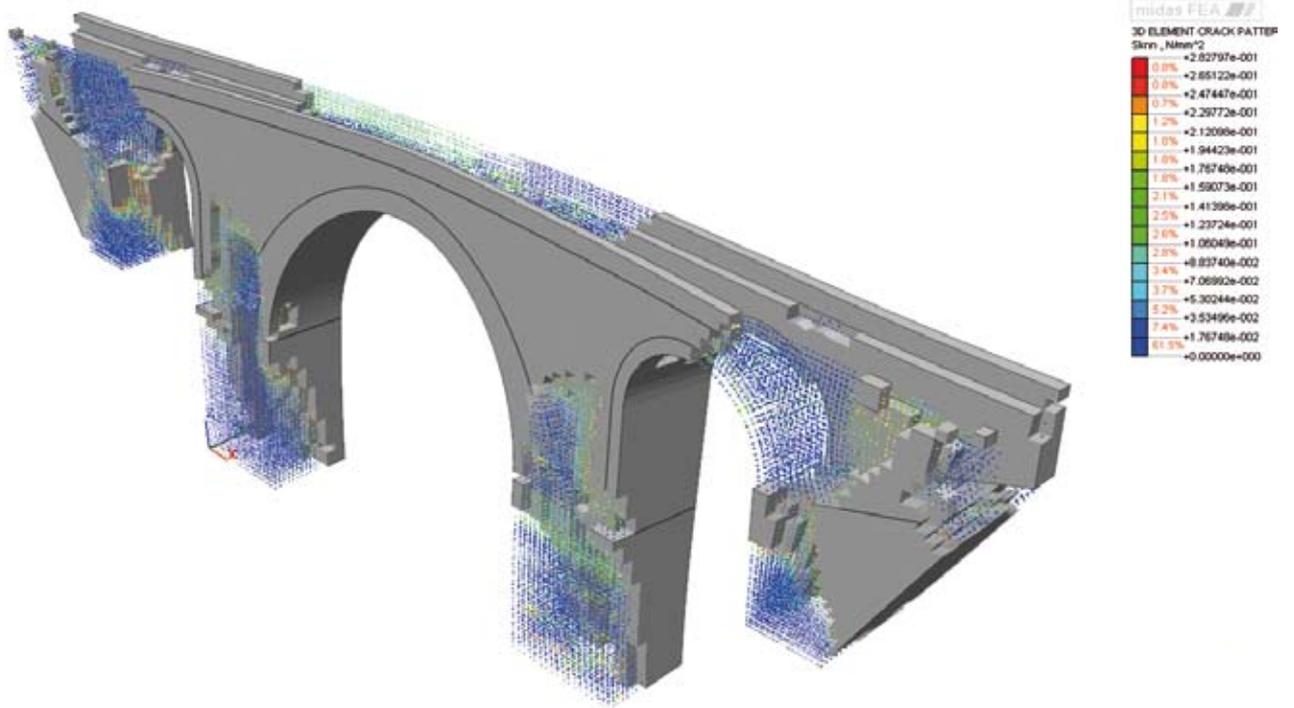
[Mpa] ed uno di riempimento con $E = 500$ [Mpa], resistenza a trazione di circa 0.1 [Mpa] e di compressione 3 [Mpa].



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

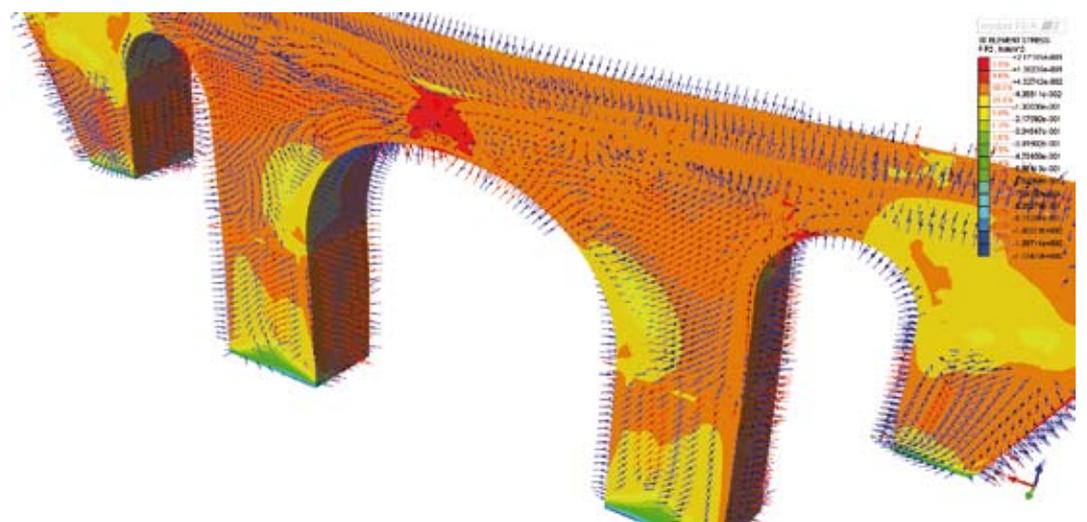
periodo proprio. È in tale fase che è possibile "calibrare"³ il Modello Numerico mediante misuratori di frequenze e di spostamenti disposti sulla struttura reale. Ciò permette all'analista di rivedere e controllare la correttezza delle scelte di modellazione nei passaggi da Modello Fisico, Matematico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

