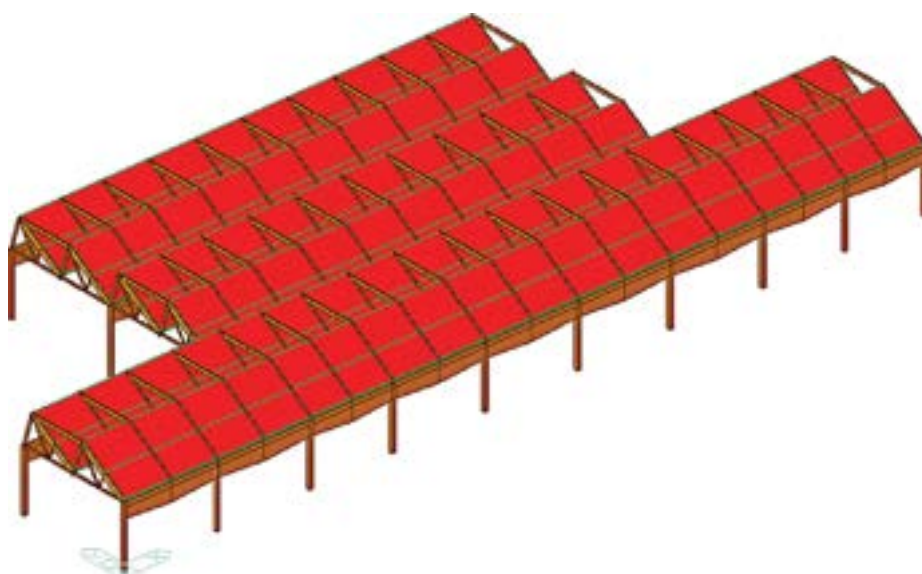
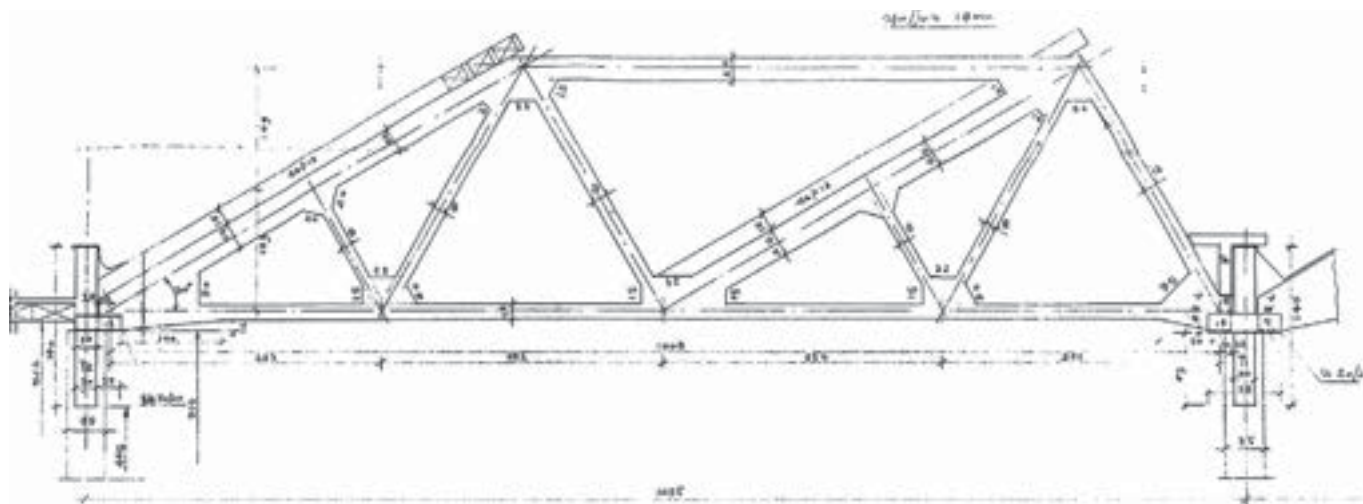


PROGETTAZIONE SISMICA²



Editoriale

CNI - BIM
Zonazione sismica
DESIGNA

Ricerca

WebGIS
Spettri di progetto
Non strutturale

Progetto

Edifici industriali
Valutazione vulnerabilità sismica
Metodo CAM
Subsidenza

Recensioni

Collaudo
Muratura
Acciaio

News

IF CRASC 17 - 16th WCEE
Sicurezza sismica patrimonio
edilizio - Structures congress 2017
COMPDYN 2017 - 7aese



Fondazione EU CENTRE

Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica

Eucentre è una Fondazione senza scopo di lucro fondata da:

- Dipartimento della Protezione Civile
www.protezionecivile.it
- Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
www.ingv.it
- Università degli Studi di Pavia
www.unipv.it
- Istituto Universitario di Studi Superiori (IUSS) di Pavia
www.iusspavia.it

Mission:

- Promuovere, sostenere e curare la formazione e la ricerca nel campo della riduzione del rischio sismico.

Attività di formazione:

- Formazione avanzata - Centro di formazione post-laurea e ricerca in ingegneria sismica e sismologia (ROSE School);
- Formazione per professionisti - Corsi brevi su argomenti specifici in ambito di progettazione sismica.

Attività di ricerca:

- Coordinamento di attività di ricerca sperimentale;
- Consulenza tecnica e scientifica.

Sezioni di Ricerca:

- Aerospazio
- Analisi Strutturale
- Elementi non strutturali
- Geotecnica sismica
- Innovazione tecnologica
- Meccanica computazionale
- Azione e progettazione sismica (SIDE)
- Risk Governance
- Scienze ambientali, salute e sicurezza (EHS)
- Analisi multirischio e servizi Copernicus
- Strutture in muratura
- TREES Lab, Metodi sperimentali e isolamento sismico
- Vulnerabilità e gestione territoriale

Laboratorio Sperimentale e Servizi:

- Tavola vibrante unidirezionale ad elevate prestazioni;
- Sistema di riscontro 3D per prove in scala reale con tecniche pseudo-statiche e pseudo-dinamiche;
- Sistema di prova biassiale dinamico per prove su apparecchi di appoggio ed isolamento;
- Sistema di prova per smorzatori;
- Laboratorio mobile;
- Eucentre - casa editrice;
- Centro di documentazione e biblioteca;
- Collegio Cardinale Agostino Riboldi - CAR College.

Iniziative:

- Sostenitori di Eucentre - Professionisti, Aziende ed Enti pubblici e privati, Ordini degli Ingegneri.

Muro di Riscontro



Tavola Vibrante



Sistema di prova Biassiale Dinamico



Sistema di prova per smorzatori



L'aula Multimediale



PROGETTAZIONE SISMICA²

Collaborazione in ambito divulgativo tra **Progettazione Sismica e Ordini Professionali**. Progettazione Sismica dal 2017 si propone di stabilire rapporti di collaborazione con gli ordini degli Ingegneri per la divulgazione della rivista in formato digitale a titolo gratuito.

PS²

www.progettazioneisismica.it

Gli Ordini convenzionati:

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Alessandria



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Arezzo



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Caserta



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Catania



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Como



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Crotone



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Imperia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di La Spezia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di L'Aquila



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Mantova



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Calabria



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Rieti



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Sondrio



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Teramo



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Treviso



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Udine



Comitati

Direttore

Calvi Gian Michele IUSS/Eucentre/Studio Calvi

Direttore esecutivo

Nascimbene Roberto Fondazione Eucentre

Comitato Operativo

Bolognini Davide Fondazione Eucentre

Fuchs Renato Fondazione Eucentre

Pinho Rui Fondazione Eucentre

Redazione

Fagà Giulia Fondazione Eucentre

Comitato dei revisori

Allegrini Augusto Ordine Ingegneri Pavia

Amato Alessandro INGV

Baccarini Paolo HILTI

Battaini Marco Agom international

Becci Bruno Finzi Ceas

Bianco Lorenzo Peikko Italia

Borri Antonio Università di Perugia

Callerio Alberto SGI-Studio Geotecnico Italiano

Camorani Fabio Politecnica

Cardone Donatello Università della Basilicata

Chersich Massimiliano Libero Professionista

Cosenza Edoardo Università di Napoli

Crippa Angelo Dirigente Regione Lombardia

Crowley Helen Fondazione Eucentre

Da Porto Francesca Università di Padova

Dari Andrea Editore tecnico

De Lorenzi Michele Ordine degli Ingegneri di Pordenone

Della Corte Gaetano Università di Napoli

Desimoni Alessandro Libero Professionista

Di Fusco Alfonsina Andil

Di Sarno Luigi

Dolce Mauro

Fioravante Vincenzo

Franchin Paolo

Freddi Paolo

Gherzi Aurelio

Grignaffini Fulvio

Guzzoni Donatella

Iervolino Iunio

Lagomarsino Sergio

Lai Carlo Giovanni

Landolfo Raffaele

Lupoi Alessio

Luzi Lucia

Magenes Guido

Manfredi Gaetano

Masi Angelo

Meletti Carlo

Mola Elena

Monti Giorgio

Moratti Matteo

Mordà Nicola

Moroni Claudio

Mpampatsikos Vassilis

Nagliati Paolo

Occhiuzzi Antonio

Penna Andrea

Piazza Maurizio

Picchi Luigi

Pinto Paolo Emilio

Poggi Carlo

Ponzo Felice C.

Riva Paolo

Salvatore Walter

Sappia Fabio

Sattamino Paolo

Università di Benevento

Dipartimento Protezione Civile

ISMGEO

Università di Roma

Ordine degli Ingegneri di Mantova

Università di Catania

ordine degli ingegneri di Parma

Ordine degli ingegneri di Bergamo

Università di Napoli

Università di Genova

Università di Pavia/Eucentre

Università di Napoli

Università di Roma

INGV

Università di Pavia/Eucentre

Università di Napoli

Università di Potenza

INGV

ECSD

Università di Roma I

Studio Calvi - Pavia

Domo Studio

Dipartimento di Protezione Civile

Libero Professionista

2SI

ITC/CNR

Università di Pavia

Università di Trento

Nooter/Eriksen

Università di Roma

Politecnico di Milano

Università di Potenza

Università di Bergamo

Università di Pisa

Ordine degli Ingegneri di Imperia

Harpaceas

Numero 01.2017

In copertina

Una composizione di immagini tratte dall'articolo "Valutazione di vulnerabilità sismica di tre fabbricati industriali realizzati negli anni 1961 e 1969" di Paolo Ruggeri, Leonardo Isgrò e Luca Giovonetti.

Sommario

Editoriali

- 5 “Se vogliamo che tutto rimanga come è, bisogna che tutto cambi”
Gian Michele Calvi, Roberto Nascimbene
- 6 Il valore della figura dell'ingegnere
Angelo Valsecchi
- 7 Il treno della digitalizzazione
Paolo Odorizzi
- 9 La Nuova Zonazione Sismica in Lombardia
Angelo Crippa
- 15 DESIGNA: la gestione delle esigenze di alloggio in emergenza
Renato Fuchs

Ricerca

- 21 Piattaforma WebGIS per la valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici nella città di Nablus (Palestina)
Antonella Di Meo, Marta Faravelli, Barbara Borzi, Marco C. Pagano, Diego Polli
- 35 Spettri di progetto: una rivisitazione critica (terremoti e unicorni)
Gian Michele Calvi
- 49 Performance sismiche degli elementi non-strutturali: considerazioni sulla domanda sismica e sui dati sperimentali attualmente disponibili
Daniele Perrone, Roberto Nascimbene

Progetto

- 59 Costruzione di un edificio industriale prefabbricato mediante elementi esistenti e di nuova produzione
Roberto Cesarini, Francesca Rao
- 75 Valutazione di vulnerabilità sismica di tre fabbricati industriali realizzati negli anni 1961 e 1969
Paolo Ruggieri, Leonardo Isgrò e Luca Givonetti
- 95 Prove sperimentali su travi in c.a. rinforzate con metodo CAM: valutazione dei meccanismi di flessione (parte 2)
Mauri Cilia, Ines Cipolla, Piero Colajanni, Roberto Marnetto, Antonio Recupero, Nino Spinella
- 109 Effetti della realizzazione e dell'esercizio di una galleria ferroviaria su un edificio prefabbricato esistente
Alessandro Desimoni, Lorenzo Leoni, Martino Leoni

Recensioni

L'autore scrive

News

Direttore Responsabile

Gian Michele Calvi
direttore@progettazionesismica.it

Direttore Esecutivo

Roberto Nascimbene
roberto.nascimbene@progettazionesismica.it

Redazione

Giulia Fagà
giulia.faga@progettazionesismica.it

Grafica e impaginazione

Gabriele Ferro
redazione@progettazionesismica.it

Supporto tecnico e amministrativo

info@progettazionesismica.it

Supporto informatico

Andrea Asperges, Luca Rustioni, Gabriele Giordano

EDITORE

Fondazione Eucentre

Via Adolfo Ferrata, 1 - 27100 Pavia, Italia
Tel. (+39) 0382.5169811 - Fax: (+39) 0382.529131
E-mail: press@eucentre.it - Web: www.eucentre.it

Progettazione Sismica

Direttore Responsabile: Gian Michele Calvi
Autorizzazione del Tribunale di Pavia n. 682 del 10.10.2007.
E-ISSN 2532-1560 - ISSN 1973-7432
N° iscrizione ROC 16524

Sede legale

C/o Fondazione Eucentre,
Via Adolfo Ferrata, 1 - 27100 Pavia, Italia
Tel. (+39) 0382.5169811

Fotolito e stampa

Rotomail - Strada Rivoltana (SP 14), 12/AB - 20060 Vignate (MI)

Pubblicazione quadrimestrale

Anno VIII, No. 1/2017, 15,00 Euro

I manoscritti e le illustrazioni inviati alla redazione non saranno restituiti anche se non pubblicati e la Redazione non si assume responsabilità nel caso di eventuali errori contenuti negli articoli pubblicati o di errori in cui fosse incorsa nella loro riproduzione sulla rivista. La Redazione non si assume la responsabilità delle tesi sostenute dagli Autori.



EUCENTRE®

Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica



Formazione Professionale Continua EUCENTRE in collaborazione con ReLUIS

Continua nel 2017 la collaborazione tra la Fondazione Eucentre e ReLUIS per l'organizzazione di corsi brevi su temi specialistici della progettazione in zona sismica. Oltre ai classici corsi brevi della durata di due giorni, si propongono momenti formativi denominati Seminari, della durata di un giorno, con l'obiettivo di creare incontri di approfondimento su argomenti specifici.

I corsi sono rivolti a professionisti, tecnici, mondo industriale e funzionari di enti pubblici, operanti nel campo dell'ingegneria sismica.

■ CORSI BREVI (16 Ore - 2 giorni)

- **Analisi sismica, modellazione e verifica di strutture in acciaio**

Coordinatore: Prof. Raffaele Landolfo

16-17 Giugno 2017 - Sede: Pavia

- **Identificazione dinamica e monitoraggio strutturale in continuo basato sulle vibrazioni**

Coordinatore: Prof. Giovanni Fabbrocino

7 Luglio 2017 - Sede: Pavia

■ SEMINARI (8 Ore - 1 giorno)

- **Isolamento sismico e sistemi di dissipazione per la protezione sismica delle strutture/infrastrutture nuove ed esistenti**

Coordinatore: Prof. Alberto Pavese

9 Maggio 2017 - Sede: Pavia

- **Sisma ed elementi non strutturali: approcci, codici, verifiche e prestazioni**

Coordinatore: Prof. Edoardo Cosenza

22 Settembre 2017 - Sede: Pavia

- **Analisi di vulnerabilità sismica negli impianti industriali**

Coordinatore: Prof. Fabrizio Paolacci

26 Maggio 2017 - Sede: Pavia

- **Pericolosità sismica e terremoti di progetto: strategie di selezione dell'input sismico per l'analisi non lineare delle strutture**

Coordinatore: Prof. Iunio Iervolino

Periodo: 13 Ottobre 2017 - Sede: Pavia

- **Edifici esistenti in cemento armato ed analisi di vulnerabilità sismica**

Coordinatore: Prof. Maria Polese

30 Giugno 2017 - Sede: Pavia

- **Organizzazione di corsi "su misura":** Corsi su richiesta vengono organizzati come risposta ad esigenze specifiche di aziende, enti o associazioni professionali. Dopo un primo momento di interazioni durante il quale si analizza la richiesta, vengono definite le tematiche da affrontare ed il programma più adatto, nonché il luogo di realizzazione del corso.

- **Materiale didattico:** Una selezione di momenti formativi organizzati da Eucentre e rispettivo materiale didattico sono proposti su supporto multimediale e cartaceo, ed acquistabili da tutti gli interessati.

- **Per ulteriori dettagli:** www.eucentre.it e pagine aziendali social LinkedIn e Facebook.

- **Per richieste e maggiori informazioni contattare:** corsi@eucentre.it



Fondazione EUCENTRE

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



Editoriale

“Se vogliamo che tutto rimanga come è, bisogna che tutto cambi”

Gian Michele Calvi¹, Roberto Nascimbene² ■

Nel Maggio del 2009, dopo un anno di intenso lavoro preparatorio coordinato da Davide Bolognini, esce il primo numero della rivista *Progettazione Sismica*. Nel quinquennio successivo si riescono a produrre diciotto numeri, con oltre 250 contributi su più di 3000 pagine. Sono circa 400 gli autori coinvolti per arrivare ad una tiratura complessiva di quasi 40000 copie. Come la storia insegna, ogni crescita impetuosa richiede soste di consolidamento, adattamento, ripensamento. Il 2016 è un anno di pausa, riflessione, pianificazione.

Il punto di partenza della rivista è Eucentre ed il lavoro di ricerca sperimentale, numerico, analitico svolto quotidianamente dai suoi ricercatori, tecnici, studenti, collaboratori. Non si vuole (non si può), dimenticare che qui la rivista nasce, all'interno di un centro di ricerca internazionale, dove sono concentrate grandi competenze nel campo dell'ingegneria sismica e della valutazione del rischio. Nemmeno si vuole (si può) dimenticare che è nell'intera comunità scientifica e professionale italiana che la rivista ha trovato radici, scrittori, lettori. La missione è sempre la stessa: sostenere la formazione e la ricerca nel campo della riduzione del rischio sismico, divulgare conoscenza, creare riferimenti affidabili ed aggiornati. In tempi di frequenti cambiamenti normativi, di novità a livello di classificazione sismica, di classificazione degli edifici, di *sismabonus*, di diffusione di notizie sincopate ed approssimative, rimane anche l'idea originale: una rivista che si occupi del progetto di strutture in zona sismica. Perché alla fine progettare bene (e valutare bene, adeguare bene) è l'unico vero modo di ridurre il rischio, salvare vite, contenere le perdite.

Si comprende che è necessario raggiungere più lettori, ed uno dei modi è sviluppare collaborazioni con i diversi ordini professionali. Molte sono già terminate, altre seguiranno. Un altro modo è semplificare e rendere più attraente, più facile alla lettura, la struttura, il formato, l'umore, l'anima della rivista. *Si parte con ciò che è necessario, poi si passa a ciò che è possibile. All'improvviso ed in futuro ci sorprenderete voi lettori con l'impossibile*. È una frase di San Francesco d'Assisi, solo leggermente adeguata al contesto. Con un po' di impertinenza e di presunzione la facciamo nostra, per sottolineare come la nuova idea fondante della rivista è che i veri protagonisti diventiate voi: lettori, professionisti affermati, alle prime armi e in pensione, autori e commentatori, presidenti e consiglieri degli ordini professionali, funzionari pubblici, tecnici degli enti pubblici, studenti e quanti altri desiderino unirsi alla nuova avventura.

Change is the law of life: usiamo anche JFK, per concludere affermando la continuità del cambiamento, che unirà la storia passata alla futura, e questa a quanto seguirà. Ci auguriamo che il susseguirsi ed il mutarsi di autori e lettori, ora protagonisti ora in ascolto, possa comporre un *canone eternamente ascendente*, con nuove, imprevedibili, capacità di comprensione e di applicazione quando riascolteremo la tonalità di partenza.

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) e Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS).

² Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre).

Il valore della figura dell'ingegnere

Angelo Valsecchi¹ ■

Il Consiglio Nazionale degli Ingegneri crede profondamente nel valore che spetta alla figura dell'ingegnere all'interno della società moderna ed è per questo che da anni lavora, anche in collaborazione con le altre professioni dell'area tecnica con le quali è stata ormai raggiunta una proficua sinergia. E ora continua sulla strada intrapresa, proponendo iniziative concrete, tese ad avviare una politica di sviluppo del Paese unita alla necessaria tutela dei cittadini e del territorio. Proprio per questo motivo non appena ci è stato proposto il piano Casa Italia noi del CNI vi abbiamo riposto molta fiducia. Già dai primi incontri col Governo abbiamo cercato di dare un contributo concreto portando un documento, elaborato dalla Rete delle Professioni Tecniche, il cui focus nell'occasione era puntato sul tema del rischio sismico, essendo a pochi giorni dal terremoto di Amatrice. L'idea era ed è quella di far sì che il rischio sismico e la messa in sicurezza del patrimonio edilizio diventino una priorità reale per il Paese, anche quando si spegnerà l'ondata emotiva che questi eventi stanno provocando.



È però evidente che un piano di tale importanza, e che rappresenta la più importante "infrastruttura" di cui ha bisogno l'Italia, necessita inevitabilmente di una conoscenza più precisa dello stato di sicurezza dei fabbricati, anche per poter programmare seriamente modalità e tempi di esecuzione nonché le inevitabili priorità di intervento.

Affrontare il rischio sismico non significa solo mettere risorse ma

anche, se non soprattutto, cambiare mentalità ed organizzazione nel Paese. Nel caso specifico è necessario concentrarsi sugli interventi più urgenti, la messa in sicurezza delle zone maggiormente a rischio, in modo che il prossimo terremoto arrechi il minor danno possibile. Ma per intervenire in modo concreto è necessario innanzitutto avere contezza della precisa situazione di rischio, conoscere lo stato di sicurezza statico di ciascun fabbricato, in modo da poter stabilire quante risorse allocare. Noi, abbiamo impiegato in tutta questa emergenza moltissime squadre di tecnici che stanno esaminando la situazione ad Amatrice e negli altri paesi colpiti e che sono in grado di stabilire se un fabbricato è agibile o meno. Ciò consente di fare un rapido censimento degli edifici sui quali intervenire, operando una prima valutazione delle risorse necessarie per la messa in sicurezza. In altre parole, l'aspetto più urgente è la classificazione sismica ed è su questo che continuiamo ad impegnarci tutti i giorni affinché si possa trovare una rapida soluzione anche con il nostro contributo.

Proprio sulla base di questi principi subito dopo il terremoto di agosto abbiamo lavorato ad un Piano per la prevenzione del rischio sismico che nelle settimane successive abbiamo condiviso e arricchito grazie ai contributi di molti altri organismi interessati. La prevenzione è un obiettivo non più procrastinabile. Rinunciarvi significherebbe esporci al rischio concreto di nuovi ingenti danni, sia in termini di vite umane che economici. Come già detto anche in altre occasioni l'Italia non può pensare di convincere investitori esteri a puntare su di lei fino a quando non sarà in grado di rispondere adeguatamente a eventi del genere. Per la prevenzione in campo sismico occorre ragionare sul lungo periodo. Come ribadiamo nel nostro documento, serve un piano della durata di 20/30 anni e un investimento stimabile intorno ai 100 miliardi di euro.

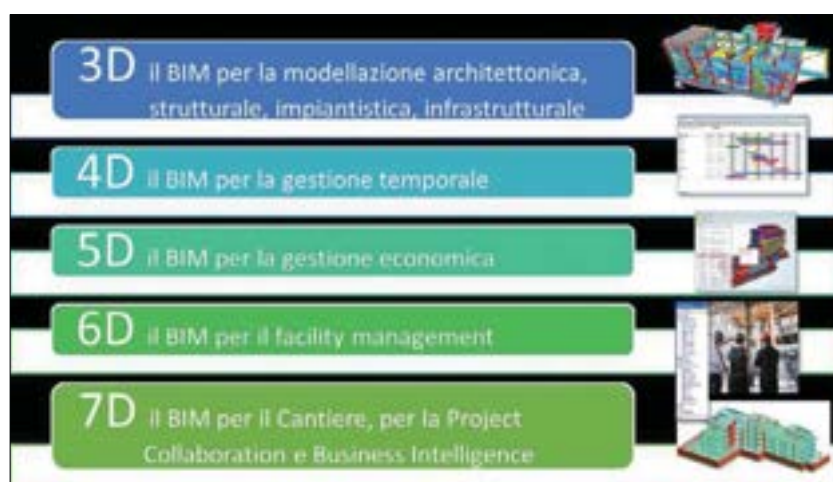
Gli Ingegneri sono sempre disposti a dare il loro contributo e ad avere un dialogo aperto con le altre professioni per il bene del Paese. Abbiamo già dimostrato di non temere il cambiamento, di saper abbandonare strade consuete per accogliere novità e garantire più qualità, più sicurezza e più indipendenza; di poter fornire proposte concrete, competenze per dare un futuro nuovo al nostro Paese e di assumerci responsabilità.

¹ Consigliere Segretario del Consiglio Nazionale Ingegneri.

Il treno della digitalizzazione

Paolo Odorizzi¹ ■

In molti avranno notato che, semplicemente digitando l'acronimo di tre lettere BIM, in uno qualsiasi tra i motori di ricerca internet, si può ottenere un'enorme disponibilità di materiale informativo sul tema messa a disposizione da parte di consulenti, organizzazioni professionali, associazioni, centri di ricerca e di formazione, enti normatori nazionali, ecc. Si tratta di materiale che proviene da tutto il mondo e che dimostra in estrema sintesi la forte convinzione che nel settore della progettazione, costruzione e gestione, sia di opere edili tradizionali sia di opere infrastrutturali, esista ancora un enorme potenziale da consolidare in quanto a miglioramento del metodo, dei processi, delle esperienze di progettazione condivisa e collaborativa, di utilizzo di tecnologie informatiche appropriate. C'è un treno: il



BIM train, da non lasciarci scappare e da prendere al volo, pena, per non dire certezza, di non riuscire poi ad operare in un mondo in evoluzione costante e competitivo come non mai.

È un treno che ha bisogno di tutto: di un obiettivo da raggiungere, incremento della produttività e risparmio nei costi di progetto e di gestione operativa di *asset* sia immobiliari che infrastrutturali, di un motore trainante, primariamente alimentato dalle tecnologie informatiche più sofisticate e da approcci procedurali collaborativi in grado di innalzare il livello di qualità della progettazione e di efficientarla al meglio, e di alcune spinte in coda, come piani di formazione adeguata, un

impianto per la certificazione di nuove professionalità specifiche, una collezione di norme di riferimento, regolamenti tecnici e standardizzazioni procedurali che possano accompagnarne le applicazioni anche per progetti semplici e tradizionali.

Un treno tuttavia che non ha fatto capire pienamente dove possa arrivare, quasi come se la meta non fosse ancora stata individuata, ma con la netta consapevolezza di essersi comunque avviato verso la giusta direzione e senza punto di ritorno.

In quasi 10 anni di applicazioni, ricerche, progetti pilota e perfezionamenti sul metodo, qualche risultato operativo può essere considerato conseguito.

È innegabile (e lo si capisce ad esempio alzando lo sguardo verso le forme progettuali più complicate) che la modellazione virtuale abbia contribuito non poco a rendere possibili ed attuabili alcune scelte progettuali ambiziose in termini di forma e assemblaggio.

E altresì innegabile, attraverso una considerazione che i costruttori spesso confermano, che la riduzione delle problematiche da risolversi in cantiere, e mi riferisco per lo più a quelle interdisciplinari, abbia contribuito a chiudere taluni progetti senza accumulo di insostenibili ritardi.

È infine innegabile che la fase di progettazione, intesa come la produzione degli elaborati grafici e l'elaborazione delle idee realizzate, si sia significativamente ridotta, pur dovendo fare i conti con una domanda tecnica crescente imputabile soprattutto alla maggiore richiesta per gli impianti specialistici al servizio delle opere da realizzare.

A fronte di tutto ciò si riscontrano tuttavia anche osservazioni non positive: taluni progettisti lamentano, pur riconoscendone la validità tecnica, un maggior onere progettuale a cui non corrisponde adeguato compenso. Altri segnalano invece come le tecnologie abbiano sì migliorato le loro potenzialità, ma che a ciò non abbia corrisposto una semplificazione sul terreno della condivisione dei dati e della collaborazione tra gli attori in gioco in una maniera ancora troppo frammentata e decentralizzata.

È da questi spunti che occorre partire, a mio giudizio, per avviare riflessioni e concentrazioni di energie e sforzi per arrivare a conseguire un progressivo miglioramento qualitativo ed economico del costruito, senza tralasciare gli innegabili vantaggi operativi che le tecnologie ci mettono a disposizione.

¹ D.t. Harpaceas Srl, delegato nazionale UNI presso il Technical Committee 442, il tavolo di lavoro CEN (European Committee for Standardization) per la standardizzazione semantica delle informazioni nel ciclo di vita delle opere costruite

Benvenuta in questo contesto la recente pubblicazione di una prima norma di riferimento italiana, la UNI 11337, che propone, sia pure su base volontaristica, una standardizzazione del metodo, delle regole deputate a condurlo a termine, delle modalità di condivisione delle informazioni nei nuovi formati aperti 3D che altro non sono che l'evoluzione degli elaborati grafici cartacei e digitali. Il massimo dei benefici si potrà tuttavia raggiungere soltanto quando i committenti, i progettisti, i costruttori e i gestori, approteranno al 100% delle nuove tecnologie digitali oggi mature: internet, il cloud, la progettazione 3D, la condivisione delle informazioni su device mobili, l'IoT applicato alle opere edili/infrastrutturali.