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



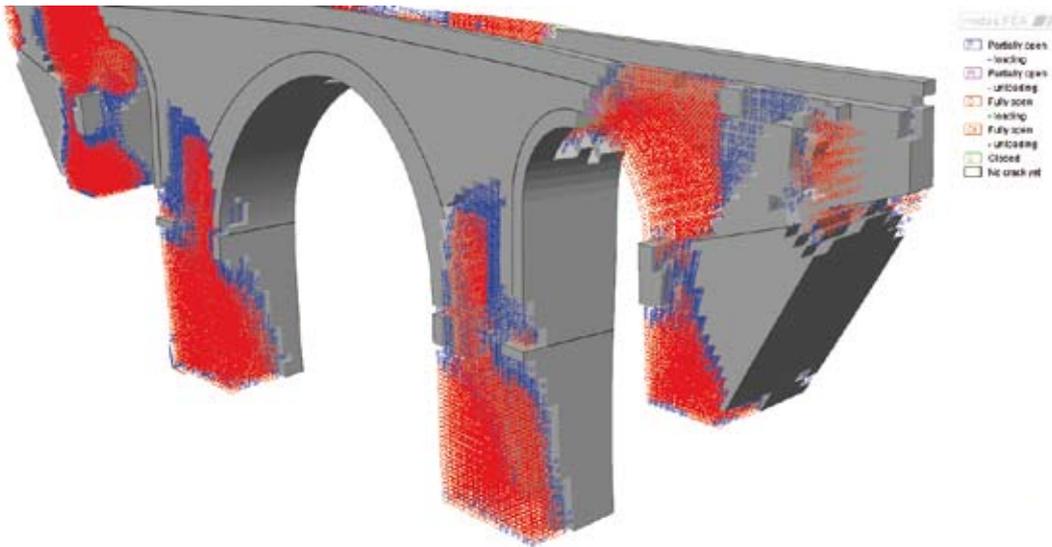
L'analisi Pushover che ne segue si effettua con una "Spinta" proporzionale al modo più significativo. L'analisi utilizza i Modelli Costitutivi non lineari che considerano comportamento elasto-plastico-fragile. Il modello attualmente più usato in tali applicazioni è il cosiddetto "Total Strain Crack Model",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

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



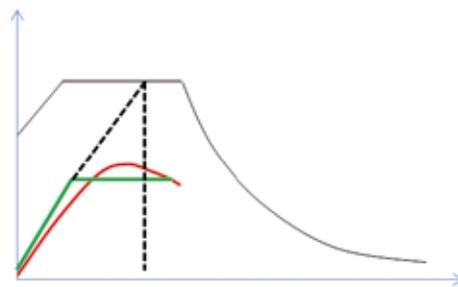
Mappatura delle tensioni principali di trazione e vettori rappresentati le isostatiche di trazione.

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



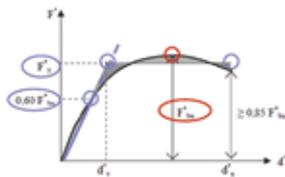
Informazione di dettaglio dello stato di danno. La particolare simbologia qui mostrata deriva dalle caratteristiche del Modello CostitutivoTSC che permette di evidenziare e descrivere lo stato della fessurazione ai vari step incrementali di carico. In

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



Confronto domanda - capacità

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



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

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

49th
EDITION



SAIE CANTIERE

SAIE COSTRUIRE SICURO

SAIE COSTRUIRE SOSTENIBILE

SAIE PROGETTARE INNOVATIVO

SAIE GEOTECNICA & GEOLOGIA

SAIE CONDOMINIO 2.0

SAIE BIM

SAIE MATERIALI & TECNOLOGIE

SAIE NEW STONE AGE DESIGN

SAIE BIT

SAIE SISMO

SAIE PAV



carsa.it

SAIE 2013 BETTER BUILDING & SMART CITIES

Bologna, 16-19 ottobre

Con il Patrocinio di



MILANO 2015
NUTRIRE IL PIANETA
ENERGIA PER LA VITA

In collaborazione con

L'AQUILA salone della
RICOSTRUZIONE
territorio, urbanistica, piani e progetti

media partner



Viale della Fiera, 20 - 40127 Bologna - Tel. 051 282111 - Fax 051 6374013 - saie@bolognafiere.it - bolognafiere@pec.bolognafiere.it

www.saie.bolognafiere.it