Né si deve dimenticare di applicare i processi conseguenti secondo schemi corretti, concetto banale ma talvolta oggi ancora non appieno percepito. Ancora troppo spesso si assiste alla redazione dei modelli 3D solo a valle del completamento di progettazioni tradizionali, l'opposto di ciò che si dovrebbe invece fare: progettare con i modelli, utilizzarli per prendere decisioni e automatizzare il più possibile l'estrazione degli elaborati grafici tradizionali 2D e nella misura strettamente necessaria.

Ma il BIM è soprattutto Informazione e si completa nel processo di digitalizzazione del settore. Per come si è rivelato negli ultimi anni rappresenta una strategia di progettazione altamente efficiente, in grado di descrivere e controllare virtualmente ogni attore e fase del processo produttivo attraverso la gestione sincronizzata di dati, metadati ed informazioni parametriche coordinati secondo una visione unitaria del progetto.

Non è un caso che uno dei tasselli più sottolineati del metodo sia l'implementazione e l'utilizzo in ciascun progetto del *Common data Environment*, AcDAT secondo le UNI-11337, ovvero di un archivio di informazioni e transizioni inserito in un unico ambiente collaborativo che possa costituirsi come garanzia per tutte le parti in causa circa il corretto utilizzo e la corretta circolazione delle informazioni, registrando quindi nel contempo autori, tempi, dati, ancorché multimediali, database, modelli e documenti di ogni genere e significato, tutti registrati in un unico ambiente accessibile da tutti gli interessati con adeguata selezione dei permessi di utilizzo. Nondimeno l'applicazione del Building Information Modelling può offrire i suoi benefici anche nel processo di valutazione del livello di sicurezza sismica degli edifici sul nostro territorio, ponendosi come strumento efficace di gestione di tutte le fasi che compongono lo studio della vulnerabilità di elementi strutturali e non. In particolare, oltre a costituirsi come miglioramento metodologico in fase di interoperabilità tra i diversi ambienti coinvolti, permette di predisporre in ambiente BIM i dati necessari alle valutazioni di rischio locale non a costituire il modello delle opere come un vero e proprio documento virtuale dal quale attingere le informazioni per effettuare le operazioni successive di adeguamento e miglioramento sismico e di valutazione approfondita dei rischi.

La digitalizzazione, vale la pena di ricordare per concludere, non è di certo né a se stessa, non si digitalizza perché oggi ciò è possibile, mentre 10/15 anni fa costituiva solo un obiettivo difficile da realizzare, lo si fa perché da ciò ne potranno conseguire opportunità inimmaginabili su molti fronti: il controllo automatizzato o semi-automatizzato dei dati e delle informazioni, attuato ovviamente limitatamente allo stato dell'arte che la tecnica oggi permette con le tecniche di Model-Checking e Code-Checking, la restituzione dei dati verso la proprietà o in favore dei committenti in formati riutilizzabili nel contesto di tutto l'arco di vita utile dell'opera, la costruzione di banche dati di informazioni più omogenee e più riutilizzabili nel tempo di quanto non lo siano dati e oggetti non espressi in base digitale o, peggio ancora, non computabili.

La Nuova Zonazione Sismica in Lombardia

Angelo Crippa¹ ■

La Regione Lombardia dal 10 aprile 2016 si è dotata di una nuova classificazione sismica. Con la Delibera di Giunta Regionale n. 2129/ 11 luglio 2014 è stata approvata la nuova classificazione sismica dei comuni della Regione Lombardia. La Deliberazione regionale approva un allegato (A) dove, per ogni comune della Regione, viene indicata la rispettiva nuova zona sismica e la relativa accelerazione massima (AgMax) presente all'interno del territorio comunale, in riferimento all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (O.P.C.M.) 3519/06 e al decreto del Ministero delle Infrastrutture del 14/01/08. Il provvedimento approva anche un allegato cartografico, predisposto dalla Struttura Prevenzione Rischio Sismico e Rischi Integrati della Direzione Generale Protezione Civile, Sicurezza e Immigrazione, dove viene riportata la classificazione sismica in riferimento all'O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003. Con questa nuova classificazione n. 57 comuni lombardi risultano in zona 2, n. 1024 comuni in zona 3 e n. 446 in zona 4 (Figura 1).

La deliberazione, pubblicata sul Bollettino Ufficiale di Regione Lombardia, Serie Ordinaria, n. 29 del 16 luglio 2014, oltre a modificare le zone sismiche, prevede altresì l'aggiornamento, da parte dei comuni, della componente sismica degli studi geologici di supporto agli strumenti urbanistici.

Il contesto di riferimento, all'interno del quale si è proceduto all'aggiornamento della classificazione sismica, è riferibile al Piano Regionale di Sviluppo (P.R.S.) della X legislatura che ricomprende questa azione nel risultato atteso delle attività finalizzate alla prevenzione del rischio sismico.

Gli obiettivi di questa nuova classificazione riguardano tre aspetti fondamentali: il primo si riferisce all'armonizzazione normativa mediante l'utilizzo dei parametri sismici di riferimento per la progettazione antisismica, di cui alle norme tecniche per le costruzioni approvate dal Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (N.T.C. 2008); il secondo aspetto è connesso ad una scelta di

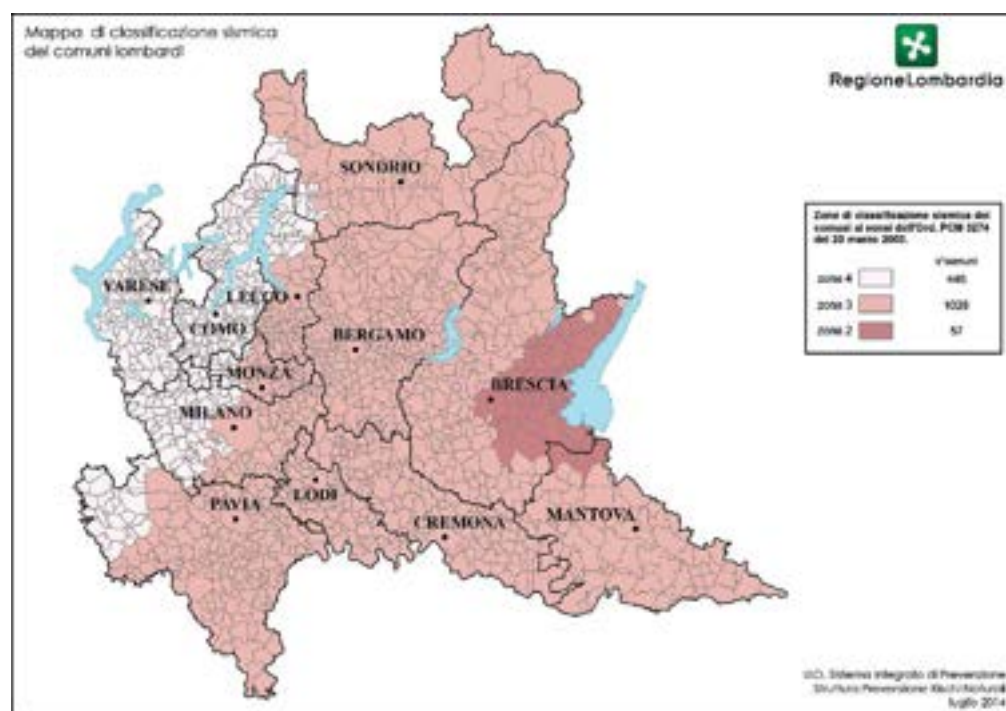


Figura 1
Mappa di classificazione sismica dei comuni lombardi.

¹ Regione Lombardia Giunta Regionale Milano, Direzione Generale Protezione Civile, Sicurezza e Immigrazione dirigente della struttura tecnica regionale Prevenzione del rischio sismico e rischi integrati e Coordinatore della Commissione Sismica Regionale prevista ai sensi della L.r.33/2015

indirizzo orientata a determinare un livello di classificazione sismica maggiormente cautelativo rispetto a quella precedente identica a livello nazionale sulla base delle mappe di pericolosità; il terzo aspetto fondamentale, infine, riguarda l'impatto sulle procedure tecniche e amministrative legate al tema della vigilanza sismica e dei controlli.

La scelta di cambiare le zone sismiche ha indotto il successivo processo di riordino delle disposizioni della normativa regionale in materia di vigilanza e controllo sulle costruzioni; la nuova classificazione infatti ha accelerato l'approvazione da parte del Consiglio Regionale della Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33 Disposizioni in materia di opere pubbliche o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche e, successivamente, l'emissione da parte della Giunta Regionale della D.g.r. 30 marzo 2016, n. 5001 Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica. Va pertanto sottolineato che la nuova zonazione, entrata in vigore il giorno 10 aprile 2016, coordinatamente con l'entrata in vigore della D.g.r. 5011/2016, ha significato una modifica sostanziale e di grande portata sulle procedure sismiche. Dall'approvazione della nuova zonazione all'effettiva entrata in vigore sono risultati però necessari due provvedimenti transitori.

All'ine di ultimare e rendere operativo il riordino delle disposizioni regionali e consentire una corretta applicazione delle procedure di controllo e della gestione delle attività urbanistico-edilizie con D.g.r. 2489, del 10 ottobre 2014, è stata prevista una prima proroga al 14 ottobre 2015. Tale differimento era finalizzato ad assicurare una capillare ed approfondita informazione presso le amministrazioni interessate tramite un approccio graduale orientato ad evitare che, al momento dell'entrata in vigore, le costruzioni in corso non ancora adeguate richiedessero interventi particolarmente gravosi in termini tecnici ed economici. Successivamente, con D.g.r. n. 4144, del 8 ottobre 2015, veniva previsto un ulteriore differimento dell'entrata in vigore della zonazione al 10 aprile 2016, confermando che, nelle more dell'entrata in vigore della nuova classificazione, nei comuni riclassificati da zona 4 a zona 3 e da zona 3 a zona 2, tutti i progetti delle strutture riguardanti nuove costruzioni pubbliche e private dovessero essere in linea con le norme tecniche vigenti nelle rispettive zone 3 e 2.

Dal 16 aprile 2016 la nuova zonazione regionale è in atto contestualmente alla nuova normativa ed in particolare alle nuove disposizioni operative.

2. Il significato della Zonazione

La zonazione di un territorio assume un significato importante per una regione. In sostanza significa applicare ad un'area territoriale, ad esempio un'unità amministrativa quale il comune, un certo grado di sismicità, inserendo questa area in un elenco regionale approvato. L'obiettivo della classificazione è quello di graduare gli interventi e le procedure tecnico-amministrative a seconda del rischio territoriale attuando in concreto un'attività di prevenzione. La zonazione si basa sui valori di pericolosità intesa come stima della sollecitazione attesa del terreno in un'area determinata. La metodologia per misurare la pericolosità ripercorre un lungo iter scientifico che parte da un criterio iniziale deterministico, basato sui terremoti di riferimento, per arrivare a modelli probabilistici (da causa-effetto a modelli stocastici) finalizzati ad individuare la pericolosità sismica di base. In tema di zonazione è utile ricordare che il rischio viene determinato dal prodotto della pericolosità e vulnerabilità $R = P \times V$, formula importante nel contesto delle attività di protezione civile. Va chiarito che la zonazione non incide sulla pericolosità del suolo e non incide sulla progettazione che è basata sui valori definiti dalle N.T.C. 2008.

La zonazione incide sulle procedure adottate in termini autorizzativi e di controllo, aumentando di fatto il livello di prevenzione determinando anche un maggiore livello di cautela e di protezione rispetto alla vulnerabilità delle strutture e all'esposizione di persone e beni.

La zonazione produce diversi effetti in un'azienda in particolare:

- la pianificazione comunale e gli studi destinati all'aggiornamento dei piani di governo del territorio;
- una maggiore conoscenza territoriale attraverso la microzonazione sismica;
- il cambiamento delle procedure autorizzative regionali e comunali (l.r.33/2015);
- l'attivazione di un sistema dei controlli sulle costruzioni;
- l'aumento del livello di attenzione sul tema della qualità costruttiva.

3. Zonazione: un lungo percorso tecnico-scientifico

Prima del 1976 il criterio per la zonazione era fondato sul grado di sismicità storica: le località colpite dai terremoti erano distinte in due categorie in relazione al loro grado di sismicità e alla loro costituzione geologica, utilizzando il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani-INGV. Il concetto di sismicità e di zone ha attraversato diversi passaggi: prima le zone sismiche erano solo quelle dove si era effettivamente verificato un terremoto. Ora le zone sono individuate in base al rischio.

Nella storia della classificazione va ricordato il terremoto di Messina del 1908 (Magnitudo 7.1) che ha determinato, tramite un Regio Decreto, l'applicazione di norme tecniche in due zone geologiche. Ma è solo dopo il terremoto del Friuli del 1976 che la comunità scientifica si è attivata per creare mappe di pericolosità. Con il terremoto dell'Irpinia del 1980 il CNR ha accelerato i lavori scientifici: tramite il Progetto Finalizzato Geodinamica venne proposta una riclassificazione sismica del territorio

italiano basato su tre parametri scientifici legati all'intensità massima attesa con periodi di osservazione di 1000 anni e di ritorno di 500 anni. Attraverso questi studi prese corpo la prima classificazione del 1984 dalla quale emergeva un catalogo con un approccio probabilistico. Questa classificazione prevedeva un territorio non classificato e zone di terza, seconda e prima categoria. In Lombardia vennero identificati n. 41 comuni di seconda categoria.

Prima di questa classificazione solo alcune zone ed aree erano considerate sismiche, ora tutto il territorio Italiano è classificato sismico, ovviamente con valori differenti. L'ulteriore passaggio epocale è costituito dalla progettazione strutturale fondata su norme tecniche.

La classificazione del 1984 in Lombardia ebbe come effetti la necessità del rilascio di un'autorizzazione preventiva, da parte dell'allora Genio Civile, per l'inizio lavori nelle zone in categoria 2. Dal 1985, in Lombardia, per effetto della legge n. 46/85 diventava sistematico il controllo preventivo in zone a media sismicità per le opere pubbliche suscettibili di grande affollamento. Nei restanti casi era previsto un controllo a campione.

Nel 2008 viene istituito un gruppo di lavoro per la redazione di una proposta di riclassificazione del territorio nazionale basata sugli studi della pericolosità di base, sulla definizione del parametro guida (H) e del parametro correttivo (Imax).

A questo punto entra in gioco il ruolo delle regioni in seguito al decreto legislativo numero 112/1998. Il loro compito riguarda l'individuazione, la formazione e l'aggiornamento delle zone sismiche. Lo Stato fornisce indirizzi e criteri di carattere generale. Un decisivo supporto viene svolto dai centri di competenza (INGV Eucentre) che forniscono i parametri tecnico-scientifici ufficiali rendendoli pubblici e liberamente disponibili in particolare al mondo professionale.

Gli anni chiave per la piena maturazione del concetto di zonazione sismica sono quelli compresi tra il 1999 e il 2006 durante i quali un gruppo nazionale di lavoro definisce le 4 zone consegnando i risultati al Ministero dei LLPP. Nel 2002 il terremoto del Molise spinge ulteriormente i lavori fino all'adozione delle 4 zone con valori di accelerazione Eurocode. Nel 2003, con l'ordinanza OPCM 3274, vengono individuate le 4 zone corredate dai rispettivi intervalli di accelerazione, consentendo alle Regioni l'eventuale utilizzo di soglie di tolleranza.

L'OPCM 3274 è fondamentale in quanto stabilisce i criteri per l'individuazione delle zone, individua 4 zone, tra le quali le zone S = 6, S = 9, S = 12 a bassa, media e alta sismicità, avvia le analisi di vulnerabilità sulle strutture destinate strategicamente e rilevanti e, per le zone 4, lascia la facoltà alle regioni di definire adempimenti e procedure.

Regione Lombardia, con la deliberazione del 2003 (DGR 14964/03), recepisce la mappa di livello nazionale (Figura 2) senza alcuna modifica adottando in forma transitoria le indicazioni dell'OPCM 3274/2003. Secondo questa DGR i comuni in zona 2 risultano 41 (32 in provincia di Brescia, 4 in provincia di Bergamo, 4 in provincia di Cremona e 1 comune (Varzi) in provincia di Pavia). I comuni in zona 3 sono 238, mentre i comuni in zona 4 sono 1267. In questo caso le NTA si applicano limitatamente agli edifici strategici e rilevanti. Le zone 3 e 4 a bassa e bassissima sismicità sono di fatto escluse dal sistema dei controlli previsto dalla legge regionale 46/85.

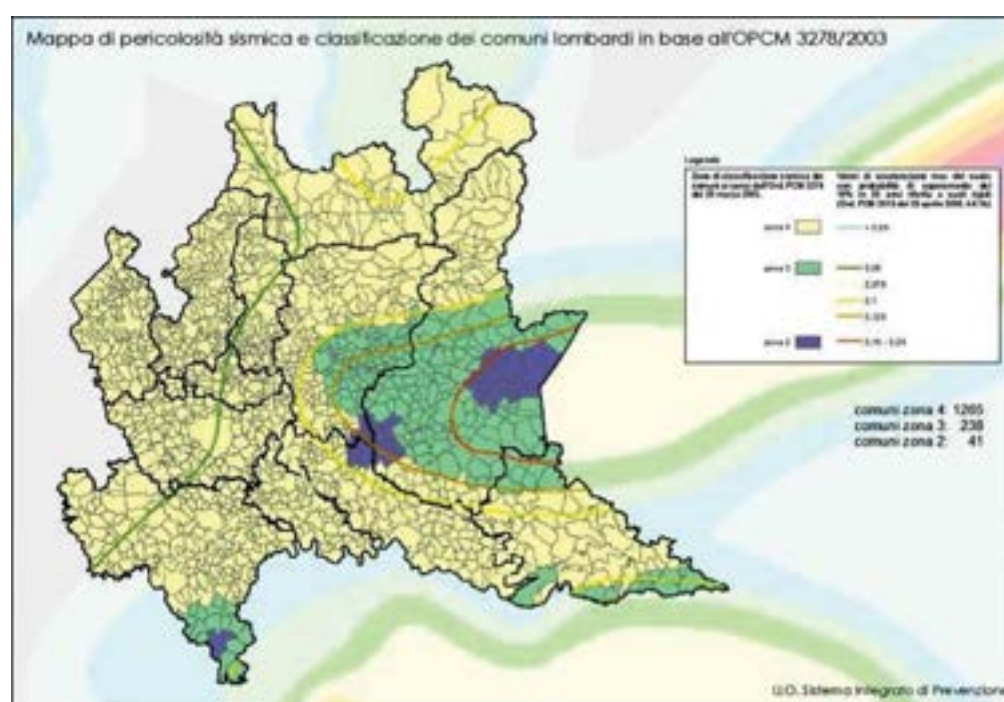


Figura 2
Mappa a livello nazionale (4 zone) recepita in Regione Lombardia con DGR 14964/2003.

Nel 2006 un'altra ordinanza, l'OPCM 3519/2006, approva la mappa di pericolosità sismica in base all'accelerazione massima del suolo con eccedenza del 10% in 50 anni calcolata su suoli rigidi. Assegna alle zone i rispettivi intervalli, consente la tolleranza di 0,025 g e fornisce criteri generali per l'aggiornamento degli elenchi delle zone sismiche (Tabella 1).

Tabella 1 - Definizione dei criteri di classificazione OPCM 3119/2006

Zona	Accelerazione (g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro elastico
1	$0,25 < Ag \leq 0,35$	0,35 g
2	$0,15 < Ag \leq 0,25$	0,25 g
3	$0,05 < Ag \leq 0,15$	0,15 g
4	$\leq 0,05$	0,05 g

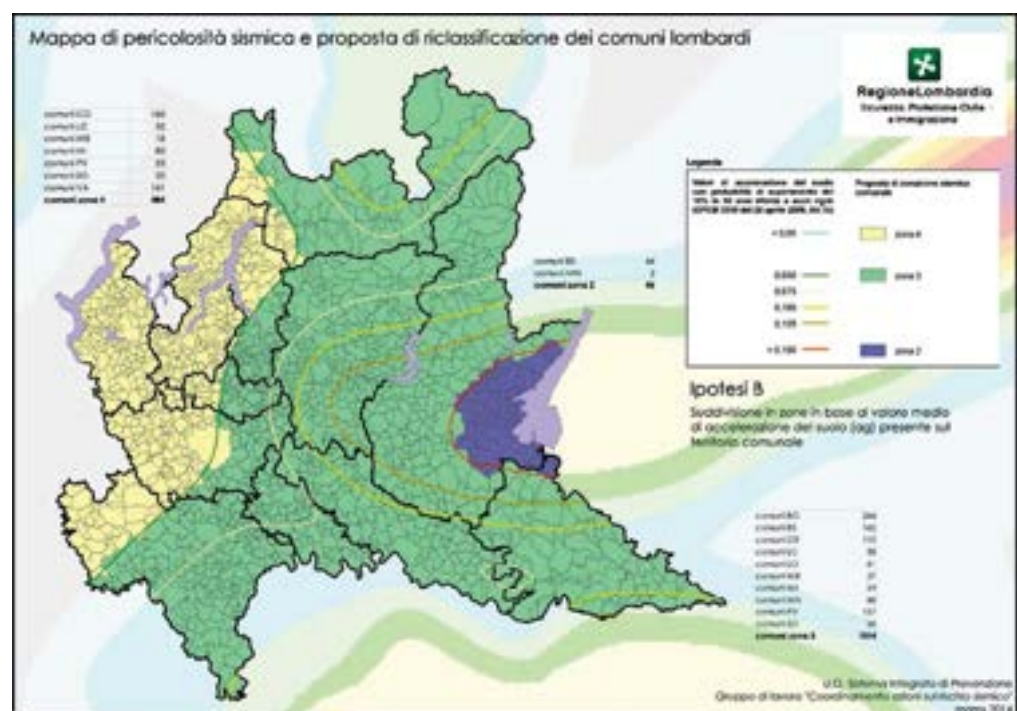
4. Il percorso tecnico regionale per la riclassificazione

Nell'ambito delle azioni regionali previste dal P.R.S. inerenti la Prevenzione del rischio sismico si è provveduto ad una nuova classificazione orientata ad un risultato maggiormente cautelativo. Le strutture tecniche regionali hanno avviato un percorso basato sulla raccolta e organizzazione di tutti i dati disponibili, sia provenienti da fonti regionali sia da altre fonti, dai centri di competenza come INGV e Eucentre, dai cataloghi dei terremoti, dagli studi locali e dai valori e parametri sismici di accelerazione Ag_{Max} , e di attenuazione del moto del suolo, individuazione dei tempi di ritorno e analisi dei parametri sismici del territorio. Il percorso regionale di individuazione delle zone è stato definito dalle seguenti azioni:

- Adeguamento alla normativa nazionale e in particolare all'OPCM 3519, rispettando il range stabilito;
- Individuazione di un valore unitario su base comunale con un'operazione di interpolazione della griglia dei punti e dei valori disponibili;
- Utilizzo del valore massimo atteso su base comunale. Non viene utilizzato il valore di tolleranza di 0,025. Con il valore medio su base comunale (Figura 3) lo scenario avrebbe previsto 46 comuni in zona 2 con un risultato considerato non sufficientemente cautelativo.

Lo scenario con l'utilizzo del valore massimo nelle aree prossime alle sorgenti sismogenetiche avrebbe prodotto una mappa eccessivamente cautelativa. La scelta ragionevolmente cautelativa venne individuata calcolando il valore massimo comunale di accelerazione come elemento di riferimento su tutta l'area comunale (Figura 4).

Figura 3
Mappa di pericolosità sismica e proposta di riclassificazione dei comuni lombardi Ipotesi B.



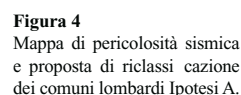
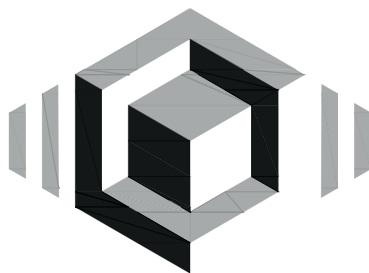


Tabella 2 - Nuova classificazione sismica - comuni in zona 2 cosa è cambiato

Totale comuni in zona 2 D.G.R. n.7/14964 del 2003: **41**
Totale comuni in zona 2 D.G.R. n.2129 di 2014: **57**
(*) 9 comuni nel Bresciano sono passati da zona 2 a zona 3

Zona 2 da 41	A 57 comuni
Zona 3 da 238	A 1028 comuni
Zona 4 da 1267	A 446 comuni

Le regioni con la zonazione possono pertanto intervenire in modo significativo nel campo della prevenzione del rischio sismico.



SPONSE

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR
THE SEISMIC PERFORMANCE OF
NON-STRUCTURAL ELEMENTS



I danni osservati durante i più recenti terremoti hanno messo in evidenza che nonostante le strutture progettate secondo i moderni criteri di progettazione antisismica si comportino in modo adeguato, i danni riportati dagli elementi non-strutturali possono seriamente compromettere la funzionalità degli edifici nell'immediato post-sisma. Questa problematica risulta di particolare importanza qualora si abbia a che fare con strutture di importanza strategica. Inoltre, gli investimenti economici connessi agli elementi non-strutturali rappresentano generalmente il maggiore onere economico nella realizzazione di qualsiasi tipologia costruttiva, basti pensare, ad esempio, alle apparecchiature mediche presenti nelle strutture ospedaliere.

La ricerca nel campo della valutazione delle performance sismiche delle componenti non-strutturali è diventata negli ultimi anni una chiara esigenza sia nel mondo accademico che industriale. Gli sforzi di numerosi ricercatori si stanno concentrando sulla definizione di metodi di progettazione adeguati che siano in grado di colmare le carenze tutt'ora presenti nei codici normativi. Sulla base di queste considerazioni è nata nel 2014 l'International Association for the Seismic Performance of Non-Structural Elements (SPONSE); ad oggi, l'associazione ha la sua sede amministrativa presso il Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica di Pavia (EUCENTRE). L'associazione SPONSE è una associazione internazionale, no-profit, che raggruppa differenti enti e figure professionali interessate nella valutazione delle performance sismiche degli elementi non-strutturali.

L'obiettivo di SPONSE è quello di divulgare le conoscenze nell'ambito degli elementi non-strutturali promuovendo anche nuove collaborazioni e progetti tra partner universitari, industriali e tutte le figure interessate alla tematica. Ad oggi il Consiglio di Amministrazione è composto da professori di fama internazionale pionieri nello studio delle performance sismiche degli elementi non-strutturali, a breve saranno introdotti nel Consiglio di Amministrazione anche partner industriali. Con l'intento di diffondere quanto più possibile le conoscenze relative al comportamento sismico degli elementi non-strutturali, l'iscrizione a SPONSE non comporta alcun costo e sono previste quattro differenti categorie di membership in funzione della tipologia di membro (enti di ricerca, industrie, ricercatori e liberi professionisti). Tutte le informazioni riguardanti le attività svolte dall'associazione sono divulgate mediante il sito web di SPONSE (www.sponse.eu) e tramite la newsletter inviata a tutti i membri; nel sito è inoltre presente una sezione, riservata ai soli membri dell'associazione, aggiornata costantemente con tutti i risultati delle principali ricerche e novità nell'ambito delle performance sismiche degli elementi non-strutturali.

w w w . s p o n s e . e u

DESIGNA: la gestione delle esigenze di alloggio in emergenza

Renato Fuchs¹ ■

L'Aquila, inizio 2010: la realizzazione del Progetto C.A.S.E.² sta volgendo al termine, in un vortice di attività che per mesi ha coinvolto centinaia di tecnici ed imprese e migliaia di operai.

Come sempre in ritardo, pranzo nella mensa della Scuola ispettori e sovrintendenti della Guardia di Finanza, dove si trovano sia il nostro ufficio tecnico sia, e soprattutto, la Di.Coma.C. (Direzione di Comando e Controllo) del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) sperando di trovare qualcosa di commestibile. Pochi minuti dopo si siede di fronte a me Franco Gabrielli, allora Prefetto di L'Aquila e vicecommissario per l'Emergenza Abruzzo (divenuto in seguito Capo del DPC ed ora Capo della Polizia): chiacchierando, condividiamo l'idea di mettere a frutto le esperienze maturate in questa occasione per migliorare l'organizzazione complessiva nella gestione delle future emergenze.

Da quel colloquio informale - attraverso numerosi incontri con diversi gruppi di lavoro costituiti all'interno del DPC e grazie alla condivisione e l'appoggio dei responsabili della gestione delle emergenze del Dipartimento (dapprima Fabrizio Curcio, ora Capo del DPC ed ora Titti Postiglione, che è anche coordinatrice della Di.Coma.C. stabilita a Rieti per il sisma in centro Italia) - è nata l'idea di realizzare un software che faciliti la gestione delle esigenze di alloggio delle persone coinvolte in eventi catastrofici.

Oggi quel software viene utilizzato dal DPC, dalle Regioni Umbria ed Abruzzo, da diversi Comuni e centinaia di strutture ricettive (alberghi, residences, agriturismi, case vacanza, ecc.), al fine di conoscere la situazione di migliaia di persone alloggiate in emergenza a seguito dei terremoti del 24 agosto, 26 e 30 ottobre 2016 e 18 gennaio 2017.

Dai cilindrotti al prototipo

Nelle molte riunioni di debriefing svolte al DPC dopo il 2009 si cercava di focalizzare quali informazioni raccogliere, come integrarle con altre provenienti da fonti diverse, come gestire tutta la mole di dati che ci si sarebbe trovati davanti. Le idee erano molte, spesso ottime, a volte fantasiose o confuse. Si parlava di cilindrotti - ossia archivi di dati - collegati in qualche modo tra loro ed ognuno cercava di immaginare quali fossero i dati più o meno utili.

Dal mio punto di vista stentavamo a fare passi avanti, in quanto da un incontro al successivo cambiava qualche attore ed il nuovo arrivato tendeva a voler aggiungere qualche nuovo aspetto o a modificare decisioni faticosamente prese in precedenza, anche a causa del fatto che il tutto rimaneva ancora ed esclusivamente sul piano teorico.

Le tipologie di assistenza alla popolazione colpita dai terremoti del 2016 e 2017

È ormai assodato come ogni emergenza differisca da tutte le altre: i luoghi, i danni, le condizioni climatiche, le abitudini dei residenti, le leggi, la disponibilità economica, la sensibilità popolare, il quadro politico nazionale e locale e chissà quanti altri fattori fanno sì che non si possa pensare ad un unico modello per affrontare tutte le emergenze.

Per i medesimi motivi, le forme di assistenza alla popolazione colpita dall'emergenza non possono che essere differenti di volta in volta.

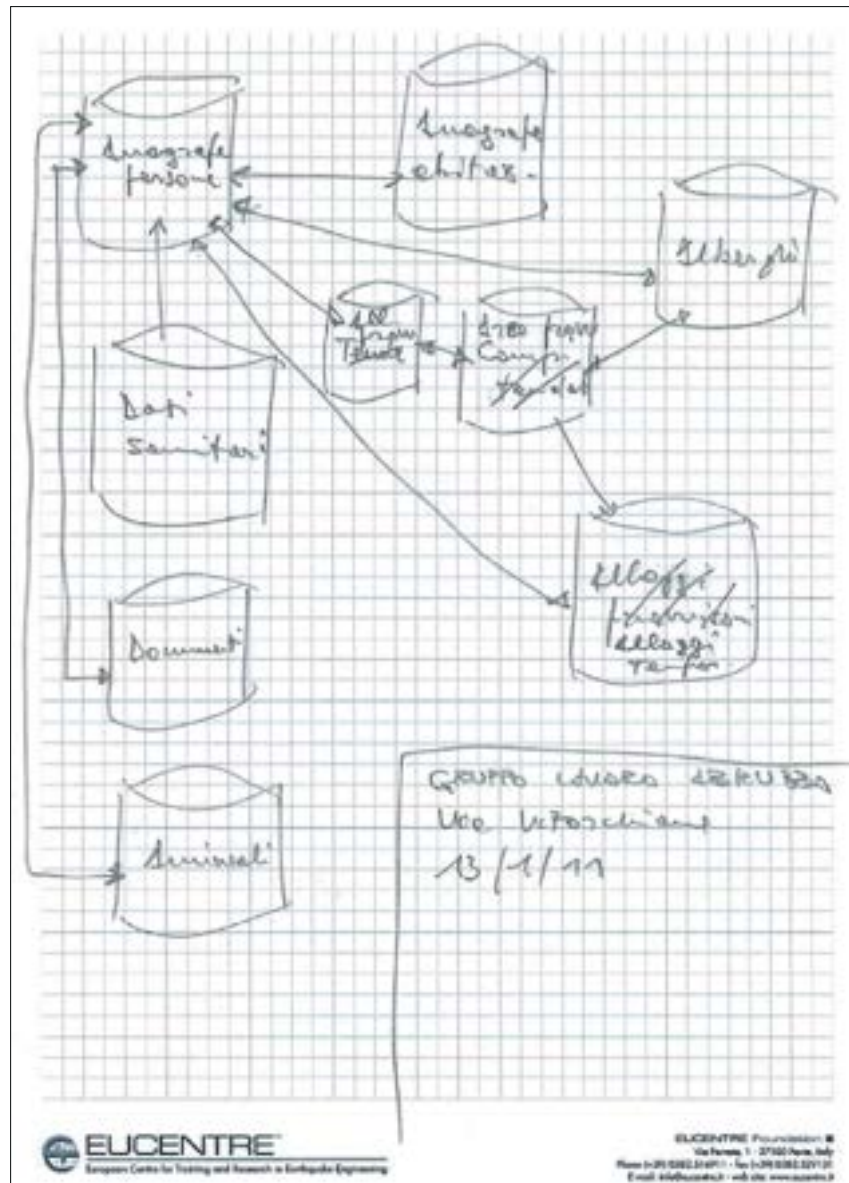
A seguito del terremoto del 24 agosto 2016 e di quelli del 26 e 30 ottobre 2016 e del 18 gennaio 2017, le tipologie di assistenza offerte dallo Stato (attraverso il Dipartimento della Protezione Civile e le Regioni) ai cittadini le cui abitazioni hanno subito danni sono:

Campi tendati: destinati ad ospitare i cittadini nel periodo immediatamente successivo agli eventi;
Container collettivi: sono soluzioni ponte tra le tende e le altre sistemazioni, consistenti in edifici prefabbricati di grandi dimensioni, in ciascuno dei quali vengono ospitate 20-30 persone;
CAS (Contributo di Autonomia Sistemazione): un contributo economico mensile alla famiglia che intenda alloggiare a proprie spese. L'importo dipende dal numero di componenti il nucleo familiare e dalla presenza nello stesso di anziani, disabili o portatori di handicap. Tale importo, inizialmente fissato in 200 euro a persona, è stato aumentato a partire dal 15 novembre 2016 a 300 euro a persona;
Alloggio in strutture ricettive: è stata stipulata una convenzione con le associazioni di categoria, in base alla quale per ogni giornata di presenza di un cittadino presso una struttura ricettiva, viene riconosciuto alla stessa un importo di 40, 35 o 25 euro in funzione del trattamento ricevuto (rispettivamente pensione completa, mezza pensione o camera e colazione);
SAE (Soluzioni Abitative di Emergenza): sono edifici prefabbricati, realizzati dalle ditte che si sono aggiudicate nel 2014 una gara CONSIP, di diverse metrature in funzione della numerosità del nucleo familiare, generalmente a schiera. Le tempistiche per la loro disponibilità dipendono anche dall'individuazione delle aree e dalla realizzazione dei necessari lavori di fondazione e di urbanizzazione;
MAPRE (Moduli Abitativi Provvisori Rurali Emergenziali): si tratta di edifici prefabbricati singoli, installati in prossimità di stalle o fattorie, destinati ad ospitare gli allevatori/agricoltori che abbiano la necessità di rimanere vicini ai propri luoghi di lavoro.

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre).

² Il Progetto C.A.S.E. ha visto la realizzazione di 185 edifici sismicamente isolati, ciascuno comprendente in media 24 appartamenti, destinati ad accogliere la maggior parte delle famiglie aquilane che avevano perso la propria abitazione a causa del sisma del 6 aprile 2009. I lavori, iniziati l'8 giugno, hanno portato alla consegna dei primi 300 appartamenti il 29 settembre: in seguito ne sono stati mediamente ultimati e consegnati circa 150 a settimana, raggiungendo un totale di 4.449 (per oltre 15.600 persone alloggiate) a fine marzo 2010.

Figura 1
I cilindretti ,
una delle prime fasi di
SIGNA.



Fu così che proposi di realizzare un prototipo, esattamente con lo scopo che lo stesso ha nel processo di creazione, ad esempio, di una nuova auto: un oggetto vero, per quanto non (o solo parzialmente) utilizzabile in pratica, ma visibile, testabile, apprezzabile e criticabile.

Per le auto si utilizzano cartone, plastica, colla, nastro adesivo (ed oggi le stampanti 3D): per i nostri scopi decisi di utilizzare FileMaker, un gestore di database che conoscevo discretamente e che mi consentiva, con poco sforzo, di realizzare qualcosa in grado di far comprendere pro e contro di ogni idea si fosse ipotizzato di sottoporre a veri e propri test.

Questo approccio è stato accolto positivamente ed è così nato SIGNA (Sistema Integrato Gestione Necessità Alloggiative), il progenitore dell'attuale sistema: il prototipo è stato utilizzato nelle esercitazioni nazionali di Protezione Civile in Calabria (2011) ed in Basilicata (2012), fornendo utili indicazioni, in positivo ed in negativo, sulle idee messe in campo.

Le caratteristiche fondamentali del prototipo consistevano in:

- **Reperimento** - idealmente prima dell'emergenza o, nella peggiore delle ipotesi, nelle sue prime fasi - di quante più informazioni anagrafiche possibile relative alle persone da assistere, così da ridurre il lavoro di ricerca/immissione sia - e soprattutto - gli errori di digitazione; queste informazioni possono avere fonti diverse: dal Ministero dell'Interno (che da anni ha un servizio di raccolta dati anagrafici provenienti dai Comuni) ai Comuni stessi (il cui software di gestione anagrafica consente in genere l'esportazione dei dati in formati facilmente leggibili) ad altri Enti (fornitori di servizi elettrici, gas, acqua, ecc.);

- Definizione di un albero di comando, analogo a quello adottato dal Dipartimento per la gestione delle emergenze, che consentisse ai livelli superiori la visibilità sulle informazioni gestite dai livelli inferiori e non il viceversa;
- Possibilità di accesso al sistema da parte non solo di funzionari del DPC ma - con le opportune limitazioni - anche a personale degli altri Enti coinvolti nella gestione dell'emergenza (es. Regioni, Province, Comuni) ed agli esercenti delle strutture di accoglienza (es. campi tendati, alberghi);
- Impossibilità, per ciascun destinatario di assistenza, di fruire contemporaneamente di forme diverse della stessa (ossia, ad esempio, di essere alloggiato in un albergo e di percepire il contributo di autonoma sistemazione o CAS).

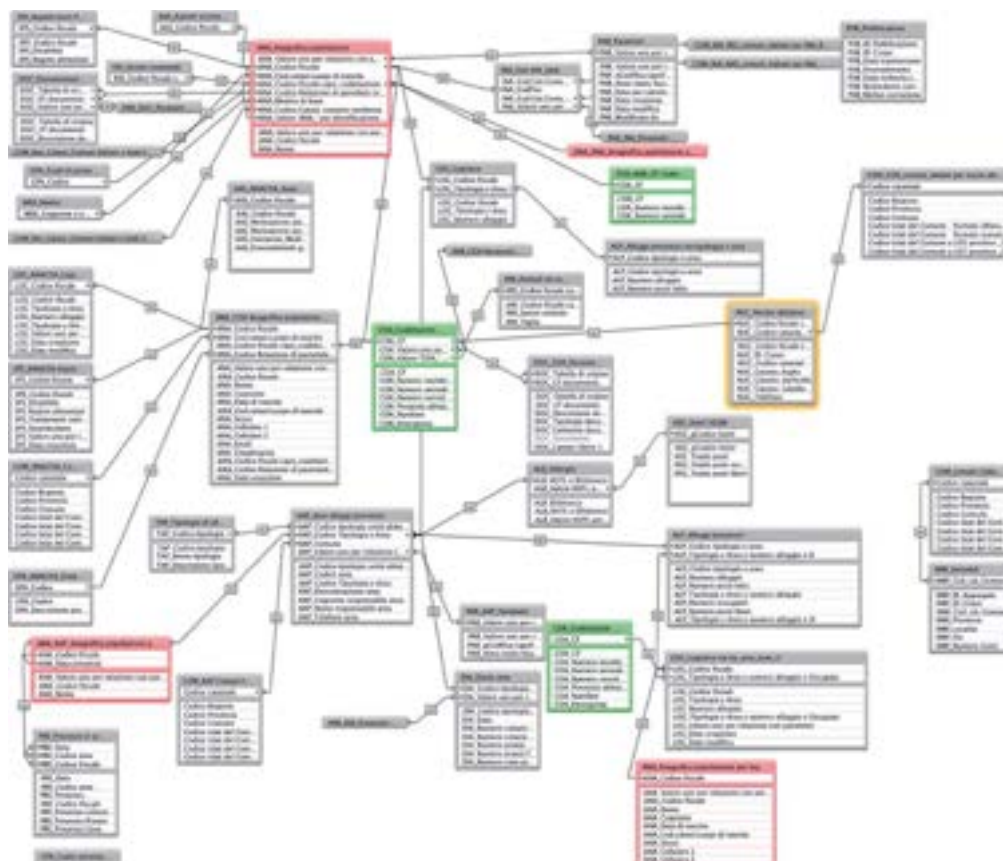


Figura 2
Lo schema relazionale di SIGNA.

La versione attuale ed il suo utilizzo a seguito dei terremoti del 24 agosto, 26 e 30 ottobre 2016, 18 gennaio 2017 e dell'emergenza neve del 18 gennaio 2017

Le caratteristiche sopra elencate sono state ereditate da DESIGNA, in cui sono state implementate inoltre - anche a seguito delle esperienze maturate in diverse recenti esercitazioni di Protezione Civile svolte in provincia di Pavia, alle indicazioni del DPC e delle diverse Regioni coinvolte - molte altre funzionalità tra cui, ad esempio, quella di conteggiare le presenze e la tipologia di trattamento (Bed and Breakfast, Mezza Pensione, Pensione Completa) in albergo per ciascuna persona, fornendo quindi un fondamentale strumento alle strutture ricettive.

Analogamente, il sistema consente la gestione delle richieste e delle successive assegnazioni di CAS e permette agli uffici amministrativi dei diversi Enti di monitorare costantemente la situazione sia globale sia dei singoli cittadini e di ridurre drasticamente i tempi per la rendicontazione dei costi sostenuti al DPC ed all'Unione Europea.

Essendo DESIGNA un'applicazione web, per il suo utilizzo non è necessario installare alcun software specifico: è infatti sufficiente un qualsiasi browser (come ad esempio Firefox o Chrome) ed un collegamento ad Internet.

Questo consente di ridurre i costi, di poter concedere l'accesso ad un nuovo utente semplicemente definendone nome utente e password, di poter interagire con il sistema ovunque ci si trovi e con ogni tipo di strumento (PC, Mac, tablet, smartphone). Inoltre l'implementazione di nuove funzioni (frequentemente necessarie date le immane differenze che ogni emergenza presenta rispetto alle precedenti) risulta immediatamente disponibile per tutti gli utenti, senza richiedere loro alcun aggiornamento.

Figure 3 e 4
Utilizzo del prototipo
SIGNA all'Esercitazione
Nazionale di Protezione
Civile, Potenza, dicembre
2012.



Figura 5
La form di login di
DESIGNA, versione
attuale.

DESIGNA



DESIGNA



Username:

Password:

Accedi

Accedi Backoffice

ATTENZIONE:

L'uso del sistema è riservato agli operatori di Protezione Civile ed ai gestori delle strutture ricettive che ospitano cittadini coinvolti nell'emergenza. Chiunque utilizzi il sistema senza autorizzazione commette un illecito e potrà essere denunciato alle competenti autorità.

In accordo con il DPC, a luglio 2016 era stato stabilito che a metà del successivo mese di settembre si sarebbe tenuta la presentazione del sistema alle Regioni ed alle organizzazioni di volontariato di Protezione Civile, seguito da attività di informazione e formazione sul suo utilizzo: purtroppo il terremoto del 24 agosto ha impedito tali azioni e DESIGNA ha dovuto quindi essere messo in campo contando sulle poche risorse già formate e, sostanzialmente, all'insaputa di molti degli Enti che si sono dovuti occupare della gestione dell'emergenza.

Ciò ha comportato qualche ritardo nell'attivazione e la successiva necessità di rincorrere le informazioni per renderle congruenti, ma, soprattutto, diversità tra le diverse Regioni coinvolte in termini di tempi e modalità di attivazione: il Lazio ha adottato il sistema sin dall'inizio in particolare per la gestione delle aree di accoglienza, l'Umbria ne ha iniziato l'utilizzo a fine novembre e l'Abruzzo a fine dicembre, mentre le Marche hanno deciso di sviluppare autonomamente un proprio sistema.

Il quadro generale è divenuto, se possibile, più complesso a seguito delle nuove scosse del 18 gennaio 2017, verificatesi in coincidenza con una nevicata di proporzioni eccezionali che ha interessato in particolare il versante abruzzese, causando un black-out elettrico in una vasta area e rendendo irraggiungibili numerose località.

Un numero elevato (oltre 3.000) di cittadini si è visto quindi costretto a richiedere alloggio temporaneo, che è stato fornito dalle strutture della costa adriatica abruzzese. Anche queste persone sono state gestite con il supporto di Designa.

Nonostante queste difficoltà operative, alla data di stesura della presente (fine marzo 2017) DESIGNA viene utilizzato dal DPC, da due Regioni, da 9 Comuni e da 250 strutture ricettive (di cui 184 alberghi), per un totale di 270 utenti.

La base dati anagrafica conta 322.600 nominativi, dei quali 13.818 destinatari di forme diverse di assistenza.

Nella figura seguente sono riportati i dati relativi al numero di persone destinatarie delle diverse forme di assistenza, gestite con Designa dal 24 agosto 2016. Da notare l'incremento dei numeri in corrispondenza dei terremoti avvenuti alla fine di ottobre 2016 ed il 18 gennaio 2017. La diminuzione verificatasi nei giorni immediatamente successivi è dovuta al rientro nelle proprie abitazioni dei cittadini che le avevano lasciate a seguito delle fortissime nevicate.

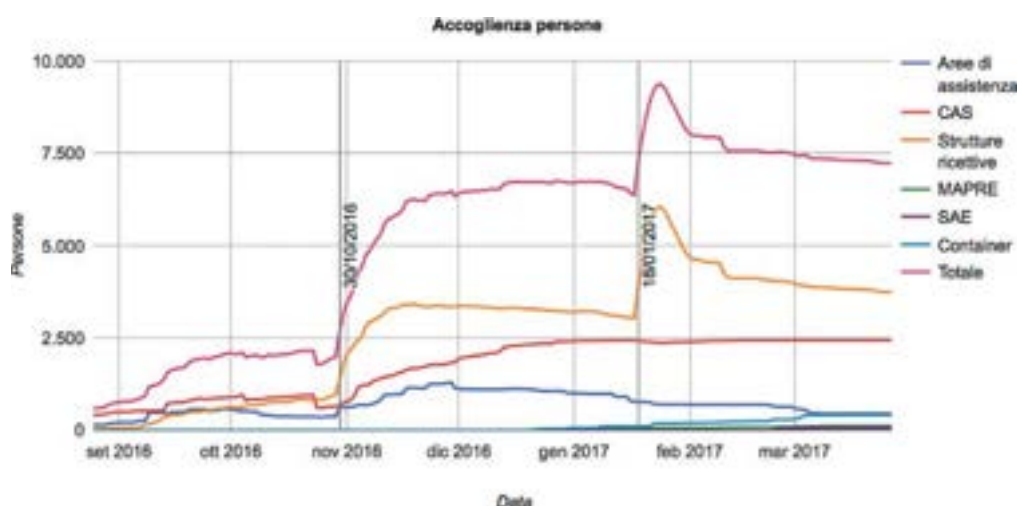


Figura 6

Numero di persone assistite gestite con DESIGNA dopo il 24 agosto 2016.

Seghe in legenda:

CAS = Contributo di Autonoma Sistemazione, MAPRE = Moduli Abitativi Provvisori Rurali, Emergenziali, SAE: Soluzioni Abitative di Emergenza.

Le linee verticali indicano le date dei principali eventi sismici.

Il futuro

Nel corso del 2017 - oltre al quotidiano supporto agli utenti - sono previste una serie di attività, tra cui:

- Informazione e formazione di personale DPC, Regioni e Volontariato per l'utilizzo del sistema;
- Stesura di protocolli di comunicazione da stabilire con fonti diverse (Ministero dell'Interno, Enel, Comuni, ecc.) al fine di ricevere, nell'immediato post-evento, le informazioni relative alla popolazione residente;
- Integrazione di uno strumento di reportistica avanzato;
- Gestione workflow richieste CAS;
- Registrazione e gestione dei volontari;
- Interfacciamento con il sistema di gestione delle schede AeDES/FAST;
- Aggiornamento della manualistica.

Figura 7
DESIGNA utilizzato da
Funzionari e Volontari di
Protezione Civile, Norcia,
gennaio 2017.



Alla luce dei risultati sin qui ottenuti e dell'apprezzamento degli attuali utilizzatori, pare auspicabile che DESIGNA venga messo a disposizione di tutti i gestori di Emergenze: un suo utilizzo immediato consente una gestione più efficiente ed efficace delle necessità di alloggio delle persone coinvolte e costituisce indubbiamente un valido aiuto organizzativo e gestionale, riducendo drasticamente tempi e probabilità di errori e consentendo ai vari attori di conoscere in tempo reale la situazione, eliminando la necessità di ricercare periodicamente da più fonti le informazioni, confrontarle ed elaborarle senza avere mai la sicurezza della loro coerenza e completezza.

Andrebbe in ogni caso evitato l'utilizzo di sistemi differenti da parte dei diversi gestori: per quanto ciascuno possa fornire un valido supporto, la mancanza (e la sostanziale impossibilità) di una continua sincronizzazione tra essi impedisce una visione unitaria e costringe, per cercare di ottenerla, nuovamente ad un lavoro manuale di assemblaggio ed elaborazione.

Lo sforzo che a mio parere andrà fatto sin d'ora dovrà quindi essere orientato all'implementazione, in DESIGNA, di tutte le migliorie possibili derivanti dall'esperienza maturata da parte degli operatori sia su DESIGNA sia su ogni altro sistema messo in campo nella gestione delle ultime emergenze.

Ringraziamenti

Designa è stato realizzato in Eucentre grazie alle competenze professionali e tecniche di Alessio Cantoni - coadiuvato da Marco Denari - che sta continuando ad implementare nuove funzionalità con la collaborazione di Dario Gangi.

Le indicazioni, i confronti, le critiche, le attività di prova, il raccordo con l'intero Dipartimento, forniti da Maurizio Nicoletta e Francesco Ceribelli della Funzione Assistenza alla Popolazione del DPC sono stati fondamentali per ottenere un sistema adeguato alle aspettative.

I funzionari del Servizio Informatica del DPC - sotto la direzione di Stefano Calabrese - hanno fornito una preziosissima assistenza; Enrico Ardito, in particolare, ha dato importanti contributi nelle fasi di miglioramento del sistema prima dell'emergenza. Primo Angelucci, Gianluca Covicchio, Daniela Marcellini, Andrea Pascucci, Giuseppe Belli della Regione Umbria, come Andrea Cipollone, Marcello Di Matteo e Luca Di Giammatteo della Regione Abruzzo, con i loro dirigenti e colleghi, utilizzando quotidianamente DESIGNA hanno fornito spunti ed indicazioni preziosissime per il miglioramento del sistema.

Ad Andrea Bruni e Paolo Lasagna, con tutti i colleghi e volontari della Protezione Civile della Provincia di Pavia, va un doveroso e sincero ringraziamento per l'utilizzo delle versioni preliminari del sistema in occasione di diverse esercitazioni e le indicazioni sulle sue criticità.

Un ringraziamento sentito va rivolto a tutti coloro che, con l'utilizzo quotidiano o con il supporto di idee e critiche, hanno individuato criticità e contribuito alla crescita ed al miglioramento del sistema.

Ricerca

Piattaforma WebGIS per la valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici nella città di Nablus (Palestina)

WebGIS platform for vulnerability assessment and seismic risk of buildings in the city of Nablus (Palestine)

Antonella Di Meo¹, Marta Faravelli², Barbara Borzi³, Marco C. Pagano⁴, Diego Polli⁵ ■

Sommario

L'articolo descrive la piattaforma web con funzionalità GIS (WebGIS) sviluppata da Eucentre nell'ambito del progetto ECHO/SUB/2014/694399 SASPARM2.0 Support Action for Strengthening Palestine capabilities for seismic Risk Mitigation, co-finanziato da DG-ECHO Humanitarian Aid and Civil Protection, iniziato a gennaio 2015 e terminato a dicembre 2016. Il WebGIS realizzato è accessibile a cittadini, studenti, professionisti, autorità governative e non governative, e rappresenta uno strumento molto utile ed intuitivo per caricare e gestire i dati relativi agli edifici residenziali nella città di Nablus, in Palestina. I rilievi sono condotti utilizzando due schede organizzate in funzione delle tipologie strutturali presenti nella città di Nablus. Le schede sono rivolte ai cittadini e ai professionisti e sono diverse tra loro solo in termini di dettaglio. In funzione dei dati rilevati, vengono automaticamente associate a ciascun edificio le curve di fragilità elaborate per cinque diversi livelli di danno, fornendo così una valutazione della vulnerabilità strutturale dell'edificio. Le curve di fragilità sono calcolate utilizzando il metodo meccanico SP-BELA (Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment) e sono associate a ciascun edificio in funzione della tipologia strutturale e del numero di piani. Oltre alle curve di fragilità, la piattaforma WebGIS mostra la curva di pericolosità e il rischio sismico dell'edificio calcolato per 3 nastri temporali stabilite (1, 10 e 50 anni). Infine, il WebGIS permette di individuare una serie di interventi di retrofit che favoriscono la riduzione della vulnerabilità sismica di ciascun edificio (e di conseguenza del rischio sismico). Tali interventi sono proposti in funzione della tipologia di edificio e degli elementi che determinano la sua vulnerabilità individuati in fase di rilievo.

Parole chiave: schede di rilievo, curve di fragilità, rischio sismico, piattaforma WebGIS.

Abstract

The article is about the web with GIS functionality (WebGIS) realized by Eucentre for SASPARM2.0 (Support Action for Strengthening Palestine capabilities for seismic Risk Mitigation) project. The WebGIS is accessible to citizens, students, practitioners, GO and NGO stakeholders, and it represents a very useful and intuitive tool to load and manage data collected during the survey of residential buildings. From the collected data, fragility curves are obtained to estimate the seismic vulnerability of buildings. The fragility curves are determined with SP-BELA (Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment) method for five different damage levels and they are associated to each building according to its structural type and its number of stories. Besides the fragility curves, the hazard curve and the seismic risk are calculated and made available on the platform. Finally, possible retrofits are suggested to reduce the vulnerability and in consequence the seismic risk of the selected building.

Keywords: survey forms, fragility curves, seismic risk, WebGIS platform.

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ antonella.dimeo@eucentre.it

² Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ marta.faravelli@eucentre.it

³ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ barbara.borzi@eucentre.it

⁴ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ marco.pagano@eucentre.it

⁵ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), Pavia - ✉ diego.polli@eucentre.it

1. Introduzione

Le attività svolte nell'ambito del progetto precedente, denominato SASPARM (Support Action for Strengthening Palestinian-administrated Areas capabilities for seismic Risk Mitigation) e terminato a dicembre 2014, hanno contribuito alla diffusione del concetto di rischio sismico in Palestina. Il rischio sismico è dato dalla combinazione di tre fattori:

- pericolosità, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un certo intervallo di tempo;
- esposizione, che indica l'importanza dell'oggetto esposto al rischio (ad es. numero di persone presenti all'interno di un edificio o se l'edificio assume una certa rilevanza da un punto di vista storico e/o economico);
- vulnerabilità, che indica il livello di danneggiamento che la struttura può manifestare se sottoposta ad un sisma di un certo livello di intensità.

Alla fine della riduzione del rischio sismico, l'unico elemento sul quale è possibile agire è la vulnerabilità. In Palestina, tale consapevolezza ha portato all'introduzione di un nuovo codice di progettazione al termine del progetto SASPARM, emanato a ottobre 2011 all'interno di un framework FP7, e ha messo in luce l'esigenza di fare una valutazione sulla vulnerabilità sismica degli edifici presenti sul territorio. In SASPARM2.0 si pongono le basi di tale attività attraverso la definizione di una metodologia per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici presenti nella città di Nablus, considerata come caso studio.

La metodologia proposta prevede i seguenti step:

- individuazione delle tipologie strutturali più diffuse sul territorio;
- produzione di curve di fragilità per le tipologie individuate;
- creazione di schede di raccolta dati;
- sviluppo di un criterio per correlare ogni scheda ad un set di curve di fragilità tra quelle prodotte in funzione dei dati raccolti nella scheda.

Sono state realizzate due diverse schede per la raccolta dei dati: una per i cittadini e l'altra, più dettagliata, per i professionisti (ingegneri ed architetti). Le schede di rilievo possono essere usate sia in formato cartaceo che digitale (attraverso un'applicazione creata ad hoc per sistemi Android) e permettono di identificare le caratteristiche geometriche e strutturali degli edifici rilevati. Sulla base di questi dati vengono associate ad ogni edificio le curve di fragilità, elaborate per tipologia strutturale e per cinque livelli di danno.

Le informazioni raccolte mediante le schede di rilievo possono essere caricate e gestite da tutti gli utenti (studenti/cittadini/professionisti/autorità governative e non governative) all'interno di un portale WebGIS, che è il principale prodotto del progetto SASPARM2.0. Il WebGIS raccoglie tutte le schede di rilievo compilate e permette, una volta selezionato l'edificio di interesse, di visualizzare la corrispondente scheda di rilievo, oltre alla curva di pericolosità e alle curve di fragilità per livelli di danno. La piattaforma mostra, inoltre, il rischio sismico calcolato e una serie di interventi di retrofit suggeriti per la riduzione della vulnerabilità strutturale.

Nei paragrafi seguenti si illustra il WebGIS in ogni sua parte e le tipologie strutturali maggiormente diffuse nella città di Nablus oltre che il metodo meccanico utilizzato per la determinazione delle curve di fragilità degli edifici.

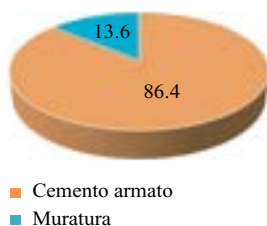
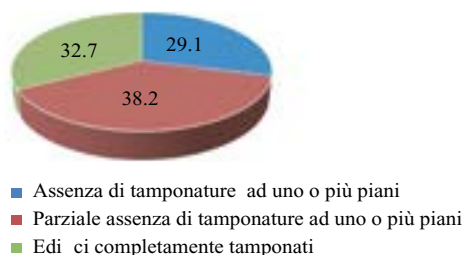
2. Tipologie strutturali della città di Nablus

La città di Nablus è stata presa come punto di partenza e città di riferimento per l'identificazione delle tipologie strutturali più diffuse sul territorio palestinese. Sono state individuate le seguenti tre categorie:

- strutture a telaio in cemento armato;
- strutture a setti in cemento armato;
- strutture in muratura.

La tipologia strutturale maggiormente utilizzata per gli edifici residenziali è quella a telaio in cemento armato. Questi edifici presentano generalmente due o tre campate in entrambe le direzioni e possono raggiungere anche i 15 piani. Hanno tamponature interne di circa 10 cm in spessore composte da blocchi in calcestruzzo. Gli stessi blocchi sono utilizzati per la realizzazione delle tamponature esterne che possono essere ad uno o tre strati, rispettivamente di 15-20 cm e 30 cm circa di spessore. Nel caso di tamponamento a tre strati, quello centrale è in calcestruzzo e presenta uno spessore di circa 13 cm. Pratica diffusa fino ad oggi è quella di realizzare edifici privi di tamponamenti esterni ad uno o più piani (anche solo parzialmente). Conseguenza di tale pratica costruttiva è il manifestarsi di meccanismi di collasso di piano debole in caso di sisma di media o alta intensità. Per ciò che concerne le strutture orizzontali, gli edifici a telaio in cemento armato possono presentare solai realizzati con blocchi alleggeriti di calcestruzzo e travetti in cemento armato (in una o in entrambe le direzioni) o da una soletta in calcestruzzo sorretta da travi in acciaio a vista.

Oltre agli edifici a telaio in cemento armato, negli ultimi anni si stanno diffondendo anche gli edifici a setti in cemento armato composti da 3 a 5 campate, in entrambe le direzioni, e un numero di piani che va da 5 a 10.

Tipologie di Struttura Verticale degli Edifici**Edifici in Cemento Armato****Figura 1**

Distribuzione delle tipologie strutturali in Nablus su un totale di edifici presenti attualmente nel WebGIS (sinistra), distribuzione di edifici a telaio in cemento armato con o senza tamponature a uno o più piani (destra).

Di vecchia costruzione, invece, sono gli edifici in muratura. Si differenziano dagli altri essendo più bassi e regolari, soprattutto in pianta. Hanno, infatti, un numero massimo di piani che in genere non supera i 3 e un numero di campate pari a 1 o 2 in entrambe le direzioni. Possono essere realizzati secondo due diverse modalità costruttive. Nella prima, le pareti portanti hanno uno strato interno in calcestruzzo e quello esterno in muratura, per uno spessore complessivo di circa 30-35 cm. La seconda modalità, invece, dà origine a pareti più spesse (dell'ordine di 40-50 cm) e prevede la realizzazione di tre strati: i due esterni in muratura e quello centrale in calcestruzzo. Negli ultimi anni, i blocchi di pietra usati per uno dei due strati in muratura (generalmente quello interno) sono stati sostituiti con quelli in calcestruzzo. I solai degli edifici in muratura possono essere realizzati in lastre di calcestruzzo di 30-35 cm in spessore o in lastre in cemento armato dell'ordine di 15 cm supportate da travi snelle in acciaio poste ad un interasse non maggiore di 1 m.

Sulla base dei dati raccolti finora dai professionisti e caricati nella piattaforma WebGIS, è stato possibile stimare la distribuzione delle sopra citate tipologie strutturali presenti nella città di Nablus. In particolare, in Figura 1 si riporta la percentuale di edifici in muratura e in cemento armato (sinistra); di questi ultimi si propone un'ulteriore classificazione in funzione della presenza o assenza delle tamponature a uno o più piani per gli edifici a telaio (destra).

3. Metodo SP-BELA

La vulnerabilità degli edifici rilevati nella città di Nablus è stata determinata attraverso l'utilizzo di curve di fragilità ricavate con il metodo meccanico SP-BELA (Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment). Il metodo si basa sul confronto tra capacità strutturale e domanda in termini di spostamento, per ciascuno stato limite di danno considerato, e può essere applicato alle strutture a telaio in cemento armato (Borzi et al., 2008a), in muratura (Borzi et al., 2008) e in prefabbricato (Bolognini et al., 2008). Per ottenere curve di fragilità rappresentative, si genera un campione di edifici a partire da un edificio prototipo, ottenuto sulla base delle caratteristiche riscontrate per ciascuna tipologia strutturale.

Gli edifici costituenti ciascun campione vengono generati con il metodo Monte Carlo variando alcuni parametri strutturali, quali la geometria degli elementi strutturali, i carichi applicati, la resistenza e la capacità di deformazione dei materiali. Ad ogni parametro viene associata una distribuzione a scelta tra: (i) distribuzione normale, (ii) distribuzione log-normale, (iii) distribuzione uniforme, (iv) selezione casuale tra un insieme di valori, e (v) valore costante.

Una volta determinato il campione rappresentativo, SP-BELA svolge la progettazione simulata di ciascun edificio appartenente al campione. La progettazione simulata viene utilizzata in modo da ridurre il numero delle variabili aleatorie che descrivono il campione degli edifici, in quanto le dimensioni degli elementi strutturali e le loro armature non sono vere e proprie variabili aleatorie, ma vengono definite simulando la fase di progettazione dell'edificio utilizzando le normative in uso al tempo della reale progettazione dello stesso. Successivamente, su ogni edificio viene svolta un'analisi statica non lineare il cui prodotto finale è la curva pushover. A partire dalla curva pushover, è possibile definire le proprietà di un sistema ad un grado di libertà (SDOF), equivalente al sistema a più gradi di libertà (MDOF) originale in termini di periodo di vibrazione, spostamento e capacità di dissipazione. Quest'ultimo viene preso in considerazione per mezzo di un fattore di smorzamento equivalente che può essere definito in funzione della duttilità. La capacità di spostamento così ottenuta viene confrontata con la domanda di spostamento imposta dal terremoto che corrisponde all'ordinata, nel periodo di vibrazione dell'edificio, dello spettro di spostamento smorzato secondo le capacità dissipative calcolate mediante l'analisi pushover. Confrontando la domanda di spostamento con la capacità, è possibile quindi definire la percentuale di edifici appartenente al campione che sopravvive alle condizioni limite considerate. Variando l'accelerazione che ancora sull'asse delle ascisse la curva di fragilità alla curva spettrale utilizzata, si definiscono tutti i punti della curva di fragilità per ogni stato limite. La distribuzione cumulata di probabilità che meglio interpola tutti i punti del suddetto confronto è la distribuzione cumulata log-normale. Sebbene SP-BELA si basi sulla simulazione del comportamento meccanico di un edificio e quindi possa, in linea di principio, simulare svariate tipologie strutturali, attualmente non è in grado di esaminare gli effetti dovuti al comportamento torsionale e al meccanismo di collasso locale che non sono tenuti in conto nella modellazione semplificata degli edifici. Questa limitazione può essere però superata

applicando dei coefficienti di correzione/taratura ai risultati ottenuti con SP-BELA, che si calibrano utilizzando studi parametrici basati su analisi dinamiche non lineari (Grigoriatos et al., 2016).

4. Descrizione della piattaforma WebGIS e dei suoi componenti

Il risultato finale del progetto SASPARM2.0 è una piattaforma WebGIS contenente i dati strutturali degli edifici rilevati nella città di Nablus. Come anticipato nell'introduzione, la piattaforma è accessibile a tutti gli utenti, siano essi cittadini, studenti, professionisti (ingegneri o architetti) e autorità governative/non governative, e permette l'utilizzo e la gestione dei dati per la definizione della vulnerabilità e del rischio sismico del singolo edificio selezionato. In situ i dati possono essere compilati mediante schede cartacee o attraverso APP per Smartphone e Tablet (con sistema operativo Android) ideate allo scopo. Le APP rispecchiano completamente le schede di rilievo di tipo cartaceo e inviano direttamente i dati alla piattaforma WebGIS, una volta terminato il rilevamento. L'insieme delle schede di rilievo compilate è visibile nella pagina iniziale del WebGIS, nel tab *Map*. Il marker che indica la presenza di una scheda può avere due diversi colori, verde o blu, a seconda che il rilevamento sia stato effettuato da un professionista o da un cittadino. La pagina iniziale del WebGIS è mostrata in Figura 2.

4.1 Schede di rilievo

La vulnerabilità degli edifici presenti nella città di Nablus è calcolata utilizzando le curve di fragilità descritte nel Capitolo 3. Tali curve vengono associate agli edifici rilevati grazie ai dati inseriti nelle schede di rilievo compilate dai professionisti e dai cittadini. Cliccando sul marker relativo alla scheda di rilievo associata all'edificio di interesse, in funzione del rilevatore, si andrà ad attivare il tab *Building form - Practitioners* o *Building form - Citizens*, contenente i dati del rilevamento. Di seguito si descrivono le diverse sezioni che costituiscono le schede di rilievo a cui si associano le corrispondenti finestre di dialogo grafica del WebGIS.

4.1.1 Scheda cittadini: *Building form - Citizens*

Il tab *Building form - Citizens* rispecchia il modello cartaceo della scheda di rilievo utilizzata dai cittadini, scaricabile in formato pdf premendo sul pulsante *Help*. Attraverso il bottone *New Form* all'interno del WebGIS si genera una scheda vuota in cui poter inserire i dati. Una volta aperta, la pagina può essere cancellata o chiusa attraverso i pulsanti *Delete Form* e *Close Form*. La scheda inizia con una sezione dedicata alle informazioni sul compilatore, come nome e livello di istruzione (Education level/Faculty/Department), così come mostrato in Figura 3. Seguono quattro differenti sezioni, ovvero *Identification of the Building*, *Description of the Building*, *Structural Data*, *Notes* e *Photos*, in cui il compilatore definisce le caratteristiche geometriche e strutturali dell'edificio.

Figura 2
Tab Map - Schermata iniziale del WebGIS.

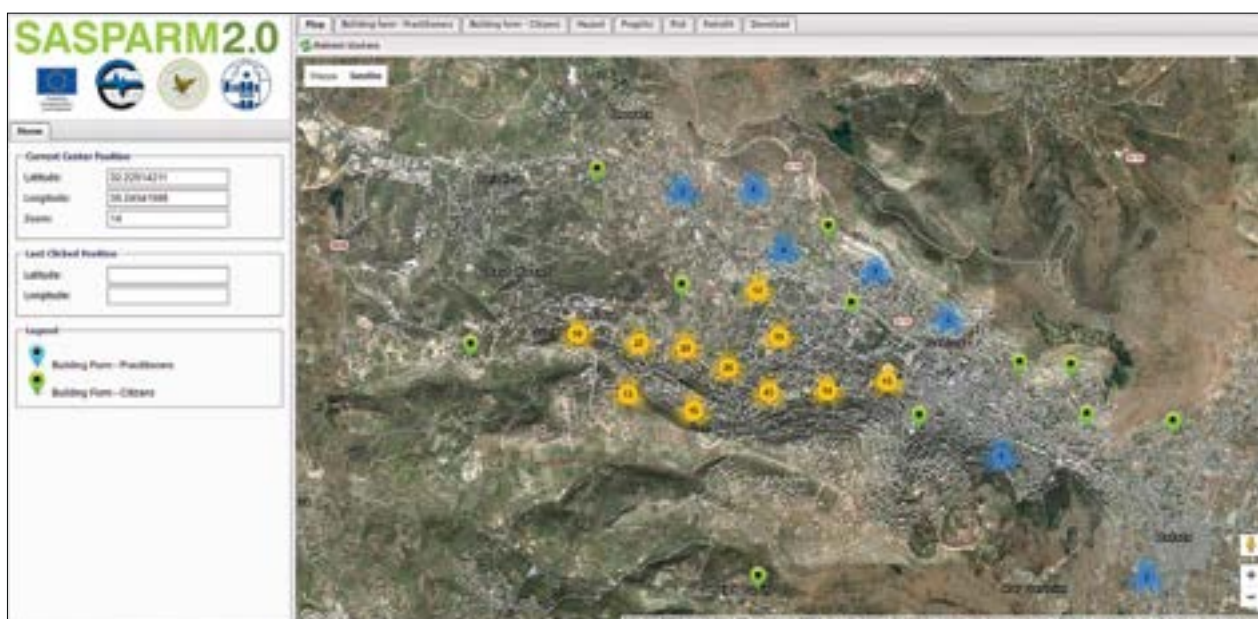


Figura 3
Parte iniziale della scheda cittadino.

Nella sezione *Identification of the Building* il cittadino inserisce i dati necessari a localizzare l'edificio, comprese le coordinate geografiche espresse secondo il sistema WGS84 in gradi decimali e rilevate in corrispondenza dell'ingresso della struttura. Poiché strettamente correlata alla risposta sismica dell'edificio, è richiesta la definizione della posizione dell'edificio, ovvero se esso è isolato, interno, d'estremità o d'angolo, così come indicato in Figura 4. La Figura 5 mostra la sezione in oggetto.

Nella sezione *Description of the Building* va indicato il numero di piani dell'edificio, dal piano di fondazione a quello di copertura. Quest'ultimo è incluso solo se praticabile. È da specificare anche il numero dei piani interrati, se presenti. Per avere un'idea sulle modalità di costruzione e sul comportamento sismico dell'edificio, al compilatore si chiede di indicare l'anno di costruzione e quello in cui l'edificio ha subito eventuali interventi strutturali. Il periodo temporale preso come riferimento è diviso in intervalli e va da < 1919 a 2002. Inoltre, bisogna specificare l'utilizzo della struttura, anche in termini di percentuale d'uso, e il numero di persone che la occupano. La sezione *Description of the Building* è riportata in Figura 6.

Insieme al numero dei piani e alla destinazione d'uso dell'edificio, per il calcolo della vulnerabilità è importante specificare la tipologia strutturale. Questa va definita in *Structural Data* in Figura 7, in cui la scelta è tra muratura e cemento armato, essendo questi i materiali prevalentemente utilizzati per la realizzazione delle strutture portanti verticali degli edifici palestinesi. Se gli edifici sono in cemento armato, si deve specificare l'assenza totale o parziale di tamponature, insieme ai piani corrispondenti. L'assenza di tamponature, infatti, favorisce il meccanismo di piano debole in caso di sisma di media o alta intensità, rendendo l'edificio estremamente vulnerabile.

La pagina *Building Form - Citizens* termina con i campi *Notes* e *Photos* (Figura 8) in cui il compilatore può inserire appunti e/o informazioni non identificabili nella scheda preimpostata oltre che allegare le foto dell'edificio di riferimento. Come si evince da Figura 8, le foto possono essere caricate e cancellate attraverso i pulsanti *Upload Photo* e *Delete Photo*.

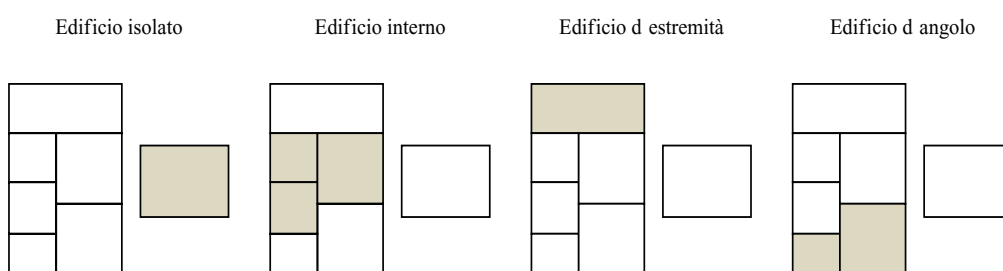


Figura 4
Descrizione delle posizioni possibili di edificio.

Figura 5
Sezione 1 Identificazione dell'edificio (in basso).

Figura 6
Sezione 2 - Descrizione
dell'edificio.

Figura 7
Sezione 3 - Dati strutturali.

Figura 8
Sezione 4 e 5 - Note e Foto.

4.1.2 Scheda Professionisti: Building form - Practitioners

Il tab *Building form Practitioners* è utilizzato dai professionisti per inserire i dati di rilievo degli edifici. Il tab ricalca la corrispondente scheda in formato cartaceo, il cui livello di dettaglio è maggiore rispetto a quello della scheda dei cittadini. La prima differenza si riscontra nella sezione *Description of the building* in cui, oltre alle informazioni richieste ai cittadini già descritte in precedenza, si chiede di indicare l'altezza e la superficie di piano, ottenute entrambe come media delle altezze e delle superfici di tutti i piani dell'edificio rilevato. In Figura 9 si mostrano le distribuzioni ricavate in base ai dati della sezione *Description of the building* dei 191 edifici rilevati dai professionisti presenti attualmente nel WebGIS. In Figura 10, invece, si riporta la struttura della Sezione 2 - *Description of the building*.

In *Structural data*, alle differenti tipologie di struttura verticale già presenti nella scheda dei cittadini, si aggiunge quella degli edifici a setti in cemento armato. Questa ulteriore classificazione risulta rilevante in quanto gli edifici a setti in cemento armato manifestano un comportamento sismico, e quindi un livello di vulnerabilità, diverso da quello degli edifici a telaio. *Structural data* si compone anche di una sezione aggiuntiva, ovvero *Horizontal Structure and Roof*. Tale sezione contiene l'elenco delle strutture orizzontali, sia di interpiano che di copertura, maggiormente utilizzate negli edifici residenziali palestinesi (Figura 11). *Horizontal Structure and Roof* si compone anche di uno spazio dedicato all'eventuale presenza di strutture a

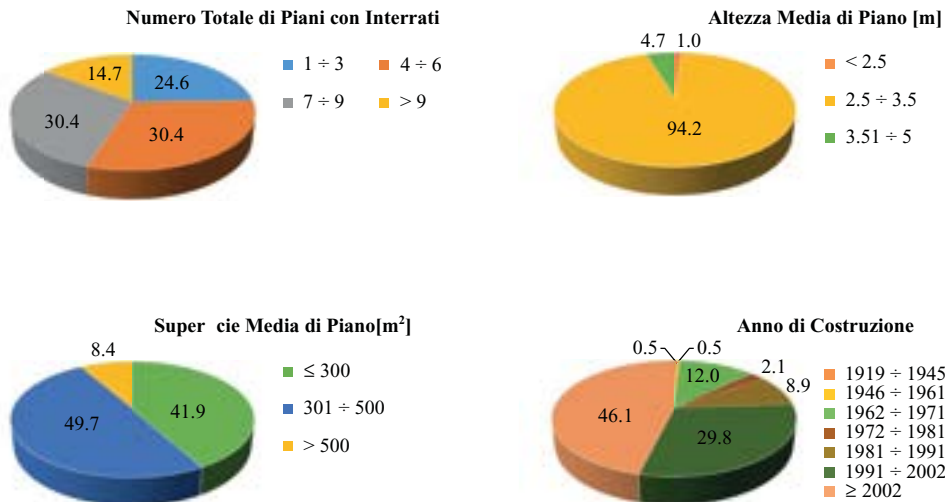


Figura 9
Distribuzioni di edifici in base al numero di piani, altezza media di piano, superficie media di piano e anno di costruzione.

2. Description of the Building

Metrica

N° Total floors with basement:

N° Basements:

Average of floor height [m]:

Average of floor area [m²]:

Construction Year:

Renovation Year:

Type of Use

Insert the number of units for each type of use

Housing:

Production:

Trade:

Offices:

Public Service:

Deposit:

Touristic Accommodation:

% of Use:

Property:

Occupants:

Figura 10
Sezione 2 - Descrizione dell'edificio.

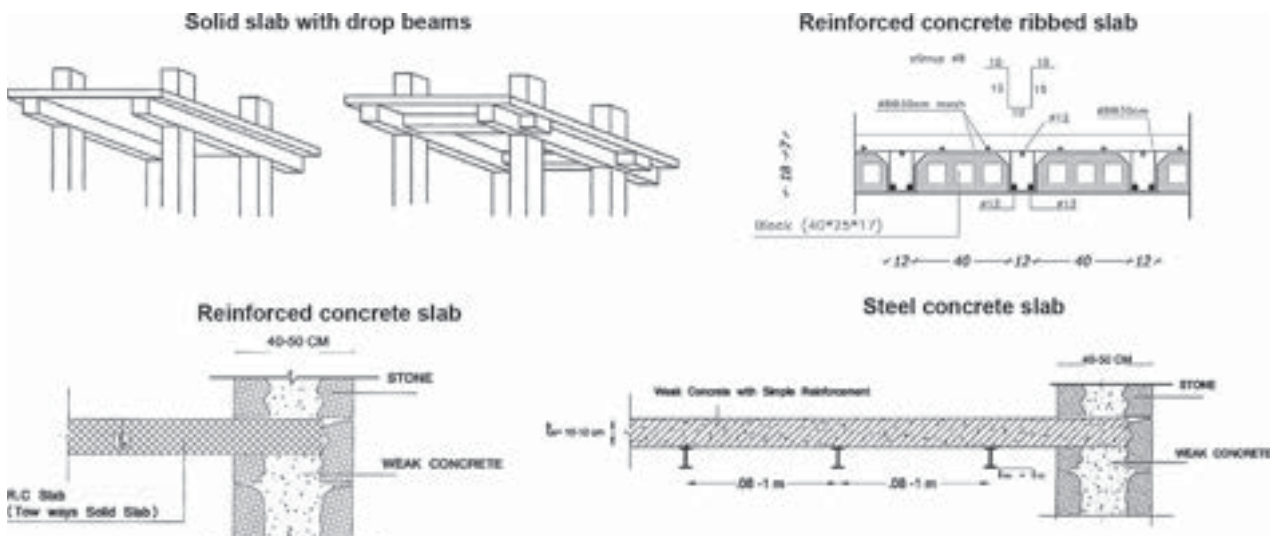


Figura 11
Esempi di strutture orizzontali (in basso).

Figura 12
Sezione 3 - Dati strutturali.

3. Structural Data

Vertical Structure of the Building: ☐ Massive ☒ Reinforced Concrete

Reinforced Concrete Properties

3.1 The building has no wall or frame:

☐ 1 ☐ 2 ☐ 3 ☐ 4 ☐ 5 ☐ 6 ☐ 7 ☐ 8 ☐ 9 ☐ 10 ☐ 11 ☐ 12 ☐ >= 12

☐ B.3 The building is composed totally by walls

3.2 The building has partially walls or frame:

☐ 1 ☐ 2 ☐ 3 ☐ 4 ☐ 5 ☐ 6 ☐ 7 ☐ 8 ☐ 9 ☐ 10 ☐ 11 ☐ 12 ☐ >= 12

☐ B.4 The building has R.C. shear walls

Horizontal Structure and Roof

Horizontal Structure

☒ Not identified ☐ Reinforced concrete ribbed slab ☐ Reinforced concrete slab ☐ Steel concrete slab ☐ Cantilever structure

Roof

☐ Heavy and flat ☐ Heavy and sloped ☐ Light and flat ☐ Light and sloped

mensole (ad esempio, i balconi), essendo esse causa di un aumento del livello di vulnerabilità dell'edificio indagato. In Figura 12 è mostrata la struttura della Sezione 3 - *Structural data*.

Al contrario di quanto avviene nelle schede per i cittadini, i professionisti devono compilare anche le sezioni *Regularity* e *Geomorphological Data*. Queste ultime riguardano rispettivamente la regolarità dell'edificio (sia in pianta che in elevazione), la morfologia del sito e la categoria del suolo di fondazione su cui è ubicato l'edificio. In entrambi i casi, i criteri di riferimento sono quelli stabiliti dall'Eurocodice 8 (CEN, 2004). In Figura 13 si mostra la struttura delle sezioni *Regularity* e *Geomorphological Data* mentre Figura 14 riporta le distribuzioni sulla regolarità in pianta e in altezza ricavate in base agli edifici rilevati dai professionisti e presenti attualmente nel WebGIS. Così come avviene per la scheda dedicata ai cittadini, anche la scheda di rilievo dei professionisti si chiude con le sezioni *Notes* e *Photos*.

Figura 13
Sezione 4/5 - Regolarità e dati geomorfologici.

4. Regularity

In plan ☒ Regular ☐ Not Regular

In elevation ☒ Regular ☐ Not Regular

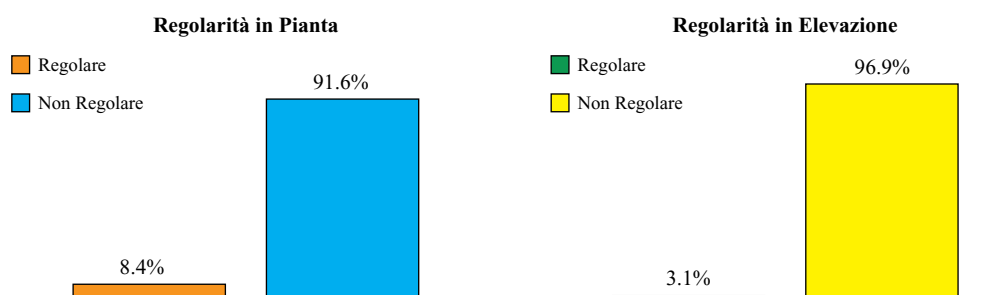
5. Geomorphological Data

Morphology site ☒ Ridge ☐ Strong slope ☐ Slight slope ☐ Lowland ☐ Absent

Landslides ☐ Existing

Category of soil foundation

Figura 14
Regolarità in pianta ed in elevazione degli edifici rilevati dai professionisti e presenti attualmente nel WebGIS.



4.2 Curva di pericolosità: Hazard

Nel tab *Hazard* viene mostrata la curva di pericolosità associata all'edificio selezionato. La curva di pericolosità mette in relazione la severità di scuotimento, in questo caso l'accelerazione di picco a_g , alla AFE (Annual Frequency of Exceedance) data dall'inverso del periodo di ritorno T_r . In un diagramma log-log, la relazione tra AFE e il parametro di scuotimento può essere

approssimata da una retta con pendenza k , dove k è definito nella Parte 1 dell'Eurocodice 8 (CEN, 2004). Sfruttando l'ipotesi di curva con andamento lineare, per la definizione della curva di pericolosità è sufficiente conoscere un valore di accelerazione di picco a_g corrispondente ad un periodo di ritorno T_r , oltre al parametro k che indica la pendenza della retta che interpola gli altri punti e che passa per il punto preso come riferimento. Convenzionalmente si assume come punto di passaggio della curva quello in corrispondenza del periodo di ritorno T_r pari a 475 anni. La curva di pericolosità è quindi definita dalla relazione (1):

$$AFE = AFE_{475} \left(\frac{S \cdot a_{g475}}{a_g} \right)^k \quad (1)$$

dove con AFE_{475} e a_{g475} si indicano, rispettivamente, la frequenza annuale di eccedenza e l'ordinata a_g corrispondenti al periodo di ritorno T_r di 475 anni e con S si indica il fattore di amplificazione dovuto al suolo. Nota la curva di pericolosità, è possibile calcolare la domanda in termini di accelerazione di picco a_g per qualsiasi periodo di ritorno T_r .

Per il caso della città di Nablus qui illustrato, si è fatto riferimento alla mappa *West Bank and Gaza Strip: Seismic Hazard Distribution Map* mostrata in Figura 15 che riporta l'accelerazione di picco a_g per un periodo di ritorno T_r di 475 anni. Non essendo nota la pendenza k della curva di hazard, si è assunto $k=3$ che è il valore suggerito dall'Eurocodice 8 nel §2.1. I parametri che permettono quindi di definire la curva di hazard nell'equazione (1) sono:

- $AFE_{475}=1/475$
- $a_{g475}=0.24 \text{ g}$
- $k=3$
- $S=1$ (suolo A), 1.2 (suolo B o C), 1.4 (suolo D o E)

In Figura 16 si riporta la curva di pericolosità per un suolo di tipo C che compare nel tab *Hazard* una volta selezionato l'edificio di interesse. Si noti che la categoria di suolo è specificabile solo nella scheda di rilievo dei professionisti. Per tale motivo, la curva di pericolosità associata agli edifici rilevati dai cittadini viene determinata considerando un suolo con caratteristiche meccaniche medie corrispondente al suolo B.

Figura 15
Mappa di pericolosità
(West Bank and Gaza Strip).

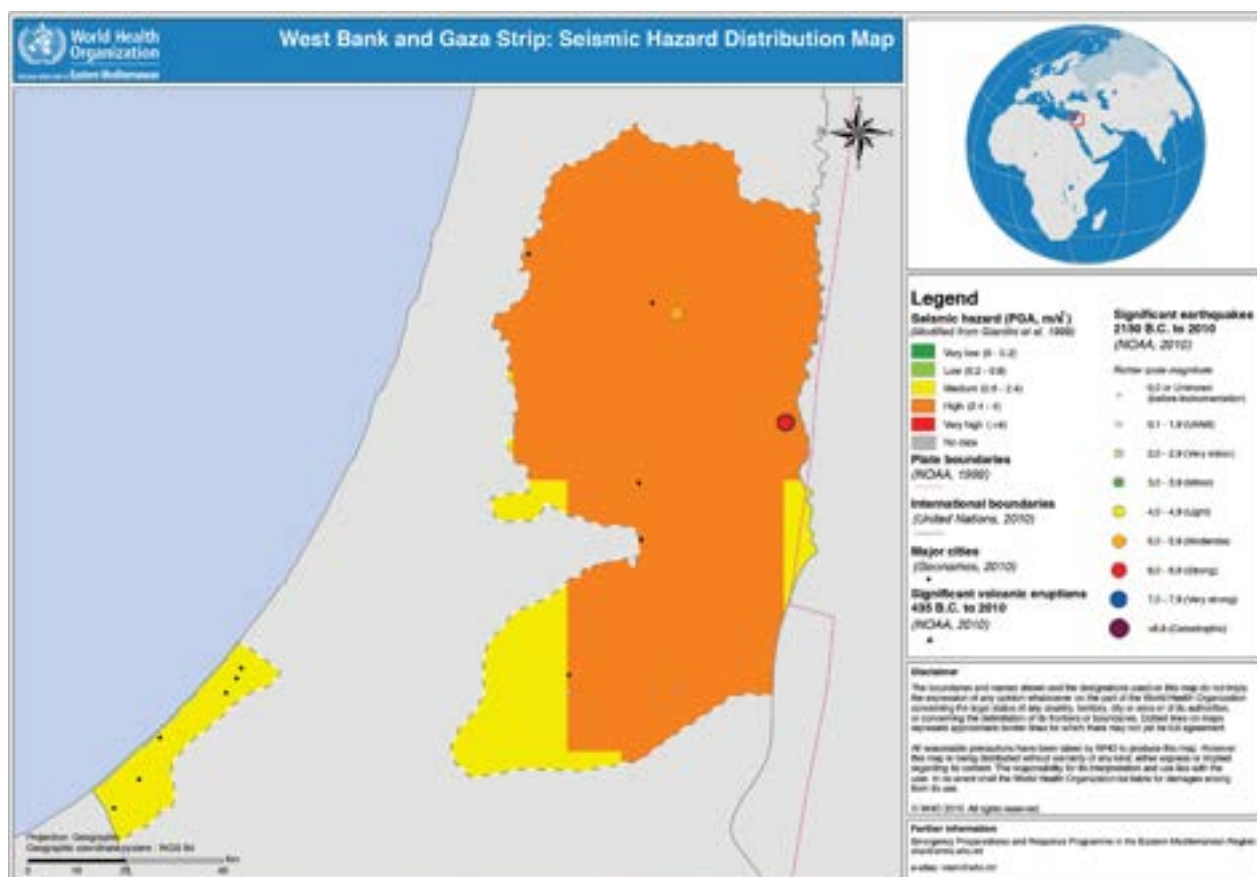
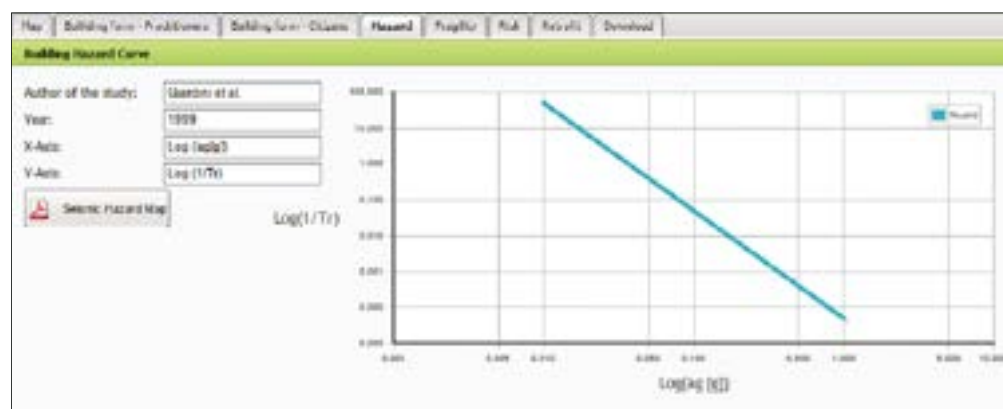


Figura 16
Tab Hazard - Curva di pericolosità per un sottosuolo di tipo C.



4.3 Curve di fragilità: Fragility

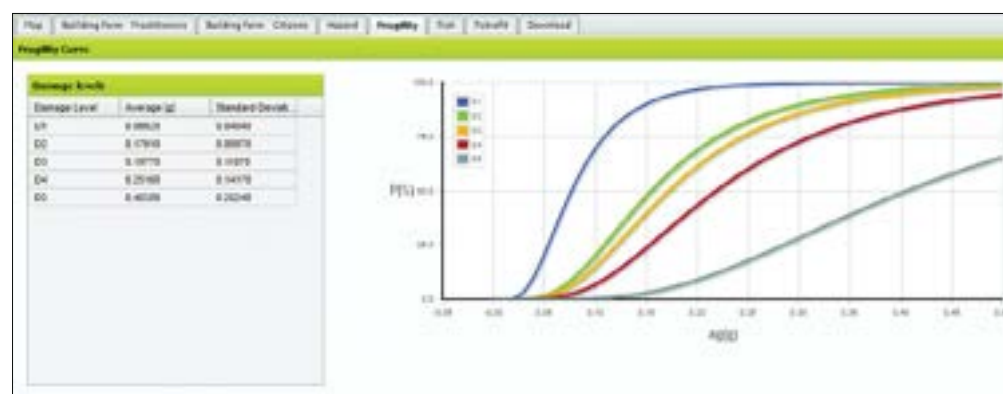
La vulnerabilità strutturale degli edifici viene valutata per mezzo di curve di fragilità ricavate con il metodo SP-BELA. Sulla base dei dati raccolti attraverso le schede di rilievo, si è in grado di determinare tutte quelle informazioni necessarie ad associare a ciascun edificio la corrispondente curva di fragilità. Tale associazione viene fatta in funzione della tipologia strutturale e del numero di piani. Le curve di fragilità sono ricavate per i cinque livelli di danno definiti dalla scala EMS98 (European Macroseismic Scale, Grünthal 1998): *DL1* (danno lieve), *DL2* (danno moderato), *DL3* (danno esteso), *DL4* (danno severo) e *DL5* (collasso). Poiché nella metodologia SP-BELA il danno viene quantificato numericamente attraverso gli stati limite, è necessario identificare una relazione tra livelli di danno e stati limite. Non avendo a disposizione un database di danno osservato sugli edifici in Palestina, tale relazione è stata definita sulla base dei danni osservati nei recenti terremoti italiani, da quello del Friuli del 1978 a quello dell'Emilia del 2012. Considerando un valore di accelerazione al suolo a_g pari a 0.24 g (assunto equivalente ad un periodo di ritorno T_r pari a 475 anni), la Tabella 1 mostra le probabilità di superamento calcolate per ciascun livello di danno per un edificio di 7 piani a telaio in cemento armato e per un edificio di 3 piani in muratura, le cui curve di fragilità sono riportate rispettivamente in corrispondenza del tab *Fragility*, così come mostrato in Figura 17 e in Figura 18.

Dal momento che per gli edifici a sette non è possibile identificare un edificio prototipo che rappresenta in maniera univoca il comportamento dell'intera classe strutturale, per questa tipologia di edifici le curve di fragilità non sono state calcolate attra-

Tabella 1 - Probabilità di superamento di ciascun livello di danno per un edificio di 7 piani a telaio in c.a. ed uno in muratura di 3 piani per un valore di accelerazione a_g di 0.24 g (assunto equivalente ad un periodo di ritorno T_r pari a 475 anni)

	DL1	DL2	DL3	DL4	DL5
Edificio a telaio in c.a. a 7 piani	98.30	77.61	71.12	55.36	14.85
Edificio in muratura a 3 piani	100	99.9	99.8	97.5	55.7

Figura 17
Tab Fragility: Curve di fragilità di un edificio di 7 piani a telaio in cemento armato.



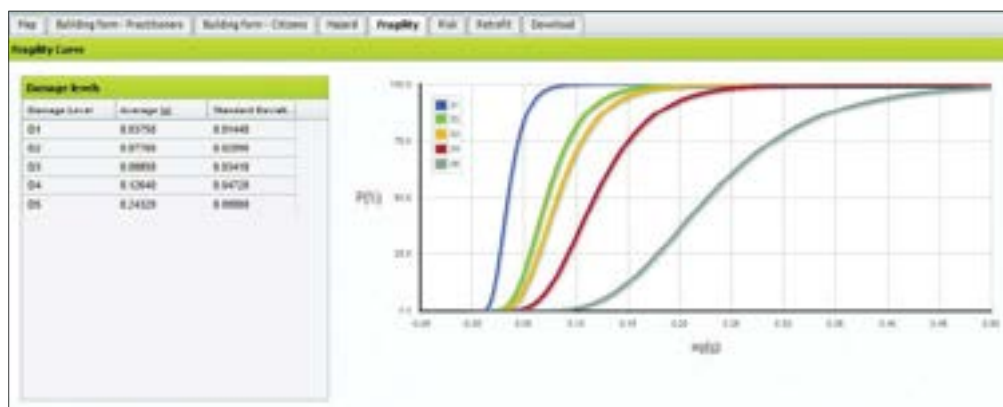


Figura 18
Tab Fragility: Curve di fragilità di un edificio di 3 piani in muratura.

verso il metodo meccanico SP-BELA. Per questa tipologia strutturale si è assunto che, a parità di numero di piani (e quindi di altezza), la presenza delle pareti di taglio riduce il valore medio delle fragilità degli edifici a telaio in cemento armato. Da ciò ne consegue la possibilità di calcolare le curve di fragilità degli edifici a parete a partire da quelle degli edifici a telaio, moltiplicando per un fattore correttivo i valori di media mentre i coefficienti di variazione restano immutati. Il fattore correttivo utilizzato, risultato pari a 1.3, è stato calibrato sulla base del confronto fra le curve di fragilità delle diverse tipologie strutturali proposto da HAZUS (FEMA, 1999), metodologia scelta dopo un'attenta analisi dei diversi metodi per la valutazione della fragilità presenti in letteratura. La Figura 19 riporta a titolo di esempio le curve di fragilità definite per un edificio di 7 piani a setti in cemento armato.

4.4 Rischio sismico: Risk

Nel tab *Risk* vengono mostrate, in forma tabellare, le probabilità di raggiungere i 5 livelli di danno da D1 a D5 della scala EMS98 (Grünthal 1998) nelle 3 finestre temporali di osservazione T_d (1, 10 e 50 anni) per l'edificio selezionato. La metodologia utilizzata per la definizione del rischio prevede il calcolo della probabilità di raggiungere o superare un prefissato livello di danno tramite la combinazione fra fragilità e pericolosità.

Figura 20 mostra i valori di rischio relativi ad un edificio selezionato a telaio in cemento armato di 8 piani, non regolare e di recente costruzione, così come visualizzati nel WebGIS.

Livelli di danno		
Danno	Valore medio (g)	Deviazione standard (g)
D1	0.11934	0.065191
D2	0.24089	0.13312
D3	0.26741	0.14768
D4	0.33345	0.1872
D5	0.6175	0.34658

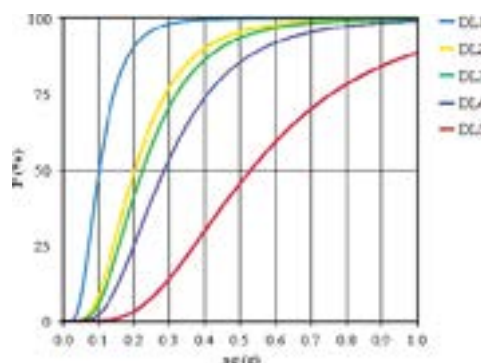


Figura 19
Curve di fragilità per un edificio di 7 piani a setti in cemento armato.

Risk (%)					
Time Interval (Years)	D1	D2	D3	D4	D5
1	10.3	3.7	2.8	1.4	0.2
10	30.9	21.9	17.8	10.6	3.2
50	87.2	58.8	44.2	28.8	8.9

Figura 20
Tab Risk: valori del rischio per un edificio selezionato di 8 piani a telaio in cemento armato, non regolare e di recente costruzione.

4.5. Retro t

Tutti gli interventi strutturali attuabili allo scopo di ridurre la vulnerabilità di un edificio sono riportati nel WebGIS all'interno del tab *Retro t*, una volta selezionata l'opera di interesse. Gli interventi proposti variano di caso in caso, in funzione della tipologia di edificio e delle caratteristiche geometriche e strutturali identificate mediante la compilazione della scheda di rilievo. Tali interventi permettono di correggere quei difetti strutturali legati ad una progettazione non sismica che inducono l'edificio ad avere un comportamento fragile e ad essere maggiormente predisposto al danno, anche in caso di terremoto di bassa o media intensità. Per la città di Nablus, tale comportamento si può verificare in edifici esistenti anche di recente costruzione: questo avviene poiché la nuova normativa edilizia, che prevede regole di progettazione sismica, è entrata in vigore solo recentemente.

5. Conclusioni

Il WebGIS qui presentato rappresenta il principale prodotto atteso del progetto SASPARM2.0. È strutturato in maniera molto intuitiva e consente il libero accesso e l'acquisizione di informazioni sulla vulnerabilità e sul rischio sismico degli edifici. Il WebGIS, infatti, permette di raccogliere i dati geometrici e strutturali degli edifici rilevati per mezzo di schede predefinite sulla base delle principali tipologie strutturali presenti sul territorio palestinese. Da tali informazioni e attraverso il metodo SP-BELA, per tipologia strutturale e per numero di piani, si determinano le curve di fragilità per cinque livelli di danno (da *DL1* a *DL5*). Combinando la vulnerabilità con la pericolosità sismica locale, si calcola il rischio sismico, il cui valore è visibile sul WebGIS una volta cliccato sull'edificio di interesse. Il WebGIS risulta, quindi, uno strumento di facile utilizzo sia per avere informazioni sulle caratteristiche degli edifici residenziali della città di Nablus sia per avere indicazioni riguardo al rischio sismico calcolato per le zone temporali selezionate e le possibili misure di retro t suggerite. Uno strumento di questo tipo potrebbe essere di notevole interesse anche per altri territori, incluso quello italiano, ove dati puntuali sulla vulnerabilità degli edifici residenziali non sono disponibili a scala nazionale.

Ringraziamenti

Questa ricerca è stata condotta nell'ambito del progetto ECHO/SUB/2014/694399 SASPARM 2.0 Support Action for Strengthening Palestine capabilities for seismic Risk Mitigation, progetto cofinanziato da DG-ECHO - Humanitarian Aid and Civil Protection. Si ringraziano R. Monteiro, P. Ceresa, V. Cerchiello e I. Grigoratos (IUSS, Pavia) per la sezione del WebGIS relativa al retro t e il Prof. J. Dabbeek e il suo staff (An-Najah National University, Nablus) per le informazioni sulle caratteristiche costruttive degli edifici palestinesi.

Bibliografia

- Bolognini D., Borzi B., Pinho R. (2008) - Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis of Traditional Italian RC Precast Structures. 14th World Conference on Earthquake Engineering 2008; Beijing, China.
- Borzi B., Pinho R., Crowley H. (2008) - Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis for Large Scale Assessment of RC Buildings. Engineering Structures, 2008a, 30(3): 804-820.
- Borzi B., Crowley H., Pinho R. (2008) - Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment (SP-BELA) Method for Masonry Buildings. International Journal of Architectural Heritage, 2008b, 2(4): 353-376.
- Eurocode 8, prEN 1998-1. Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. European Committee for Standardization (CEN) 2004; Brussels, Belgium.
- Grigoratos I., Borzi B., Di Meo A., Monteiro R., Ceresa P. (2016) - Extending simplified pushover-based methods for vulnerability assessment of irregular RC buildings in Palestine. 1st International Conference on Natural Hazards and Infrastructure 2016, Chania, Greece.
- Grünthal G. (editor) (1998) - Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie: Volume 15 - European Macroseismic Scale 1998. European Center for Geodynamics and Seismology 1998; Luxembourg.
- SASPARM project. Support Action for Strengthening Palestinian-administrated Areas capabilities for Seismic Risk Mitigation, FP7-INCO, ID. 295122; HYPERLINK <http://www.sasparm.ps/en/> www.sasparm.ps/en/.
- SASPARM 2.0 project. Support Action for Strengthening Palestine's capabilities for seismic Risk Mitigation, DG-ECHO 2014, ECHO/SUB/2014/694399; HYPERLINK <http://www.sasparm2.com> www.sasparm2.com.

Gli Autori

Antonella Di Meo

Antonella Di Meo si laurea nel 2009 in Ingegneria Civile presso l'Università degli Studi di Cassino e del Lazio Meridionale. Da Gennaio 2010 inizia a lavorare in Eucentre presso la sezione Vulnerabilità e gestione territoriale dove si occupa principalmente di vulnerabilità strutturale e rischio sismico.

Marta Faravelli

Marta Faravelli lavora in Eucentre dal 2007 come tecnologo nella sezione Vulnerabilità e gestione territoriale. Si occupa della valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture a diversa scala e della produzione di scenari di danno.

Barbara Borzi

Barbara Borzi è primo ricercatore presso Eucentre dove coordina la sezione Vulnerabilità e gestione territoriale. Le principali attività di ricerca riguardano: (i) la valutazione del rischio sismico a scala urbana o territoriale di strutture ed infrastrutture, (ii) l'implementazione di metodi analitici per la valutazione della vulnerabilità a scala urbana, (iii) la modellazione del comportamento non lineare di strutture soggette ad azione sismica, e (iv) l'implementazione di metodologie semplificate per l'analisi da adottarsi quando sono noti pochi dati oppure quando l'onere computazionale dell'analisi di dettaglio non può essere gestito.

Marco C. Pagano

Marco Pagano lavora in Eucentre dal 2009 come tecnico informatico nella sezione Vulnerabilità e gestione territoriale. Si occupa dello sviluppo di applicazioni WebGIS e di sistemi per la gestione delle pratiche edilizie.

Diego Polli

Diego Polli consegue il Dottorato di Ricerca (PhD) in Ingegneria Elettronica Elettrica ed Informatica nel 2012 presso l'Università degli Studi di Pavia. Dall'aprile dello stesso anno si trova in Eucentre dove si occupa di Sistemi Informativi in supporto alle attività degli enti operanti nel settore edilizio e di gestione del territorio. Partecipa, inoltre, a diversi progetti sponsorizzati dal Dipartimento della Protezione Civile, come sviluppatore di piattaforme WebGIS, che hanno lo scopo di memorizzare e visualizzare dati di rischio sismico del territorio nazionale.



IUSS

Scuola Universitaria Superiore Pavia



CAR College
Cardinale Agostino Riboldi



Università degli Studi
di Pavia

THE THIRD INTERNATIONAL NIGEL PRIESTLEY SEMINAR

Collegio Cardinale Riboldi, Pavia, Italy – 25-26 May 2017

Presso l'Auditorium del Collegio Cardinale Riboldi, il 25 e il 26 Maggio 2017 si terrà il terzo seminario internazionale dedicato al Professor Nigel Priestley, durante il quale durante gli studenti di Master e Dottorato del Centro UME avranno la possibilità di presentare e discutere i loro lavori di ricerca, alla presenza di un pubblico di esperti internazionali.

Come da tradizione il seminario ospiterà una lectio magistralis su un argomento di grande rilevanza nel campo dell'ingegneria sismica e della sismologia. Quest'anno la lectio magistralis sarà tenuta dalla Professoressa Ellen Rathje, Professoressa presso l'Università degli Studi del Texas di Austin, USA sul tema dell'identificazione di fenomeni di liquefazione e rottura del terreno dallo spazio.

UME

understanding and managing extremes



IUSS

Scuola Universitaria Superiore Pavia



EUCENTRE

European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering

Spettri di progetto: una rivisitazione critica (terremoti e unicorni)

Revisiting design spectra (earthquakes and unicorns)

Gian Michele Calvi¹ ■

Sommario

Sismologi ed ingegneri hanno lavorato per decenni al perfezionamento degli spettri di progetto, analizzando registrazioni di segnali e ritenendo su aspetti probabilistici. Questo intenso lavoro di ricerca ha prodotto numerosi sviluppi, per esempio suggerendo di adottare più di un periodo per definire una forma spettrale, o proponendo correzioni in funzione del periodo di ritorno del parametro che definisce la pericolosità sismica.

Tuttavia, l'assunto di base di adottare tre criteri fondamentali: accelerazione costante a bassi periodi, spostamento costante per periodi lunghi, velocità costante nell'intervallo di periodi intermedi non è mai stato veramente messo in discussione.

In questo articolo le basi dell'ipotesi di velocità costante nell'intervallo di periodi intermedi sono messe in discussione e viene mostrato come possano essere opinabili e non abbiano un reale fondamento fisico.

Viene mostrato come forme spettrali basate su differenti logiche siano potenzialmente coerenti con le evidenze sperimentali e come possano portare a notevoli differenze in termini di domanda in spostamento ed in accelerazione per periodi che caratterizzano gran parte delle strutture. In questo contesto, lo sviluppo storico degli spettri di progetto, lineari e non lineari, viene ripercorso criticamente, proponendo numerosi spunti di discussione.

Parole chiave: spettri di progetto, forma spettrale, spettri lineari e non lineari.

Abstract

For several decades, seismologists and engineers have been struggling to perfect the shape of design spectra, analyzing recorded signals and speculating on probabilities. This research effort produced several improvements, for example suggesting to adopt more than one period to define a spectral shape, or proposing different spectral shape as a function of the return period of the design ground motion.

However, the basic assumption of adopting essentially three fundamental criteria, i.e.: constant acceleration at low periods, constant displacement at long periods, constant velocity in an intermediate period range, has never been really questioned.

In this opinion paper, the grounds of a constant velocity assumption is discussed and shown to be disputable and not physically based. Spectral shape based on different logics are shown to be potentially consistent with the experimental evidence and to lead to possible differences of 100% in terms of displacement and acceleration demand in the wide intermediate period range that characterizes the vast majority of structures.

In this framework, the historical development of linear and non linear spectra is critically revisited, proposing additional points to be possibly reconsidered.

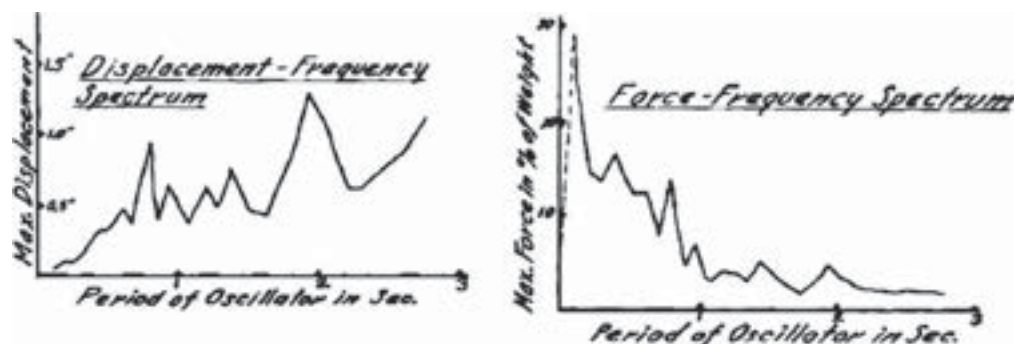
Keywords: design spectra, spectral shape, linear and non linear spectra.

1. Origine dello spettro di risposta in ingegneria sismica

È facile scoprire le origini e lo sviluppo degli spettri di progetto in ingegneria sismica, basta leggere la sintesi magistrale pubblicata da Anil Chopra (2007). Il lettore scoprirà che il concetto di spettro di risposta elastico – che descrive il massimo valore di qualsiasi parametro della risposta di un sistema ad un grado di libertà soggetto ad una specifica componente di moto al terreno – fu dapprima concepito in modo intuitivo da K. Suheiro, nel 1926. Da allora e fino agli anni cinquanta a studi basati su misure strumentali si accompagnarono sviluppi teorici, soprattutto a Caltech, con contributi di Von Karman, Biot, Hudson, Popov e altri. Chopra riporta una figura (qui riprodotta in Figura 1) da una pubblicazione di Housner (1941), dove non è difficile riconoscere i tratti essenziali degli spettri in spostamento ed in accelerazione utilizzati anche oggi.

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) e Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS).

Figura 1
Spettri di risposta in spostamento e accelerazione da una componente del terremoto di Los Angeles del 2 Ottobre 1933 (Chopra (2007) e Housner (1941)).



Gli sviluppi teorici di quegli anni appaiono ancora più straordinari quando si consideri la scarsità dei dati sperimentali disponibili. Di fatto, no agli anni ottanta tutto si basava essenzialmente su una sola registrazione, quella di El Centro, del terremoto della Imperial Valley del 18 maggio 1940. Ovviamente una registrazione analogica, priva di attendibilità per periodi più lunghi di qualche secondo, che divenne il paradigma del moto al terreno prodotto da un forte evento in zone prossime all'epicentro. Il racconto di Chopra termina con gli anni settanta, quando il concetto di spettro di risposta elastico era diventato patrimonio comune, grazie a contributi di molti ricercatori, tra cui Veletsos e Newmark. In effetti quelli che nei primi anni ottanta erano studenti (come me) ricorrevano soprattutto ad un fortunato manuale, pubblicato dall EERI in una serie fortunata, di cui Newmark era uno degli autori (Newmark and Hall, 1982).

Nella monogra a, il tipico spettro di risposta è illustrato facendo riferimento alla Figura 2, e confrontato con gli spettri derivati dalla registrazione di El Centro, in Figura 3. Si noti l uso della carta logaritmica a tre assi di ordinate, che consentiva la rappresentazione degli spettri in spostamento, velocità e accelerazione in un solo diagramma. Si noti anche l uso della frequenza e non del periodo sull asse delle ascisse: una scelta che contribuisce a con nare nella parte iniziale (a sinistra) i dati

Figura 2
Tipico spettro di risposta come riportato da Newmark and Hall (1982). Gli spostamenti sono in pollici (1 in = 25.4 mm). Le variabili con pedice m indicano i valori massimi al terreno. β indica lo smorzamento assunto (5%).

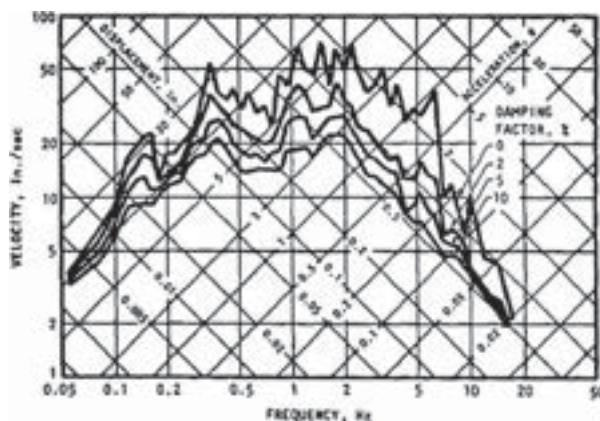
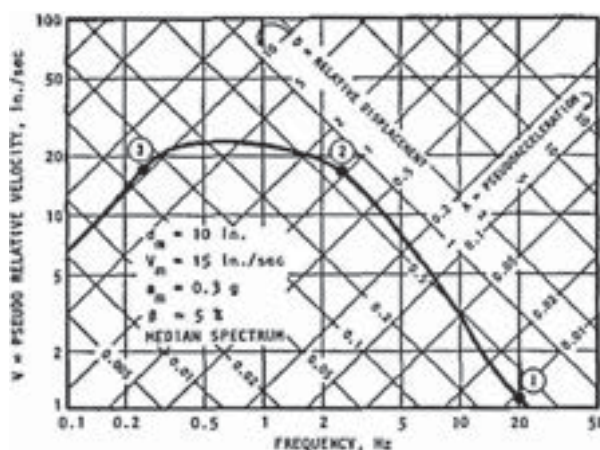


Figura 3
Spettri di risposta della registrazione NS del moto di El Centro, come riportati da Newmark and Hall (1982).



relativi a lunghi periodi di vibrazione, per i quali i dati sperimentali non erano affidabili.

Sulla base di questi dati, Newmark e Hall costruivano gli spettri di progetto. Ad esempio, in Figura 4 si vede la costruzione dello spettro di progetto partendo da una accelerazione al terreno di 0.5 g. Lo spettro di progetto è definito da un tratto a massimo spostamento, per periodi superiori a 3 s, da un tratto a massima accelerazione, per periodi tra 0.15 e 0.5 s, e da un tratto a massima velocità, tra 0.5 e 3 s.

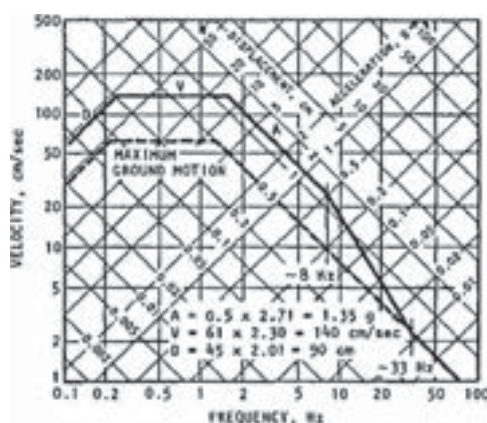


Figura 4
Spettro di risposta elastico come definito da Newmark and Hall (1982), per una accelerazione massima al terreno (PGA) di 0.5 g, smorzamento 5% e probabilità cumulata di una sigma.

È curioso come nel corso degli anni, con l'aumentare dei dati sperimentali disponibili, siano state avanzate molte proposte di variazione degli intervalli di periodi in cui mantenere costante accelerazione, velocità e spostamento e di correzione dei valori da adottare per tali variabili, in funzione di magnitudo, distanza dall'epicentro o dalla faglia, amplificazione locale, effetti orografici, effetti di direzionalità della faglia e della propagazione del moto, senza però mai discutere la forma dello spettro basato sulla costanza delle tre variabili.

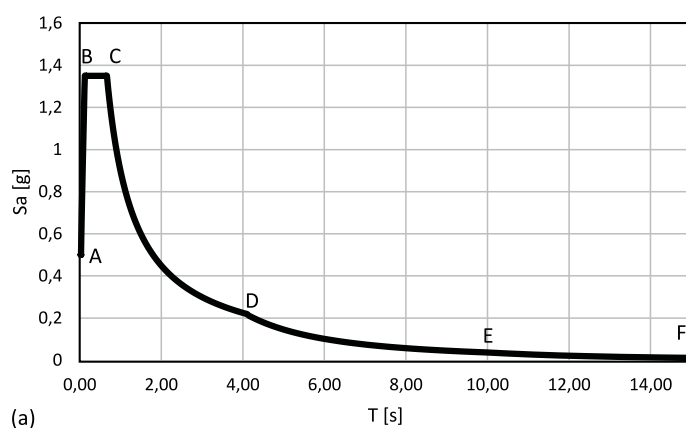


Figura 5
Lo spettro di progetto di Newmark della Figura 4, riprodotto come spettro in accelerazione, spettro in spostamento e spettro misto accelerazione - spostamento.

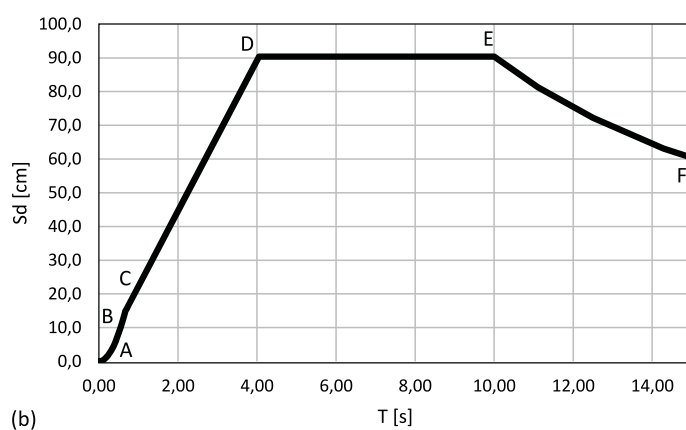
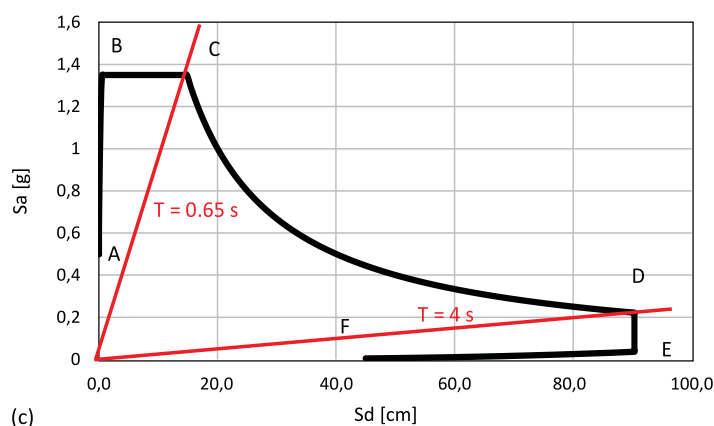


Figura 5
Lo spettro di progetto di Newmark della Figura 4, riprodotto come spettro in accelerazione, spettro in spostamento e spettro misto accelerazione - spostamento.



2. Rappresentazione degli spettri di progetto

Lo spettro di progetto di Newmark della Figura 4, è riprodotto in Figura 5 nelle forme di spettro in accelerazione, in spostamento e misto accelerazione - spostamento. In quest'ultima forma i diversi periodi di vibrazione sono rappresentati da rette uscenti dall'origine, come quelle rappresentate ad intersecare i punti C e D.

Oggi la forma più comune in cui si rappresenta uno spettro di progetto è quella in accelerazione (Figura 5a): in funzione di parametri locali e del periodo di ritorno del moto che si desidera rappresentare, vengono definiti i punti B, C e D e la forma spettrale risultante è ancorata alla massima accelerazione al terreno (PGA) al punto A.

Negli approcci di progetto agli spostamenti si usa lo spettro della Figura 5b, definito semplicemente da periodo e spostamento al punto D e dalle due rette risultanti.

Se si considera la rappresentazione combinata della Figura 5c, è evidente che i segmenti A-B ed E-F non rivestono alcun interesse pratico e, conseguentemente, lo spettro può essere compiutamente definito dai punti C e D, a condizione che si accetti l'ipotesi dei tre tratti ad accelerazione, velocità e spostamento costanti.

Tutto questo è ben noto, ed è stato riassunto solo per convenienza, in funzione di quanto seguirà.

In particolare, si discuterà l'assunzione di velocità costante, dimostrando che si tratta di un mito, senza basi teoriche o sperimentali, che può avere indotto in errori rilevanti.

3. Una rivisitazione degli spettri di progetto

Erano geniali, è chiaro. Si sono inventati spettri sensati, usati per mezzo secolo, quasi senza dati.

Adesso i dati ci sono, tanti e digitali, sembra ovvio usarli per una revisione critica, che ne migliori gli aspetti più discutibili.

Rapporto tra massima accelerazione spettrale e PGA

Newmark and Hall (1982) avevano stabilito moltiplicatore pari a 2.71 per ottenere la massima accelerazione spettrale ($S_{a,max}$) dalla PGA, con una probabilità cumulata di una sigma.

Valori prossimi a questo sono stati usati in quasi tutti i codici normativi, con parametri spesso uguali a 2.5 o 3.0, modificati da fattori correttivi in funzione dell'amplificazione locale.

L'analisi dei dati digitali oggi disponibili indica una grande dispersione del rapporto tra $S_{a,max}$ e PGA.

Osservando poi che il valore della PGA è del tutto irrilevante ai fini applicativi (e anzi induce in errori di valutazione, in relazione alla modesta correlazione con $S_{a,max}$ e ogni altro parametro della risposta), l'ovvia conclusione parrebbe di adottare semplicemente il punto C nella Figura 5a come parametro fondamentale per la definizione dello spettro in accelerazione.

Ciò comporterebbe la derivazione di funzioni che correlino magnitudo, distanza dalla faglia ed amplificazione locale con il periodo T_C e la corrispondente accelerazione spettrale S_{aC} al punto C.

Massimo spostamento spettrale e corrispondente periodo di vibrazione

Relazioni simili a quelle ipotizzate nell'ultimo periodo per lo spettro in accelerazione sono state proposte nell'ambito della progettazione agli spostamenti (Priestley et al., 2007), suggerendo la definizione dello spettro in spostamento sulla base del solo punto D in Figura 5b.

Lo spettro in spostamento è così costituito da una retta che congiunge l'origine al punto D e rimane poi costante.

Correlazioni tra il punto D e magnitudo, distanza dall'epicentro o dalla faglia ed amplificazione locale sono state proposte,

come ad esempio nelle Equazioni (1) e (2) (riferimenti si trovano in Priestley et al., (2007). All'epoca in cui queste equazioni sono state derivate, tuttavia, ben poche registrazioni digitali affidabili erano disponibili, essenzialmente derivate dal terremoto di Kobe del 17 gennaio 1995 (e.g.: Tolis and Faccioli, 1999). Si ripropone dunque un problema di verifica tra speculazione analitica e dati empirici, non molto dissimile da quello discusso in relazione ad El Centro.

$$T_D = 1.0 + 2.5 (M_w - 5.7) \quad (\text{s}) \quad (1)$$

$$\Delta_D = C_S \cdot \frac{10^{(M_w - 3.2)}}{r} \quad (\text{mm}) \quad (2)$$

Dove M_w è la Magnitudo momento, r la distanza dalla faglia in km, C_S è un fattore di amplificazione locale, uguale a 0.7 per terreno roccioso, a 1.0 per terreno solido, a 1.4 per terreni intermedi, e ad 1.8 per terreni soffici.

Combinazione delle due componenti orizzontali del moto

Quando si vogliono derivare equazioni del tipo delle (1) e (2) da dati sperimentali, un problema si pone immediatamente. Le due componenti orizzontali dello stesso moto al terreno sono ovviamente caratterizzati dalle stesse magnitudo, distanza, terreno ecc., tuttavia, sfortunatamente, presentano di solito valori di massimo spostamento ed accelerazione spettrale diversi, spesso combinando nella medesima componente l'accelerazione spettrale più alta con lo spostamento più basso e viceversa. Si possono immaginare soluzioni diverse a questo apparente contrasto, ad esempio suggerendo di adottare lo spettro risultante dall'involuppo di quelli nelle due direzioni, oppure calcolando per ogni ascissa un'ordinata risultante dalla radice quadrata della somma dei quadrati delle ordinate dei due spettri.

Ritengo più razionale derivare un singolo segnale in accelerazione, combinando vettorialmente i valori nelle due direzioni, e da questo segnale derivare un unico spettro. È evidente che uno spettro di tal fatta non corrisponde ad alcuna direzione, ma piuttosto ad un segnale rotante, che in ogni istante utilizza il modulo del vettore di accelerazione massimo. È altrettanto evidente che lo spettro risultante potrà somigliare all'involuppo dei due spettri direzionali, in quanto dominato istante per istante dal valore di accelerazione più alto.

Si noti che un approccio di questo tipo non ha nulla a che vedere con la combinazione delle azioni su un edificio, che risultano dalla diversa risposta in due direzioni ortogonali. Come discutono Stewart et al. (2011), la necessità di considerare la combinazione della risposta in direzioni diverse per strutture non doppiamente simmetriche (azimuth-dependent) rimane indiscussa.

Perché una parte di spettro a velocità costante?

Come è stato discusso, il punto di arrivo di qualche decennio di speculazioni sulla forma più appropriata di uno spettro di progetto è stato adottare tre criteri semplici in tre campi di periodo di vibrazione: accelerazione costante a bassi periodi, spostamento costante a periodi lunghi, velocità costante nella zona intermedia.

Peccato che mentre i primi due criteri hanno un fondamento fisico e possono essere condivisi, la scelta di adottare velocità costante nella parte intermedia sembra rispondere solo a criteri di eleganza formale, anche se nessuno, credo, ne ha mai discusso la fondatezza.

Dal punto di vista della corrispondenza con i dati empirici l'assunzione di velocità costante può essere messa in discussione, non solo per il riferimento ad un solo moto, ma anche per la rappresentazione dei dati su carta tri-logaritmica, che consente ogni interpretazione (si vedano di nuovo le Figure 2, 3 (Newmark and Hall (1982))).

A titolo di esempio, si ipotizzi di adottare una linea retta tra i punti C e D della Figura 5c, come illustrato in Figura 6. Lo spettro risultante, in rosso, mostra differenze dell'ordine del 100% nella domanda di spostamento e accelerazione nella vasta zona intermedia che caratterizza la maggioranza delle strutture, con poche eccezioni, come gli edifici isolati o i ponti sospesi. Se tuttavia si considerano i medesimi dati espressi in scala tri-logaritmica (Figura 7) queste enormi differenze diventano assai meno evidenti. La differenza di circa il 30% nella velocità massima (nel caso specifico da circa 140 a circa 200 cm/s) non appaiono in evidente contrasto con i dati sperimentali.

Si noti che un effetto di questo tipo sembra anticipato nello spettro di risposta concettuale descritto da Newmark and Hall (1982, Figura 2).

Può sembrare curioso che la regola della velocità costante non sia stata messa in discussione per tanto tempo. Può essere un effetto dell'immenso rispetto che la comunità scientifica attribuisce agli straordinari personaggi che hanno ideato e sviluppato il concetto di spettro di risposta. È però altrettanto curioso notare che la curva tri-lineare descrive perfettamente la capacità di un sistema di prova dinamico, ad esempio di una tavola vibrante:

- La massima accelerazione deriva dalla capacità in forza (cioè dalla sezione del pistone moltiplicata per la pressione dell'olio) divisa per la massa totale di tavola e carico portato;

- La massima velocità risulta dal massimo flusso di olio diviso per la sezione del pistone;
- Il massimo spostamento è semplicemente la metà della corsa del pistone.

In questo contesto, il confronto tra spettro del moto e capacità della tavola consente immediatamente di verificare se un certo moto è riproducibile con un dato provino. Sfortunatamente, tutto questo non comporta affatto che lo spettro di un moto sismico debba essere caratterizzato da un tratto a velocità costante.

L'adozione di un segmento lineare tra i punti C e D non deve essere inteso come una proposta, piuttosto come una provocazione, che potrà trovare o meno fondamento nei dati sperimentali.

Figura 6
Lo spettro di progetto di Newmark (in rosso) confrontato con uno spettro in cui S_a varia linearmente con S_d nel tratto intermedio (in giallo).

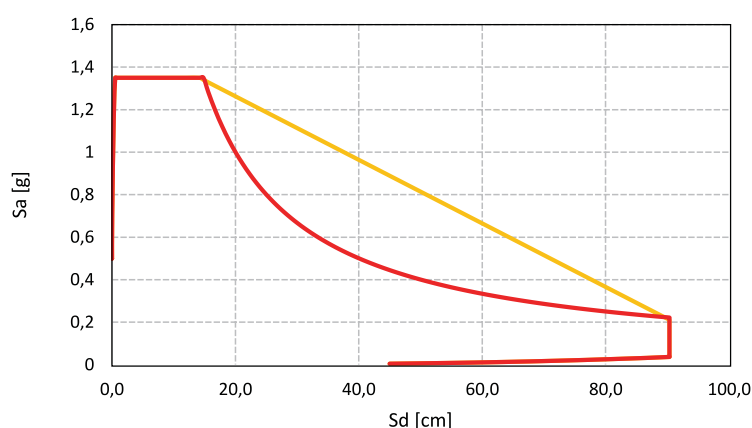
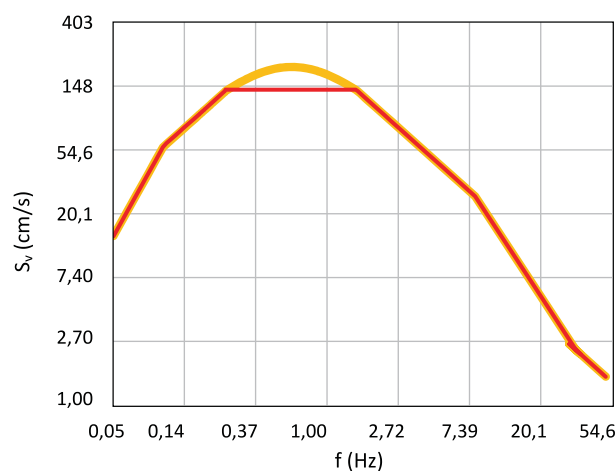


Figura 7
Lo stesso spettro della Figura 6, riportato in scala tri-logaritmica.



4. Lo spettro di risposta di El Centro

Come abbiamo discusso, il moto registrato a El Centro il 18 maggio 1940, e specialmente la sua componente NS (Figura 3) è stato il principale riferimento per la definizione di uno spettro di progetto fino agli anni ottanta. Gli spettri di entrambe le componenti sono riportate in Figura 8, utilizzando i dati digitalizzati da Irvine e assumendo smorzamento 5%. I dati della componente NS sono stati utilizzati per produrre gli spettri mediano e una sigma, come definiti in Newmark and Hall (1982), adottando i seguenti valori al terreno: $PGA = 0.35$ g, $PGV = 26,4$ cm/s, $PGD = 18$ cm.

Lo spettro mediano (in blu) è quindi ottenuto amplificando i valori di picco al terreno con i seguenti fattori: $A = 2.12$ $V = 1.65$ $D = 1.39$, mentre lo spettro una sigma (in rosso) è ottenuto applicando i seguenti moltiplicatori: $A = 2.71$ $V = 2.30$ $D = 2.01$. Lo spettro in giallo è prodotto coerentemente con la discussione che precede in merito alla eliminazione del tratto a velocità costante. I punti C and D sono stati ricavati dagli spettri in accelerazione e spostamento, come $T_C = 0.53$ s $S_{aC} = 0.9$ g, $T_D = 2.5$ s, $S_{dD} = 27$ cm (vedi le Figure 10a e c).

Gli stessi spettri della Figura 8 sono riportati in Figura 9 nella forma combinata $S_a - S_d$.

Mentre nella Figura 8 la scala logaritmica schiaccia le curve e le fa sembrare simili, nella Figura 9 è evidente (come in Figura 6) che l'adozione di un ramo discendente iperbolico o lineare risulta in valutazioni di domande in accelerazione o spostamento completamente diverse.

Il ramo discendente iperbolico, corrispondente a velocità costante e usato per decenni, non è evidentemente superiore a quello lineare nel rispettare i dati registrati neppure nel solo caso di El Centro. Altre registrazioni dovranno essere prese in considerazione prima di esprimersi più compiutamente.

Si noti peraltro che anche per l'interpretazione di dati (inesistenti) a lunghi periodi negli anni settanta fu applicata molta ingenuità speculativa.

Gli spettri nelle Figure 8 e 9 sono plottati singolarmente in Figura 10. Anche in queste rappresentazioni più dettagliate è difficile dire quali curve corrispondano più fedelmente alle registrazioni di EL Centro.

Nelle Figure 9 e 10, sono altresì riportati gli spettri risultanti da un accelerogramma ottenuto con la combinazione vettoriale, istante per istante, delle componenti NS ed EW. Tali spettri differiscono in modo significativo da quello della componente NS solo a lunghi periodi, dove la domanda di spostamento è dominata dallo spettro EW.

Lo spettro di progetto suggerito da Newmark and Hall (1982) sembra tenere in considerazione la domanda di spostamento della componente ES, anche se ciò non era esplicitamente indicato. Questo esteso uso di intelligenza e buon senso è stato il fondamento della longevità delle forme spettrali suggerite nella seconda metà del secolo scorso.

5. Trattare la risposta non lineare

Come descrive R. Riddell (2008), i primi tentativi di stimare la massima risposta di sistemi non lineari per mezzo di spettri di risposta inelastici, risalgono agli anni cinquanta. Si farà qui di nuovo riferimento a Newmark and Hall (1982), per commentare le scelte di allora e le necessità di oggi.

L'idea fondamentale per derivare spettri inelastici dalla loro controparte elastica si basava sulla possibilità di definire zone dello spettro in cui accelerazione, velocità e spostamento vengono conservate o modificate per mezzo di appropriati fattori. La

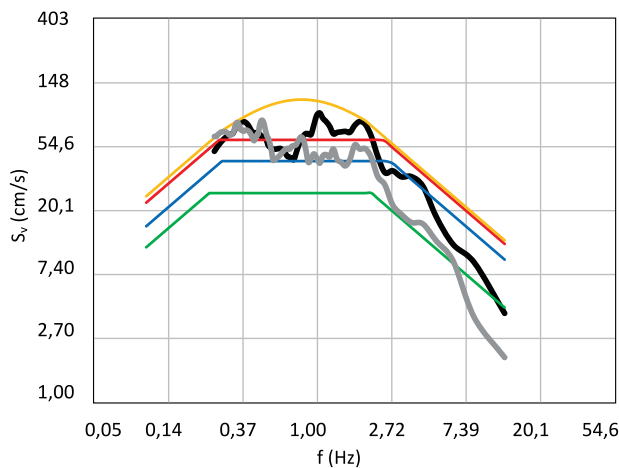


Figura 8

Spettri di risposta delle componenti della registrazione di El Centro (NS in nero, EW in grigio, dati derivati da Irvine), confrontati con i valori di picco al terreno (in verde, $PGA = 0.35\text{ g}$, $PGV = 26,4\text{ cm/s}$, $PGD = 18\text{ cm}$) e con gli spettri di progetto mediano (blu) e una sigma (rosso) suggeriti da Newmark and Hall (1982). Lo spettro in giallo è prodotto assumendo una variazione lineare della accelerazione spettrale in funzione dello spostamento spettrale nella regione intermedia (vedi Figura 9).

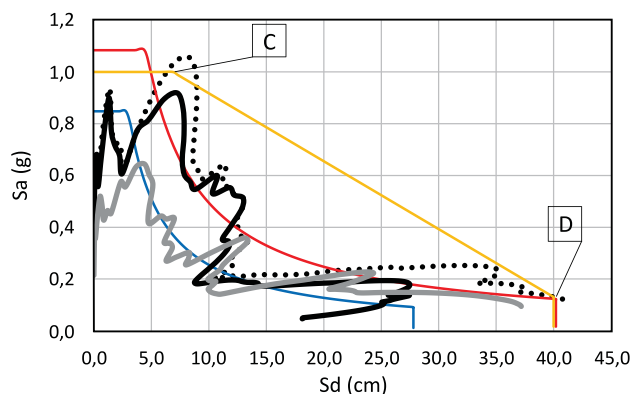
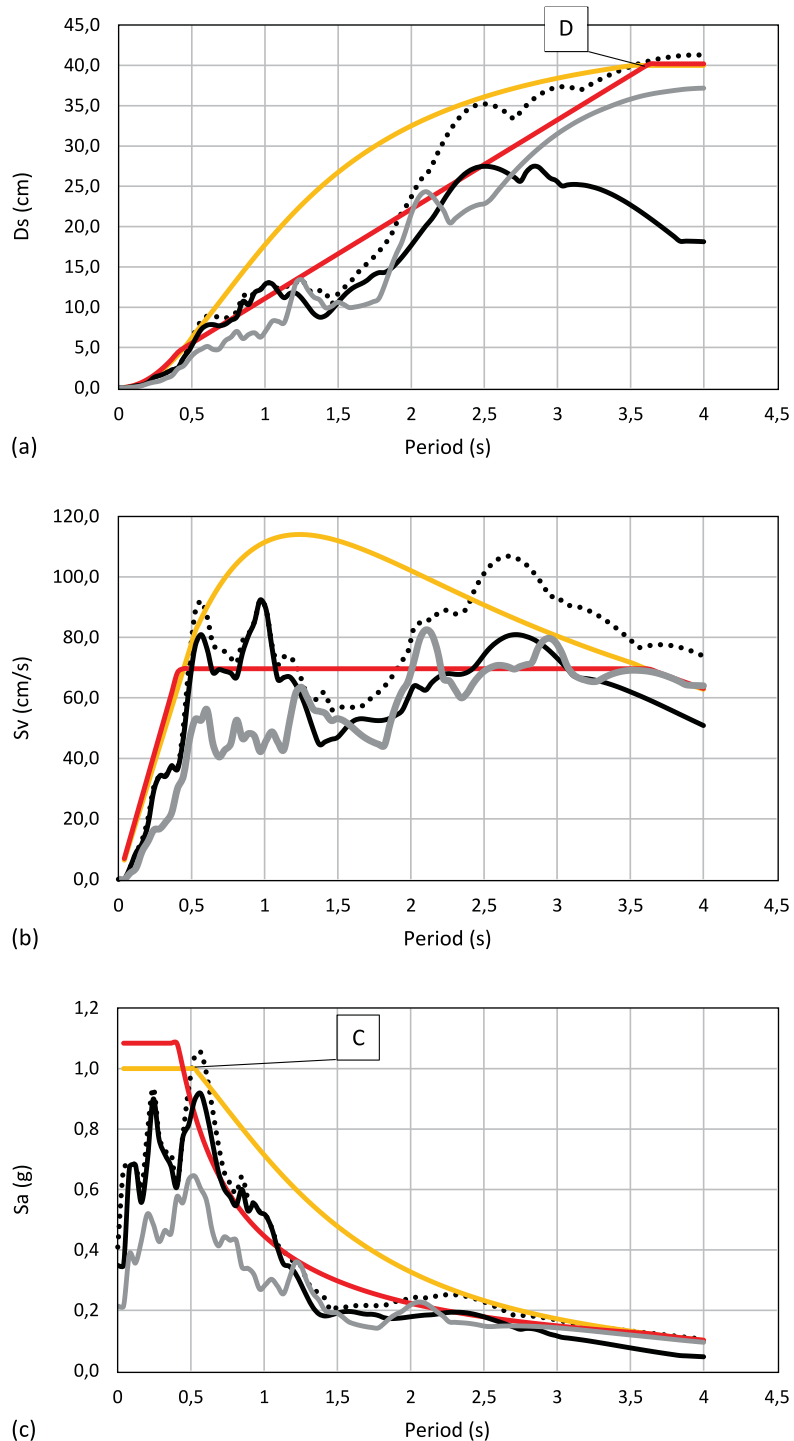


Figura 9

Gli spettri di Figura 8 plottati nella forma combinata S_a S_d . I punti C e D dello spettro giallo (senza tratto a velocità costante) sono ricavati dagli spettri in accelerazione e in spostamento del segnale rotante: $T_C = 0.53\text{ s}$, $S_{dC} = 0.9\text{ g}$, $T_D = 2.5\text{ s}$, $S_{dD} = 27\text{ cm}$ (Figura 10).

Figura 10
Gli spettri delle Figure 8 e 9, plottati singolarmente per meglio apprezzare le differenze (nero: El Centro NS, grigio: El Centro EW, nero a punti: El Centro rotante, rosso: Newmark one sigma, giallo: senza tratto a velocità costante).



La figura chiave riportata in Newmark and Hall (1982) è qui riprodotta come Figura 11. Vi si ipotizza una struttura con risposta elastica perfettamente plastica, caratterizzata da un rapporto tra capacità di spostamento e spostamento di snervamento pari alla duttilità μ . Sotto queste ipotesi, le regole da applicare per ottenere gli spettri inelastici erano così definite:

- Per frequenze fino a 2 Hz (regioni D and V in Figura 6) si divide l'ordinata dello spettro elastico per μ per ottenere lo spettro inelastico in accelerazione.
- Per frequenze comprese tra 2 e 8 Hz (regione A), si faccia la stessa cosa, ma dividendo per $(2\mu-1)^{0.5}$ invece che per μ .
- Per frequenze superiori a 33 Hz si mantenga nello spettro inelastico la stessa accelerazione dello spettro elastico.
- Si raccordino linearmente le ordinate corrispondenti a 8 e 33 Hz nel diagramma in scala logaritmica.
- Per ottenere lo spettro inelastico in spostamento si moltiplichino per μ tutte le ordinate dello spettro inelastico in accelerazione.

Questo approccio è stato discusso, corretto, modificato in aspetti minori per decenni, ma è stato utilizzato nella sua logica di base in tutti gli approcci alle forze, e conseguentemente in tutte i codici normativi, fino ad oggi.

La procedura è completamente diversa se si adotta un approccio agli spostamenti (Priestley et al., 2007).

In questo caso la correzione dello spettro elastico tiene conto solo della energia dissipata per isteresi, con una equivalenza allo smorzamento viscoso, e si usa un sistema lineare equivalente con rigidità secante allo spostamento di progetto, che corrisponde ovviamente ad un periodo di vibrazione più lungo. I dettagli sono illustrati in Priestley et al. (2007) e non verranno ripresi in questa sede. Tuttavia, al solo fine di avere una impressione circa le conseguenze di scelte diverse, un confronto concettuale tra i diversi approcci è illustrato in Figura 12.

Si ipotizzi di considerare un sistema con periodo iniziale di 0.5 s ed una duttilità $\mu = 3$. Progettando come suggerito da Newmark and Hall (1982) si ottiene un'accelerazione di circa 0.6 g e uno spostamento corrispondente di circa 18 cm. Lo stesso sistema verrebbe probabilmente progettato per uno spostamento di circa 30 cm secondo Priestley et al. (2007), stimando un fattore di correzione della domanda di spostamento pari a circa 0.64. L'accelerazione di progetto risulterebbe circa 0.28 g, circa la metà del caso precedente.

Entrambe le risposte non lineari attese (le curve gialle e verdi in Figura 12) sembrano compatibili con la domanda rappresentata dallo spettro in blu, ottenuto dallo spettro lineare applicando la sola correzione connessa allo smorzamento equivalente alla dissipazione per isteresi. Da questo punto di vista quindi, le due soluzioni sembrano corrispondere semplicemente a diverse possibili opzioni di progetto, piuttosto che una giusta ed una sbagliata. Tuttavia, se si adottasse una forma spettrale lineare nella zona intermedia (in azzurro nella figura) i due approcci porterebbero alla medesima soluzione (curva gialla e frecce nera, entrambe a punti).

Si tratta solo di un esempio, da non generalizzare. In effetti, in Priestley et al. (2007) e in Priestley (2003), è illustrato chiaramente come la resistenza di progetto risultante da un approccio agli spostamenti possa essere più alta o più bassa di quella risultante da un approccio alle forze, in funzione non solo delle caratteristiche del sistema strutturale, ma anche dalla sismicità locale.

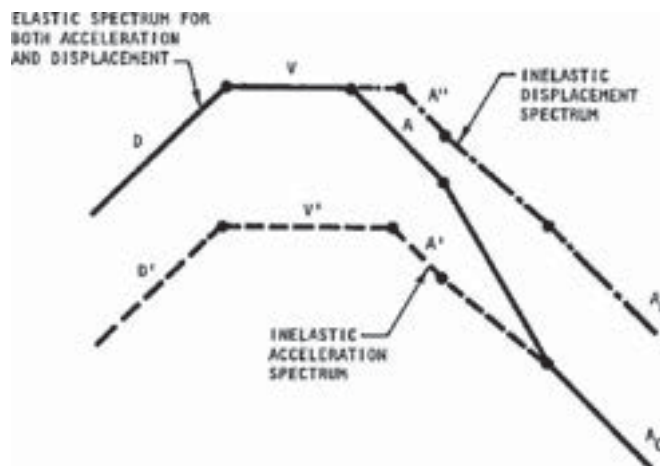


Figura 11
Derivazione degli spettri inelastici in accelerazione ed in spostamento dallo spettro elastico (Newmark and Hall (1982) and Riddell (2008))

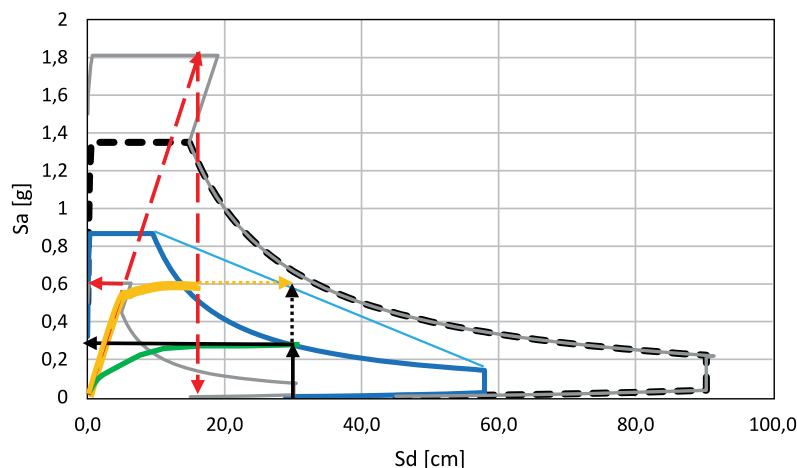


Figura 12
Domanda e risposta per spettri e strutture diversi.

- in nero tratteggiato lo spettro elastico (di Newmark);
- in grigio gli spettri inelastici in accelerazione e in spostamento secondo Newmark and Hall (1982);
- in rosso tratteggiato l'accelerazione e lo spostamento di progetto di un sistema con periodo elastico di circa 0.5 s;
- in giallo una possibile risposta non lineare di tale sistema;
- in blu lo spettro inelastico secondo Priestley et al. (2007); in azzurro lo spettro modificato come in Figura 6);
- in nero lo stesso sistema, progettato per uno spostamento di circa 30 cm;
- in verde la possibile risposta non lineare di questo ultimo sistema;
- in giallo a punti il cambiamento nella risposta attesa del primo sistema;
- in nero a punti il cambiamento nel progetto del secondo sistema.

6. Correzione dello spettro elastico per tenere conto della dissipazione di energia

È oggi pacamente accettato che domanda e capacità debbano essere, per quanto possibile, considerate separatamente, e che, conseguentemente, la non linearità della risposta debba essere inclusa nell'ambito della capacità.

Ciò può essere ottenuto, per esempio, applicando varie forme di analisi push-over, combinate con uno dei metodi derivati da quello originariamente proposto da Fajfar and Fishinger (1988), oppure considerando l'approccio lineare equivalente discusso da Priestley et al. (2007), originariamente proposto da Shibata and Sozen (1976). Una discussione di questi approcci esula dal presente scritto.

Se invece si esamina il lato della domanda, si preferisce tuttora correggere lo spettro elastico per tenere conto della dissipazione di energia. Questa correzione può essere ottenuta applicando (Priestley et al. (2007)) allo spettro di risposta in spostamento un fattore correttivo η_ξ , funzione dello smorzamento equivalente ξ_h , stimato per mezzo di equivalenze energetiche (Jacobsen (1960)). Come esempio, si consideri tra molte la formulazione raccomandata da Priestley et al. (2007):

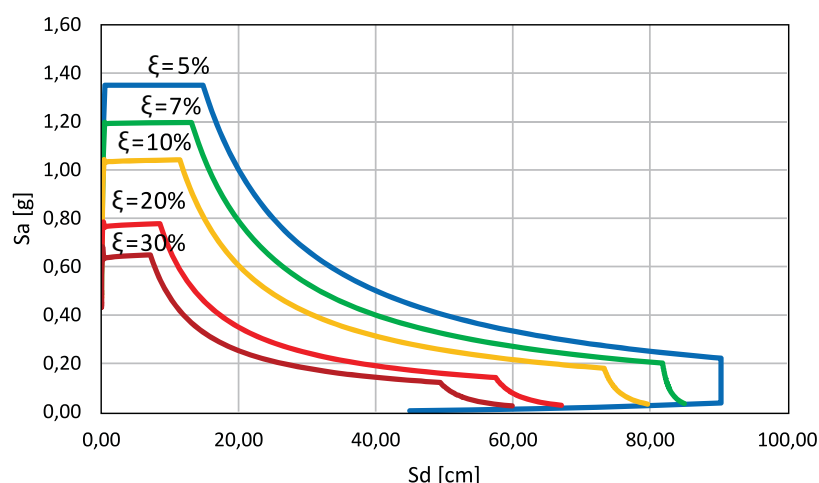
$$\eta_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (3)$$

$$\xi = \xi_0 + \xi_h = \xi_0 + C \left(\frac{\mu - 1}{2\pi\mu} \right) \quad (4)$$

Dove ξ è lo smorzamento totale equivalente del sistema, ξ_0 è lo smorzamento viscoso proprio del sistema (normalmente assunto come 0.05), C è funzione della forma dei cicli di isteresi (di solito compreso tra 0.3 e 0.6) e μ è la duttilità del sistema. Un'opportuna taratura di η è ancora un problema aperto, con possibili influenze di magnitudo, distanza dalla sorgente, condizioni locali, tipo di faglia, (e.g., Priestley et al. (2007) raccomandano di ridurre l'esponente da 0.5 a 0.25 in caso di prossimità all'epicentro), ma potenzialmente anche di altri parametri.

Ad esempio, sulla base di analisi di registrazioni effettuate in Turchia, Akkar (2015) suggerisce di ridurre η con l'aumentare del periodo. Gli spettri ridotti risultanti sono riportati in Figura 13, considerando lo spettro base di Figura 6. È evidente che una forma diversa del tratto a velocità costante avrebbe rilevanti effetti sulla domanda (probabilmente più significativi della correzione basata sul periodo di vibrazione).

Figura 13
Lo spettro di Figura 6 ridotto applicando il fattore di cui all'Equazione (3) e la correzione suggerita da Akkar (2015) al crescere del periodo di vibrazione.



7. Una proposta concettuale per la definizione degli spettri di progetto

Si propone dunque che uno spettro di progetto venga definito sia da due punti, definiti come il massimo periodo (T_C) al quale l'accelerazione spettrale (S_{aC}) è massima ed il minimo periodo (T_D) al quale lo spostamento spettrale (S_{dD}) è massimo. I quattro valori che definiscono tali punti saranno calcolati in funzione di magnitudo, distanza dall'epicentro o dalla faglia, amplificazione locale e qualunque altro parametro emergerà dall'analisi dei dati sperimentali.

Nella regione intermedia si suggerisce l'applicazione dell'Equazione (5), funzione del solo parametro α , il cui valore sarà definito sulla base degli stessi parametri utilizzati per il calcolo di T_C , S_{aC} , T_D , ed S_{dD} .

$$S_a = S_{aD} + (S_{aC} - S_{aD}) \cdot \sin^\alpha \left(\cos^{-1} \left(\frac{S_d - S_{dC}}{S_{dD} - S_{dC}} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \right) \quad (5)$$

Gli altri parametri che appaiono nell'equazione (5) sono derivati da quelli già definiti, come segue:

$$S_{dC} = S_{aC} \frac{T_C^2}{4\pi^2} \quad (6)$$

$$S_{aD} = S_{dD} \frac{4\pi^2}{T_D^2} \quad (7)$$

L'equazione (5) può sembrare complessa, ma non lo è, e consente la definizione di una famiglia di curve che possono riprodurre qualsiasi forma nella regione intermedia dello spettro S_a vs. S_d , come illustrato in via esemplificativa in Figura 14.

In essa, i due punti critici sono stati assunti come: $T_C = 0.53$ s, $S_{aC} = 0.9$ g e $T_D = 2.5$ s, $S_{dD} = 27$ cm. Si tratta degli stessi punti usati nelle Figure 8, 9 e 10 con riferimento alla registrazione di El Centro.

Le forme riportate nella figura corrispondono a: $\alpha = 1$ (verde), $\alpha = 2$ (rosso, in cui la curva si riduce ad una retta) e $\alpha = 3$ (blu). Mentre le differenze negli spettri in accelerazione, spostamento e velocità possono apparire poco rilevanti, nella forma combinata S_a vs. S_d è evidente ancora una volta che una selezione appropriata del parametro α può risultare in dati di valutazione e di progetto radicalmente diversi.

8. Conclusioni

È evidente che questo scritto verrebbe definito in inglese una opinion paper, basata su molta speculazione intellettuale e pochi dati. Le conclusioni hanno lo stesso senso e lo stesso sapore.

Solo alla prossima puntata scopriremo se i dati sperimentali disponibili sostengono quanto proposto e consentono un'appropriate taratura, verifica e validazione delle formulazioni proposte.

Queste verifiche sono in corso sugli eventi italiani recenti.

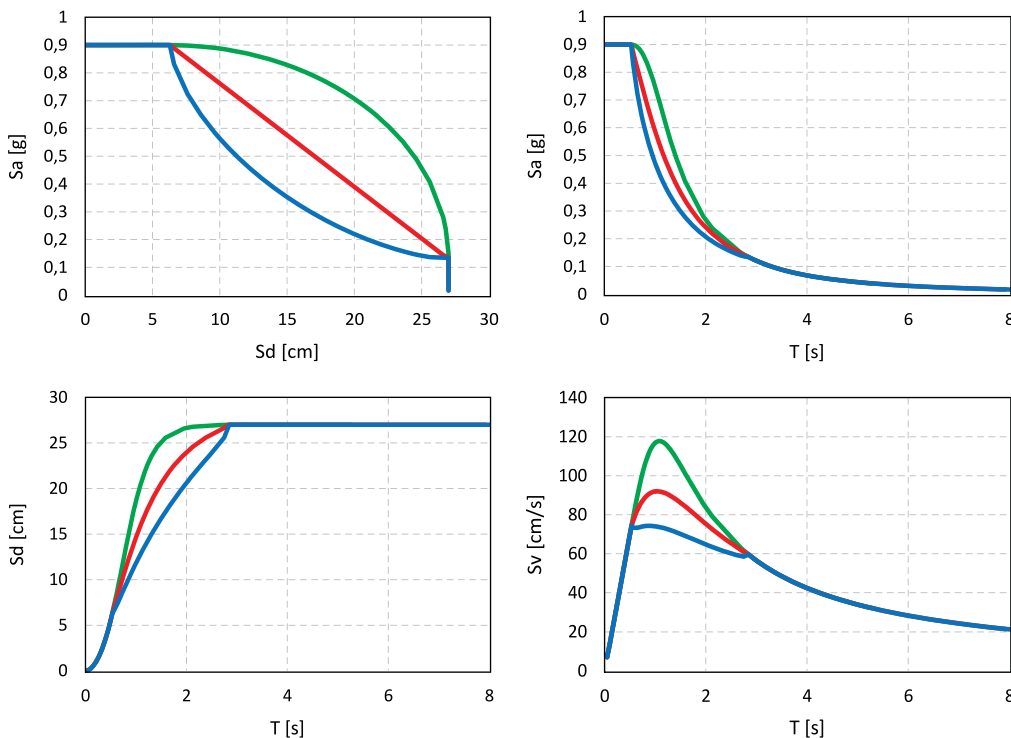


Figura 14

Spettri di progetto creati applicando l'equazione (5) ed assumendo i seguenti parametri: $T_C = 0.53$ s, $S_{aC} = 0.9$ g, $T_D = 2.5$ s, $S_{dD} = 27$ cm. Le curve nella regione intermedia corrispondono a: $\alpha = 1$ (verde), $\alpha = 2$ (rosso, in cui la curva si riduce ad una retta) e $\alpha = 3$ (blu).

Definizione di spettri elastici di progetto

Si propone che l'accelerazione di picco al terreno (PGA) non venga più utilizzata come parametro fondamentale della domanda e della pericolosità. La forma spettrale ed il suo parametro di ancoraggio possono fondarsi sulla definizione di due punti (C e D in quanto precede), ovvero sui massimi spettrali in accelerazione e spostamento e sui corrispondenti periodi di vibrazione. La forma spettrale nella regione intermedia, approssimativamente tra 0.5 e 3.0 secondi, deve essere studiata sulla base dei dati sperimentali, abbandonando il concetto di velocità costante, che non ha base teoriche né empiriche.

È qui suggerita un'Equazione (5) caratterizzata da un solo parametro variabile (α), per definire tale forma spettrale. L'equazione si fonda su pure basi speculative e dovrà essere verificata.

Le coordinate dei due punti ed il parametro α potranno essere definiti in funzione di magnitudo, distanza epicentrale, meccanismo di sorgente, durata o numero dei cicli sismici attesi, terreno locale. Altri fattori potranno ovviamente essere presi in considerazione. Gli spettri di progetto devono essere strumentali alle attività di progetto e verifiche e con esse coerenti, non necessariamente derivati come media pesata o combinazione di spettri di risposta.

Parti di spettri di progetto con variazioni rapide di accelerazione o spostamento devono essere il più possibile evitate, in quanto difficilmente giustificabili sotto un profilo probabilistico e possibili sorgenti di rischio più elevato.

Effetti della forma spettrale sulla progettazione

La discussione relativa alla Figura 12 illustra in modo chiaro come la definizione della resistenza e la capacità deformativa da attribuire ad una struttura assumano spesso valori piuttosto casuali. È evidente che variazioni del 100% possono facilmente risultare dall'applicazione delle procedure di progetto, non è quindi assurdo domandarsi se i risultati possano affidabilmente assicurare un'adeguata sicurezza dell'ambiente costruito.

Credo che la risposta abbia due facce. Da un lato non c'è dubbio che sussistano enormi differenze nel rischio associato a strutture diverse, anche se non si può escludere che tutto quanto realizzato applicando un sistema coerente di norme sia comunque caratterizzato da un rischio inferiore ad una certa soglia. Dall'altro lato, è evidente che la resilienza, intesa come capacità di adattarsi ad azioni diverse da quelle ipotizzate in progetto senza variazioni drammatiche nella risposta, sia la caratteristica più importante per qualsiasi costruzione antisismica. Conseguentemente, è confermato che l'applicazione rigorosa di principi di gerarchia delle resistenze costituisce la misura più efficace.

Si noti che neppure l'applicazione di analisi dinamiche non lineari complete nel dominio del tempo garantisce l'uniformità del rischio, visto che gli accelerogrammi da applicare vengono derivati da forme spettrali che potrebbero avere poco fondamento ed anche quando si utilizzino accelerogrammi reali, questi vengono normalmente sottoposti a procedure di correzione e normalizzazione al fine di renderli compatibili con gli spettri di progetto, quantomeno in determinati campi di variazione del periodo.

Combinazione delle componenti orizzontali del moto

Al fine di produrre spettri coerenti e confrontabili, si suggerisce di derivare un solo segnale di accelerazione al terreno dalle due componenti registrate, combinando istante per istante i vettori di accelerazione. Il segnale risultante indicherà in ogni istante il massimo modulo di accelerazione, ruotando nella direzione appropriata. Lo spettro risultante appare coerente con il concetto di indicare il massimo valore della risposta attesa per ciascun valore di periodo e consentirà di definire univocamente i punti C e D. È evidente che la definizione di un spettro di progetto combinando le componenti non ha nulla a che vedere con la combinazione delle azioni su un edificio, che risultano dalla diversa risposta attesa in direzioni diverse (Stewart et al. (2011)).

Considerazione della risposta e definizione della capacità

Per quanto generalmente accettato di separare per quanto possibile domanda da capacità, l'effetto della diversa capacità dissipativa di strutture diverse è tuttora preferibilmente incluso nella domanda, con una correzione dello spettro.

Il fattore di riduzione della domanda di spostamento è comunque non superiore a 0.5, con una conseguente modesta sensibilità ad errori di valutazione.

Tuttavia, una migliore taratura di questo fattore è tuttavia auspicabile, in funzione di parametri del moto e della sorgente, del periodo di vibrazione considerato, della durata o del numero di cicli sismici attesi.

L'ancoraggio degli spettri di progetto a determinati valori e le regole di combinazione dei diversi casi e direzioni di carico deve essere tarata in funzione dei fattori di protezione compresi in ciascun documento normativo, in funzione delle probabilità accettate di raggiungimento di ciascun stato limite.

Mappe di pericolosità

Le mappe di pericolosità di uso corrente sono di solito espresse in funzione dell'accelerazione di picco al terreno. Ciò è fonte di errori, convinzioni errate e false interpretazioni.

Nel caso in cui si voglia ricorrere ad un singolo parametro di pericolosità è certo meglio adottare un ordinata spettrale, per esempio l'accelerazione al punto C o lo spostamento al punto D.

Tuttavia, le mappe moderne (ed è così per quelle italiane) sono associate a grandi quantità di dati, che includono molte ordinate spettrali, o anche spettri di risposta completi per differenti valori della probabilità di superamento annuo. Purtroppo, anche questi spettri possono essere fonte di errori ed interpretazioni sbagliate.

Si tratta infatti del prodotto di combinazioni pesate di diverse leggi di attenuazione, applicate a diversi meccanismi di sorgente. Come tali, questi spettri dovrebbero essere considerati come una forma di spettro di risposta medio, non confusi con spettri di progetto.

Validazione e taratura

L'ho ripetuto più volte, questa è un opinion paper, il cui significato e la cui validità andrà provato dal confronto con i dati sperimentali disponibili e successivamente dalla sua utilità nell'ispirare formulazioni semplici atti ad interpretarne l'andamento. Il vero lavoro deve ancora venire, ed è in corso per i terremoti italiani recenti.

La registrazione di El Centro, terremoto di Imperial Valley, 18 Maggio 1940

Rimane una domanda, di natura filosofica e sapore un po' retorico.

Al di là della straordinaria ingegnosità di coloro che sono stati capaci di dare forma a spettri di risposta credibili ed utili partendo da un solo segnale registrato, forse al di là della prossima analisi dei dati recenti italiani, cosa va interpretata la registrazione di El Centro nello sviluppo dell'ingegneria sismica: un fortunato unicorno o il progenitore ancestrale che conteneva in qualche modo l'essenza di tutti i possibili moti?

Riconoscimenti

L'analisi dei dati sperimentali e la taratura e validazione di quanto qui proposto è in corso, insieme a Daniela Rodrigues e Vitor Silva, con cui le idee qui proposte sono state discusse. Questo articolo ed il suo compagno a carattere sperimentale saranno oggetto di pubblicazione a livello internazionale.

Bibliografia

- Akkar S. (2015) - Revised probabilistic hazard map of Turkey and its implications on seismic design. EU Workshop Elaboration of Maps for Climatic and Seismic Actions for Structural Design in the Balkan region, Zagreb.
- Chopra A.K. (2007) - Elastic response spectrum; A historical note. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36:3-12.
- Fajfar P., Fishinger M. (1988) - N2 - A method for nonlinear analysis of regular buildings. *Proceedings of the 9th WCEE, Tokyo and Kyoto*, vol. V, 111-116.
- Housner G.W. (1941) - Calculating response of an oscillator to arbitrary ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 31:143-149.
- Irvine, T. <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>, Vibrationdata, Madison, AL.
- Jacobsen L.S. (1960) - Damping in composite structures. *Proceedings of the 2nd WCEE, Tokyo and Kyoto*, vol. II, 1029-1044.
- Newmark N.M., Hall W.J. (1982) - *Earthquake Spectra and Design*, Engineering Monographs, EERI, Oakland, CA.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007) - *Displacement Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia.
- Priestley M.J.N. (2003) - *Myths and fallacies in earthquake engineering*, IUSS Press, Pavia.
- Riddell, R. (2008) - Inelastic response spectrum; Early history. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37:1175-1183.
- Shibata A., Sozen M. (1976) - Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 102:1, 1-18.
- Stewart J.P., Abrahamson N.A., Atkinson G.M., Baker J.W., Boore D.M., Bozorgnia Y., Campbell K.W., Comartin C.D., Idriss I.M., Lew M., Mehrain M., Mohele J.P., Naeim F., Sabol T.A. (2011) - Representation of bidirectional ground motions for design spectra in building codes. *Earthquake Spectra*, 27:3, 927-937.
- Tolis S.V., Faccioli F. (1999) - Displacement design spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, 3:1, 107-125.

L Autore

Gian Michele Calvi

Gian Michele Calvi è professore allo IUSS di Pavia e *Adjunct Professor* alla North Carolina State University.

Ha ottenuto un *Master of Science* alla *University of California, Berkeley*, un *PhD* al Politecnico di Milano e un Dottorato Honoris Causa alla *Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina*.

È stato il fondatore della Fondazione Eucentre e della *ROSE School*, è attualmente uno dei Direttori della *International Association of Earthquake Engineering*.

È autore di centinaia di pubblicazioni, tra cui due volumi di fama internazionale: *Seismic design and retrofit of bridges* (con M.J.N. Priestley and F. Seible, 1996) e *Displacement-Based Seismic Design of Structures* (con M.J.N. Priestley and M.J. Kowalsky, 2007).

È stato progettista consulente o collaudatore di centinaia di progetti strutturali, tra i quali il ponte strallato *Rion-Antirion* (2883 m, in Grecia), il viadotto di *Bolu* (119 campate, in Turchia) ed il sistema abitativo realizzato a l'Aquila dopo il terremoto del 2009, con 185 edifici isolati con oltre 7.000 apparecchi, completati in circa sei mesi.

È *associate editor* del *Journal of Earthquake Engineering*, è stato relatore invitato in decine di conferenze, tra le quali due *World* e quattro *European Conferences on Earthquake Engineering*.

Ha sempre lavorato ad innovare la progettazione sismica, concentrandosi inizialmente sulle strutture in muratura e sui ponti, l'isolamento e la progettazione basata sugli spostamenti negli ultimi vent'anni.

Performance sismiche degli elementi non-strutturali: considerazioni sulla domanda sismica e sui dati sperimentali attualmente disponibili

Seismic performance of non-structural elements: considerations on the seismic demand and the experimental data

Daniele Perrone¹, Roberto Nascimbene² ■

Sommario

I danneggiamenti osservati durante i passati terremoti hanno messo in evidenza come gli elementi non-strutturali rappresentino una delle maggiori problematiche sia dal punto di vista delle perdite economiche che dell'immediata funzionalità delle strutture nell'emergenza post-sisma. Per tale motivo, gli elementi non-strutturali rappresentano negli ultimi anni un'importante linea della ricerca nell'ambito dell'ingegneria sismica. Nell'ottica del performance-based design ed in particolare nella valutazione delle perdite attese, gli elementi non-strutturali rivestono un ruolo fondamentale. Nel presente lavoro si propone una panoramica delle attuali conoscenze sia dal punto di vista degli studi sperimentali focalizzati alla definizione della fragilità sismica degli elementi non-strutturali che della valutazione della domanda sismica, il tutto nell'ottica del performance-based design.

Parole chiave: elementi non-strutturali, domanda sismica, fragilità sismica.

Abstract

The damage induced in non-structural elements during recent earthquakes demonstrated their vulnerability to accelerations and displacements that arise from the structure's seismic response. For this reason, the non-structural elements represent one of the most important issue in the loss estimation framework as well as in the evaluation of the immediate functionality of the structures after an earthquake. In this work a state-of-art related to the available data in terms of fragility curves for different typologies of non-structural elements has been briefly presented. The attention has been also focused on the simplified methodologies developed in order to evaluate the floor spectra and the seismic demand on non-structural elements.

Keywords: non-structural elements, seismic demand, seismic fragility.

1. Introduzione

I numerosi eventi sismici che si sono susseguiti negli ultimi anni hanno messo in evidenza come nonostante una buona progettazione sismica possa garantire delle performance strutturali adeguate, gli edifici possano comunque risultare inagibili a causa del danneggiamento degli elementi non-strutturali (Villaverde, 1997). Gli elementi non-strutturali sono costituiti da tutte le componenti presenti nell'edificio che nonostante non facciano parte del sistema strutturale sono comunque soggette alle azioni dinamiche derivanti da un evento sismico. I moderni codici normativi classificano gli elementi non-strutturali in tre principali categorie: elementi architettonici, contenuti ed elementi impiantistici. Gli elementi architettonici includono per esempio i controsoffitti, le partizioni interne, le vetrate e tutti gli elementi che completano l'edificio. Gli elementi impiantistici sono realizzati all'interno dell'edificio e si rendono indispensabili per la sua funzionalità, tra essi possono essere annoverati gli impianti di condizionamento ed antincendio. Infine, i contenuti sono gli elementi che appartengono ai proprietari o agli occupanti e sono principalmente legati alla destinazione d'uso dell'edificio; tra essi rientrano ad esempio le librerie, i computer e l'arredamento interno.

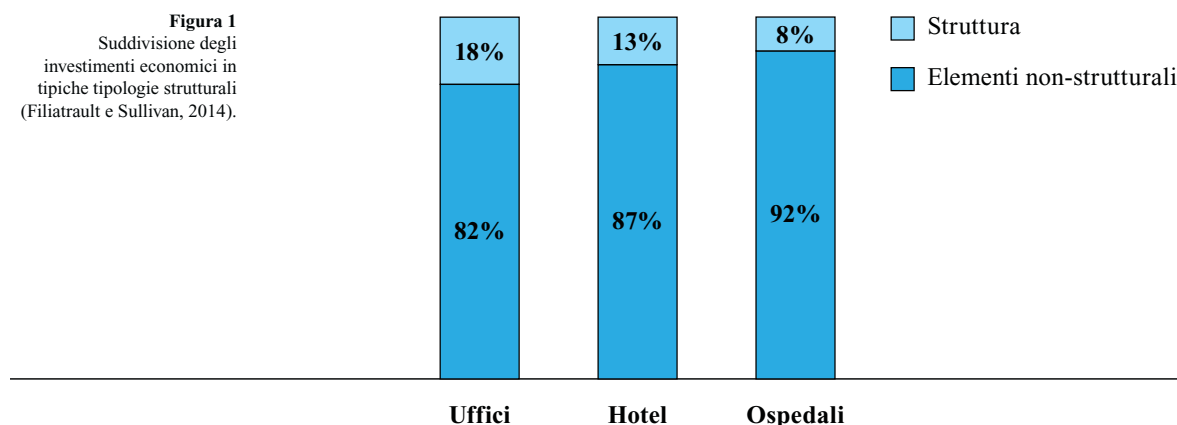
Uno studio condotto da Miranda e Taghavi nel 2003 ha evidenziato come i costi connessi alle parti non-strutturali e agli impianti rappresentino gran parte degli investimenti totali nella realizzazione di un edificio (Figura 1). La ripartizione dei costi tra struttura e componenti non-strutturali è connessa principalmente alla destinazione d'uso dell'edificio; nelle strutture ospedaliere, per esempio, la parte strutturale rappresenta solo l'8% degli investimenti economici complessivi.

I danni indotti agli elementi non-strutturali durante i recenti terremoti hanno dimostrato la loro elevata suscettibilità alle azioni sismiche. Gli elementi non-strutturali generalmente sono soggetti a danneggiamenti per intensità sismiche inferiori rispetto a quelle che comportano il danneggiamento della struttura, di conseguenza questo comportamento può influenzare signifi-

¹ Assegnista di ricerca Post-Doc, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS) - daniele.perrone@iusspavia.it

² Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) - Pavia - roberto.nascimbene@eucentre.it

Figura 1
Suddivisione degli investimenti economici in tipiche tipologie strutturali (Filiatrault e Sullivan, 2014).



cativamente l'immediata funzionalità a seguito di un sisma. Questa considerazione è di particolare importanza qualora si abbia a che fare con strutture di importanza strategica come gli ospedali e le scuole; tali strutture devono garantire la piena operatività nell'emergenza post-sisma non solo per la salvaguardia delle persone presenti al loro interno ma anche per fronteggiare l'emergenza nelle prime ore successive all'evento sismico.

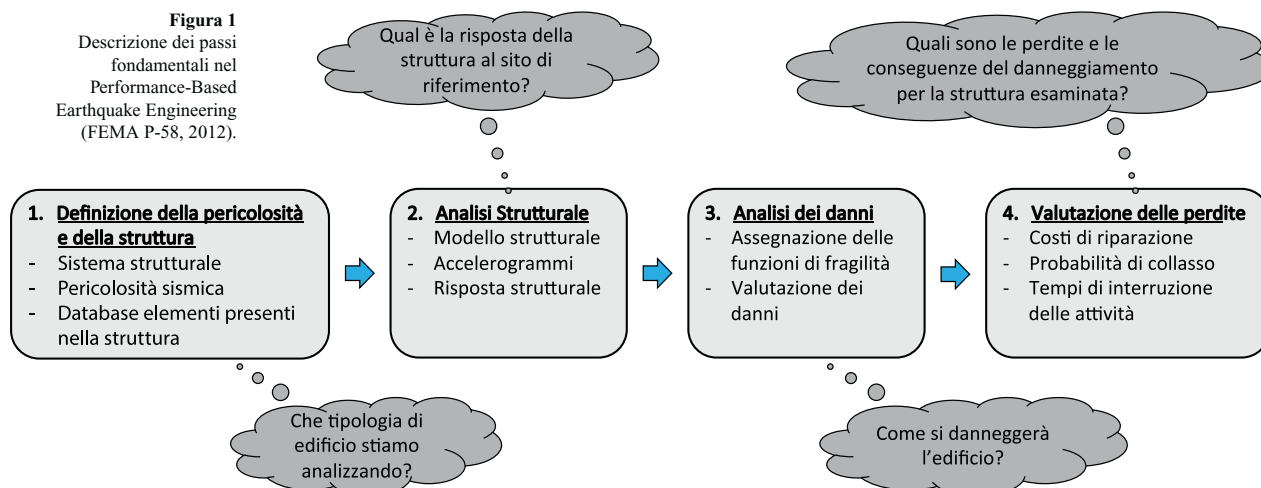
Un esempio delle gravi conseguenze relative al danneggiamento degli elementi non-strutturali è stato osservato a seguito del terremoto avvenuto in Cile nel 2010; l'aeroporto principale di Santiago del Cile è stato chiuso per numerosi giorni a seguito del danneggiamento degli impianti e dei controsoffitti, allo stesso tempo 4 ospedali hanno perso più del 75% della loro funzionalità a causa del danneggiamento agli impianti sprinkler (Miranda et al., 2012). Significativi danni agli elementi non-strutturali sono stati riportati anche a seguito del terremoto dell'Aquila nel 2009 (Salvatore et al., 2009; Ricci et al., 2011) e dell'Emilia Romagna nel 2012 (Ercolino et al., 2012). In particolare, i principali danneggiamenti sono stati osservati nelle partizioni interne e nelle scaffalature presenti negli edifici industriali.

Sulla base di queste considerazioni appare evidente come le performance sismiche degli elementi non-strutturali rappresentino oggi un punto chiave nella progettazione sismica basata sul performance-based earthquake engineering (PBEE). Questa metodologia di analisi rappresenta al momento uno degli strumenti più avanzati nell'ingegneria sismica consentendo di valutare le perdite attese al variare dell'input sismico; attualmente il documento normativo di riferimento per l'applicazione di tale approccio è indubbiamente rappresentato dalla normativa FEMA P-58 (2012) sviluppata prevalentemente sulla base delle ricerche svolte presso il Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

La metodologia si articola in quattro passi fondamentali: 1) definizione della pericolosità sismica e del sistema da analizzare, 2) analisi strutturale, 3) analisi dei danni e 4) analisi delle perdite (Figura 2).

I primi due punti della procedura rappresentano i passi convenzionali dell'analisi sismica di un edificio. Nella prima fase è necessario definire la tipologia di struttura da analizzare collezionando tutte le informazioni che si renderanno necessarie in fase di analisi; successivamente è necessario definire la pericolosità sismica della zona in cui è ubicata la struttura selezionando

Figura 1
Descrizione dei passi fondamentali nel Performance-Based Earthquake Engineering (FEMA P-58, 2012).



do un opportuno set di accelerogrammi. Nella fase di analisi, il modello strutturale è soggetto ad una serie di accelerogrammi di intensità crescente e vengono registrate tutte le forze, gli spostamenti e le accelerazioni a cui la struttura è soggetta. La terza fase consiste nella valutazione dei danni, in tale fase si stabilisce la probabilità che un particolare elemento, sia esso strutturale o non-strutturale, possa subire un determinato livello di danneggiamento al variare dell'intensità sismica. Al fine di definire la probabilità di danneggiamento, per ogni stato limite esaminato, si rende necessaria la conoscenza della fragilità sismica degli elementi considerati; dato l'elevato numero di elementi strutturali e non-strutturali presenti nelle strutture appare chiaro come siano necessarie significative indagini sperimentali e numeriche al fine di definire tutte le curve di fragilità che si rendono indispensabili durante lo studio. Infine, l'ultimo passo include la valutazione di particolari variabili definite all'inizio dell'analisi, tali variabili possono essere ad esempio la valutazione delle perdite economiche o dei costi di riparazione così come la valutazione della probabilità che si abbiano feriti o vittime al variare dell'intensità sismica.

L'importanza degli elementi non-strutturali in un approccio di progettazione basato sul performance-based design appare evidente. Le due principali problematiche a cui si deve far fronte riguardano principalmente la carenza di dettagliate informazioni in merito alla fragilità sismica degli elementi non-strutturali ed il notevole onere computazionale richiesto dalle analisi dinamiche non-lineari e dal successivo post-processing dei risultati. Qualora si voglia quindi affrontare una valutazione semplificata senza dover ricorrere alle onerose analisi dinamiche non-lineari, si può ricorrere a metodologie semplificate in grado di fornire utili indicazioni in merito alla domanda sismica a cui sono soggetti gli elementi non-strutturali. Nel seguito del presente lavoro si farà una breve descrizione delle attuali conoscenze relativamente alla definizione delle curve di fragilità per varie tipologie di elementi non-strutturali e successivamente si descriveranno le principali metodologie proposte dai codici normativi e dalla comunità scientifica per valutare la domanda sismica sui componenti non-strutturali.

2. Curve di fragilità relative agli elementi non-strutturali

La definizione del comportamento sismico degli elementi non-strutturali rappresenta uno dei punti cruciali qualora si voglia effettuare una progettazione accurata non solo della struttura ma anche dei suoi contenuti. Negli ultimi anni una crescente attenzione è stata rivolta alla valutazione sperimentale delle performance sismiche degli elementi non-strutturali. Uno dei database più ricchi in merito alla fragilità sismica degli elementi non-strutturali è quello messo appunto dalla FEMA P-58 nell'ambito della procedura PBEE (FEMA P-58, 2012). In tale database si fa esplicito riferimento al fatto che ad oggi non sono disponibili dati sperimentali su molte tipologie di elementi e di conseguenza alcuni dei dati forniti sono basati sul giudizio di esperti. Sulla base di questa considerazione si può ben capire come sia indispensabile, nei prossimi anni, rivolgere ulteriore attenzione alla valutazione sperimentale delle performance sismiche degli elementi non-strutturali. In tal senso sono stati sviluppati specifici protocolli di carico che descrivono le procedure da adottare per effettuare prove di tipo statico e dinamico sulle componenti non-strutturali, un esempio è rappresentato dalla FEMA 461 (FEMA 461, 2007).

Sia il mondo accademico che le industrie hanno iniziato a rivolgere una particolare attenzione agli elementi non-strutturali e al miglioramento delle loro performance sismiche; in particolare, i maggiori studi disponibili in letteratura sono focalizzati sullo studio delle performance di controsoffitti, partizioni interne e tubazioni. Tali elementi rappresentano senza ombra di dubbio alcune tra le componenti più importanti essendo presenti nella maggior parte degli edifici.

Un importante contributo nello studio delle performance di queste tre tipologie di elementi è stato fornito durante il progetto NEES Non-Structural realizzato in alcune università statunitensi in congiunta con il laboratorio E-Defence in Giappone.

Nell'ambito di tale progetto, in merito alle partizioni interne, sono state testate 22 differenti tipologie di partizione; le principali variabili prese in considerazione hanno riguardato i materiali utilizzati, le connessioni, il protocollo di carico, le dimensioni del pannello e le condizioni al contorno (Davies et al., 2011). Grazie ai risultati delle prove è stato possibile popolare un ricco database con tutte le curve di fragilità delle partizioni analizzate per i differenti stati limite identificati; è stato inoltre possibile definire accurati modelli numerici per introdurre l'influenza delle partizioni nello studio di strutture più complesse. Alcuni studi molto interessanti sono stati anche realizzati al fine di studiare il comportamento di partizioni in muratura (Petrone et al., 2014; Sassun et al., 2015); queste partizioni sono rappresentative della maggior parte delle tramezzature utilizzate in Italia ed Europa. I controsoffitti rappresentano una delle tipologie non-strutturali maggiormente esaminate, anche a causa dei loro significativi danneggiamenti osservati durante numerosi eventi sismici. Oltre alle indagini condotte nell'ambito del progetto NEES Non-Structural, durante il quale sono state proposte curve di fragilità per controsoffitti realizzati con e senza miglioramento sismico (Badillo et al., 2006), numerosi altri studi sono disponibili in letteratura (Magliulo et al., 2012; Pourali et al., 2015). Nello studio condotto da Magliulo et al. sono stati identificati tre stati limite per descrivere il danneggiamento delle due tipologie di controsoffitti analizzati e sono state analizzate in dettaglio le cause delle modalità di danneggiamento osservate (Magliulo et al., 2012). Nello studio condotto da Dhakal et al. sono state analizzate le principali indicazioni fornite nei codici normativi internazionali in merito all'installazione dei controsoffitti e sono state definite le curve di fragilità di controsoffitti progettati secondo gli standard neozelandesi (Pourali et al., 2015).

In merito agli impianti, ed in particolar modo agli impianti sprinkler, lo studio di riferimento è indubbiamente quello realizzato da Tian et al. (2013). Nello studio sono state effettuate delle prove cicliche su giunti di tubazione realizzati da differenti

materiali e diametri e sono state proposte le curve di fragilità tipiche per questi elementi, inoltre è stata proposta una semplice relazione che consente di valutare il comportamento ciclico anche per tubazioni caratterizzate da diametri non testati. In ne, sono state effettuate prove su tavola vibrante su due livelli per valutare il comportamento dell'impianto nel suo complesso.

In merito alle super ci vetrate, un interessante studio è stato proposto da O'Brien et al. (2013). O'Brien et al. hanno proposto le curve di fragilità per 15 tipologie di super ci vetrate includendo anche le funzioni necessarie per la valutazione delle conseguenze relative al danneggiamento degli elementi sia in termini economici che di vite umane. Lo studio è stato sviluppato al fine di supportare lo sviluppo della norma FEMA P-58 nell'ambito della metodologia PBEE (FEMA P-58, 2012).

Con lo stesso obiettivo Porter et al. (2010) hanno proposto le funzioni di fragilità per 52 differenti attrezzature meccaniche, elettriche ed idrauliche che si possono comunemente trovare in edifici commerciali o industriali. Per la maggior parte di tali componenti sono state fornite funzioni di fragilità tenendo in conto dell'influenza della controventatura, dell'ancoraggio e dell'interazione tra gli elementi. Tutte le curve proposte sono state espresse in funzione delle accelerazioni di piano che rendono non utilizzabile l'apparecchiatura.

In ne si ritiene opportuno citare un interessante studio numerico che ha riguardato la valutazione delle curve di fragilità per elementi in grado di scorrere sulla superficie su cui sono posizionati; nello studio sono stati analizzati sia elementi vincolati che non vincolati (Lopez et al., 2003). Le curve di fragilità proposte si riferiscono a due differenti parametri per la valutazione della risposta; in particolare, si è fatto riferimento ai massimi spostamenti e alle massime accelerazioni che portano al danneggiamento dell'elemento. Lo studio ha inoltre evidenziato come, per gli elementi non-strutturali, sia indispensabile tenere in conto della componente verticale dell'azione sismica.

Sulla base dell'accurato studio dello stato dell'arte, qui sinteticamente descritto, si ritiene che, sebbene negli ultimi anni siano stati fatti notevoli passi in avanti nelle conoscenze relative al comportamento sismico delle componenti non strutturali, siano ancora necessari numerosi sforzi al fine di raggiungere lo stesso livello di conoscenza attualmente disponibile per gli elementi strutturali e di conseguenza per poter applicare in modo rigoroso anche a tali componenti le più avanzate metodologie di analisi sismica.

3. Considerazioni sui metodi di valutazione della domanda sismica

La valutazione della domanda sismica a cui gli elementi non-strutturali sono soggetti rappresenta un punto fondamentale sia in fase di progettazione degli elementi non-strutturali che nelle procedure di valutazione delle perdite attese. Come noto, le caratteristiche strutturali influenzano significativamente gli spostamenti e le accelerazioni a cui le componenti non-strutturali sono soggette. Nell'ottica di limitare il danneggiamento degli elementi non-strutturali potrebbe essere molto utile fare alcune considerazioni già in fase di progettazione delle strutture. Ad esempio, la domanda in termini di spostamenti di interpiano (a cui sono soggette per esempio le partizioni interne) potrebbe essere limitata incrementando la rigidità della struttura; allo stesso tempo, un incremento della rigidità della struttura comporta l'amplificazione delle azioni sugli elementi sensibili alle accelerazioni. Sulla base di queste considerazioni, in fase di progettazione sarebbe necessario identificare delle soglie che garantiscano di ottimizzare sia il comportamento degli elementi sensibili alle accelerazioni di piano che quello degli elementi sensibili agli spostamenti di interpiano.

Negli ultimi anni sono stati condotti numerosi studi al fine di sviluppare dei metodi analitici che possano essere utilizzati nella progettazione sismica. Lo studio degli elementi non-strutturali congiuntamente a quello degli elementi strutturali rappresenta tutt'ora una tematica molto complessa che richiede un significativo onere computazionale e allo stesso tempo può portare ad affrontare problematiche molto complesse relative all'interazione dinamica tra gli elementi strutturali e non-strutturali; tali elementi avendo proprietà molto differenti potrebbero non risultare compatibili con le consuete procedure di analisi modale.

Per questo motivo i metodi maggiormente adottati per l'analisi degli elementi non-strutturali sono rappresentati dai cosiddetti metodi a cascata, in queste metodologie la risposta dinamica della struttura è analizzata indipendentemente dall'interazione con gli elementi non-strutturali. La risposta strutturale è successivamente utilizzata come input per la valutazione della risposta degli elementi non-strutturali. Nel seguito, dopo aver fornito una breve descrizione delle indicazioni fornite nei principali codici normativi, è fornita una descrizione dei metodi semplici attualmente disponibili per la valutazione degli spettri di piano; tali metodi consentono di definire gli spettri di piano senza la necessità di ricorrere ad analisi dinamiche non-lineari.

4. Codici normativi in Europa e nel mondo

A seguito del terremoto avvenuto in Alaska nel 1964 uno dei primi codici normativi a proporre una procedura per la valutazione delle forze agenti sulle componenti non-strutturali fu l'Uniform Building Code negli Stati Uniti (1964). Successivamente, la problematica è stata recepita anche da numerosi altri codici normativi internazionali che hanno proposto differenti formulazioni per la valutazione della domanda sismica e in alcuni casi linee guida per il miglioramento delle performance sismiche delle componenti non-strutturali (FEMA E-74 2012). Alla base delle formulazioni presenti nei codici normativi vi è l'assunzione che gli elementi non-strutturali possono essere considerati dinamicamente disaccoppiati dal sistema strutturale a cui essi sono connessi. La progettazione sismica degli elementi non-strutturali ha inizio dalla valutazione di una forza statica equivalente sia in direzione orizzontale che verticale, tale forza è applicata al centro di massa dell'elemento analizzato. Le

forze sono calcolate moltiplicando la massa dell elemento non-strutturale con l accelerazione di picco. Come per gli edifici, la forza statica equivalente è moltiplicata per un fattore di importanza che risulta essere sempre maggiore dell unità. Inoltre, al fine di tenere in conto del comportamento non-lineare, la forza ottenuta sarà divisa per un fattore di struttura anch esso maggiore dell unità. Le formulazioni proposte in Europa e negli Stati Uniti per la valutazione delle accelerazioni sono leggermente diverse e numerosi studi sono stati condotti al fine di valutare la distribuzione delle accelerazioni lungo l altezza dell edificio, cioè, una delle principali problematiche in tal senso riguarda l influenza dei modi superiori negli edifici.

Un aspetto molto importante riguarda la rigidità degli elementi che si stanno analizzando; se un elemento non-strutturale risulta essere rigidamente connesso alla struttura il fattore di amplificazione della domanda sarà pari a 1; viceversa l accelerazione di picco può essere differente da quello della struttura per elementi flessibili. I codici normativi in Europa e negli Stati Uniti distinguono gli elementi non-strutturali rigidi o flessibili in base al loro periodo naturale di vibrazione. Tipicamente elementi con un periodo superiore a 0,06 sec sono considerati flessibili; per questi elementi i codici normativi stabiliscono che l accelerazione nel centro di massa dell elemento sarà superiore a quella di picco al piano a cui essi sono ancorati.

L Eurocodice 8 (CEN, 2004) - Design provisions for earthquake resistant structures, EN-1998-1:2004 (2004) stabilisce che tutti gli elementi degli edifici che potrebbero, in caso di crollo, produrre rischi per le persone o influenzare il comportamento delle strutture principali dell edificio o la sua funzionalità, devono essere verificati nei confronti dell azione sismica di progetto. Nel caso di elementi particolarmente importanti, l analisi deve basarsi su modelli realistici, tuttavia, non sono fornite indicazioni su come realizzare tali modelli e sui metodi di analisi da adottare. In accordo con l Eurocodice 8, gli effetti dell azione sismica possono essere determinate mediante la seguente relazione:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a)}{q_a} \quad (1)$$

in cui:

- F_a è l azione sismica orizzontale applicata nel baricentro dell elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- W_a è il peso dell elemento;
- S_a è il coefficiente sismico applicabile ad elementi non strutturali;
- γ_a è il coefficiente di importanza dell elemento;
- q_a è il coefficiente di comportamento dell elemento.

Per la valutazione del coefficiente sismico è stata proposta la seguente relazione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 + \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right] \quad (2)$$

in cui:

- α è il rapporto tra il valore di progetto dell accelerazione a_g in un terreno di tipo A e l accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente del terreno;
- T_a è il periodo di vibrazione fondamentale dell elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione considerata;
- z è la quota dell elemento non strutturale sopra il livello di applicazione dell azione sismica;
- H è l altezza dell edificio misurata dalla fondazione.

Il valore del fattore q_a è compreso tra 1,0 e 2,0; indicazioni sul valore da adottare per questo coefficiente sono state fornite solo per un limitato numero di elementi.

Seppur basata sulle stesse assunzioni, la relazione fornita dalla normativa statunitense ASCE-07 (2013) risulta leggermente differente da quella proposta nell Eurocodice. In particolare sono fornite due relazioni, la prima per la valutazione della forza orizzontale, mentre la seconda per la valutazione della componente verticale dell azione sismica:

$$F_{ph} = \frac{0.4 a_p S_{DS}}{\left(\frac{R_p}{I_p} \right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right) W_p \quad (3)$$

$$F_{pv} = \pm 0.2 S_{DS} W_p \quad (4)$$

in cui:

- a_p è il coefficiente di amplificazione dell elemento;
- S_{DS} è l accelerazione spettrale di progetto per bassi periodi (0.2 s);
- R_p è il fattore di modi della risposta del componente;

- I_p è il fattore di importanza dell elemento;
- z è l altezza della struttura nel punto in cui l elemento risulta collegato;
- h è l altezza della struttura dal piano delle fondazioni;
- W_p è il peso dell elemento da verificare.

La normativa statunitense fornisce inoltre dei valori minimi e massimi che devono essere rispettati. Il fattore a_p è utilizzato per simulare l amplificazione dell accelerazione a cui i componenti sensibili sono soggetti. Come nel caso dell Eurocodice 8, anche la normativa ASCE-07 tiene in conto della tipologia di comportamento del componente non-strutturale mediante il coefficiente R_p , tale coefficiente ha l analoga funzione del coefficiente di struttura utilizzato in ambito strutturale. A differenza dell Eurocodice 8, la normativa statunitense fornisce una vasta gamma di fattori da poter utilizzare al variare della tipologia di elemento considerato. In funzione del valore assunto dal coefficiente di importanza, le forze calcolate verranno utilizzate per progettare gli ancoraggi oppure l elemento stesso. Per valori di $I_p=1.5$ non è sufficiente progettare gli ancoraggi bensì dovrà essere progettato l elemento stesso ad azione sismica.

Nonostante sembrerebbe che la relazione fornita dall Eurocodice 8 possa essere abbastanza accurata in quanto tiene conto del rapporto tra il periodo naturale di vibrazione dell elemento in esame e il periodo della struttura, alcuni studi hanno dimostrato che errori non trascurabili possono essere commessi nella valutazione delle accelerazioni di progetto (Sullivan et al., 2013). Lo studio proposto da Sullivan et al. ha messo in evidenza che le accelerazioni a cui sono soggetti gli elementi non-strutturali possono essere significativamente sottostimate mediante le relazioni proposte dall Eurocodice 8, soprattutto per elementi caratterizzati da bassi valori del periodo naturale di vibrazione e se il comportamento dinamico della struttura che li supporta è fortemente influenzato dai modi superiori di vibrazione. Inoltre un'altra problematica relativa alla formulazione dell Eurocodice 8, riguarda la definizione dei fattori di struttura da applicare agli elementi non-strutturali. La proposta di soli due valori risulta molto riduttiva per coprire l ampia gamma di elementi non-strutturali che possono essere presenti nelle strutture; di conseguenza, sarebbe utile fornire un numero maggiore di casistiche o definire delle procedure che con dettagliate analisi consentano di adottare fattori di struttura differenti se adeguatamente giustificati.

5. Metodologie semplificate per la valutazione degli spettri di piano

Negli ultimi anni l attenzione di molti studiosi è stata rivolta alla definizione di metodologie semplificate che siano in grado di riprodurre fedelmente la domanda sismica agente sugli elementi non-strutturali mediante la valutazione degli spettri di piano. Uno studio condotto da Sullivan et al. (2013) ha messo in evidenza come in molti casi le formulazioni proposte dai codici normativi non siano idonee per la corretta valutazione delle accelerazioni di piano. Sullivan et al. hanno sottolineato come l amplificazione spettrale dipenda fortemente dallo smorzamento degli elementi non-strutturali, questo aspetto non è tenuto in conto in nessuno dei principali codici normativi internazionali. Un altro aspetto molto importante riguarda l influenza dei modi superiori nella risposta dinamica; l Eurocodice fornisce una formulazione dipendente soltanto dal primo modo naturale di vibrazione della struttura, tuttavia, in molte strutture, come quelle caratterizzate da un significativo numero di piani, l influenza dei modi superiori non può essere trascurata. Stesse considerazioni sono state messe in luce in uno studio condotto da Medina et al. (2006) in cui sono stati valutati gli spettri di piano per telai di differenti altezze considerando il comportamento della struttura sia elastico che non-lineare; lo studio è concluso dimostrando la non affidabilità delle correnti formulazioni presenti nei codici normativi e proponendo delle raccomandazioni per la valutazione delle accelerazioni di piano.

Tra i primi studiosi ad affrontare la problematica relativa alla definizione delle accelerazioni di piano vi sono Lin e Mahin (1985) e Sewell et al. (1988); i loro studi sono stati rivolti allo studio dell influenza del comportamento non-lineare delle strutture sugli spettri di piano. Numerosi altri studi sono disponibili sullo stesso argomento considerando sia strutture ad un singolo grado di libertà che a più gradi di libertà (Politopoulos e Feau, 2007; Politopoulos, 2010). Rogriguez et al. (2002) hanno studiato come le accelerazioni orizzontali si propagano in un edificio a setti caratterizzato da diagrammi rigidi. Singh et al. hanno proposto due metodi per valutare la domanda sismica su elementi non-strutturali sia sensibili che deformabili (Singh et al., 2006); i metodi proposti correlano i periodi e lo smorzamento degli elementi non-strutturali analizzati con quelli della struttura a cui sono connessi al fine di determinare le accelerazioni sulle componenti non-strutturali. Petrone et al. (2015) hanno condotto uno studio parametrico al fine di proporre un metodo di valutazione della domanda sismica a cui sono soggetti gli elementi non-strutturali leggeri sensibili alle accelerazioni a seguito di terremoti di bassa intensità; lo studio è stato condotto analizzando telai in c.a. di differenti altezze progettati secondo l Eurocodice 8.

Recentemente una metodologia di valutazione degli spettri di piano molto promettente è stata proposta da Sullivan et al. (2013); Sullivan et al. hanno evidenziato che al fine di ottenere degli spettri di piano che riproducano in modo adeguato il comportamento strutturale devono essere presi in considerazione i seguenti aspetti:

- Le caratteristiche dinamiche della struttura influenzeranno le azioni sismiche a cui gli elementi non-strutturali saranno soggetti; la domanda in termini di accelerazione spettrale sarà incrementata qualora il periodo naturale di vibrazione dell elemento analizzato sarà prossimo al periodo fondamentale della struttura, mentre tenderà a diminuire quando i due periodi sono

notevolmente differenti.

- Introdurre l'effetto dello smorzamento che caratterizza l'elemento che si sta analizzando. In Figura 3c è riportato un esempio dell'effetto dello smorzamento per tre crescenti valori di smorzamento ξ_{c1} , ξ_{c2} e ξ_{c3} .
- In funzione dell'intensità sismica. Incrementando l'intensità sismica, le accelerazioni di piano tenderanno ad aumentare. Tuttavia, tale incremento non sarà infinito ma sarà limitato dalla resistenza laterale della struttura. In Figura 3d è riportato un esempio per una struttura ad un singolo grado di libertà (SDOF) sottoposta a tre differenti intensità sismiche. Una volta raggiunta la massima resistenza laterale della struttura (Figura 3b) le accelerazioni non tenderanno più ad aumentare ma si avrà un ampliamento del range di periodi che saranno sottoposti all'accelerazione massima a causa dell'instaurarsi del comportamento non lineare nella struttura.

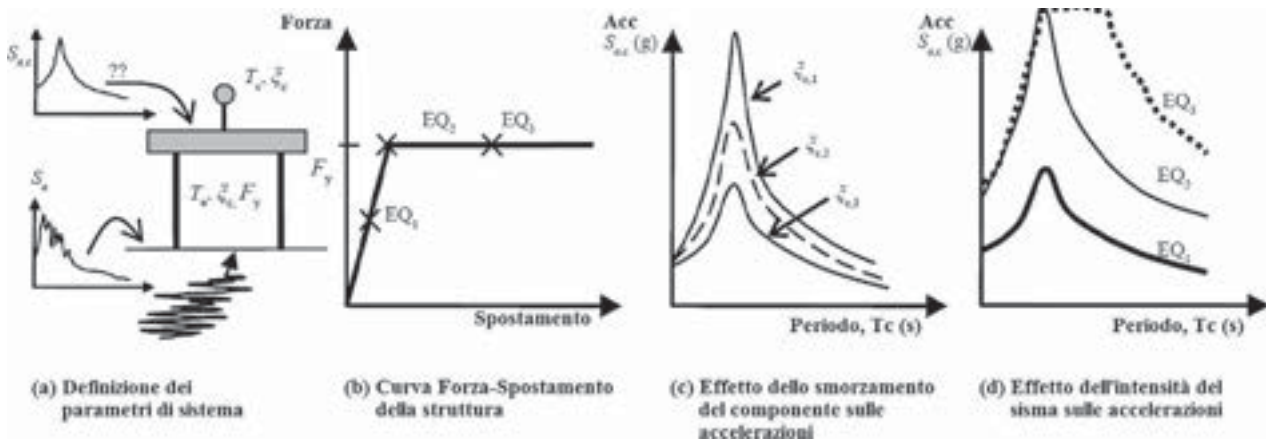


Figura 3 - Fattori che influenzano gli spettri di piano (Filiatrault e Sullivan, 2014; Sullivan et al., 2013).

Sulla base di tutti i punti su citati Sullivan et al. (2013) hanno proposto un set di equazioni che consentono di determinare gli spettri di piano per una struttura SDOF. Di seguito si riportano le equazioni proposte:

$$S_{a,c}(T_c) = \frac{T_c}{T_n} [a_{max}(DAF_{max} - 1)] + a_{max} \quad T_c < T_n \quad (5)$$

$$S_{a,c}(T_c) = a_{max} DAF_{max} \quad T_n < T_c < T_e \quad (6)$$

$$S_{a,c}(T_c) = a_{max} DAF \quad T_c > T_n \quad (7)$$

in cui $S_{a,c}(T_c)$ rappresenta l'accelerazione spettrale per un elemento non-strutturale caratterizzato da un periodo pari a T_c , a_{max} è l'accelerazione massima della struttura (ottenuta dividendo la resistenza laterale del sistema SDOF con la massa sismica) - T_n è il periodo naturale elastico della struttura, mentre T_e rappresenta il periodo effettivo della struttura.

Il termine DAF rappresenta il fattore di amplificazione dinamica, esso costituisce il rapporto tra l'accelerazione spettrale sul componente non-strutturale e l'accelerazione spettrale di piano. Sullivan et al. hanno proposto la seguente relazione per la valutazione di tale amplificazione dinamica:

$$DAF = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{1}{\beta}\right)^2 + \xi_c^2}} \quad (8)$$

la relazione è considerata valida per strutture caratterizzate da un periodo pari a 0.3 sec o superiore.

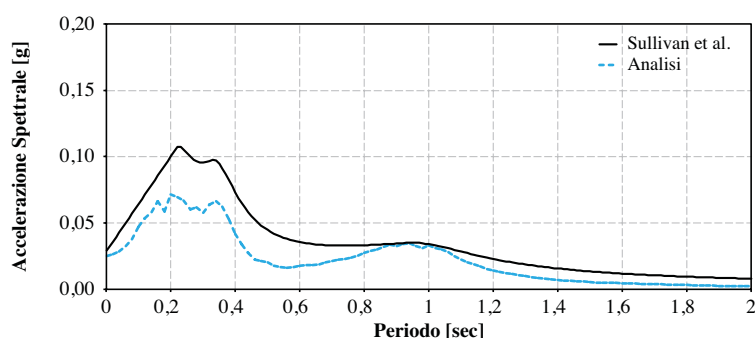
Calvi e Sullivan hanno proposto successivamente una procedura al fine di estendere la procedura alle strutture a più gradi di libertà (MDOF) in campo elastico (Calvi e Sullivan, 2014). Di seguito si riportano i passi fondamentali descritti nella procedura:

1. Effettuare l'analisi dinamica per determinare i modi naturali di vibrazione della struttura ed in particolar modo i periodi, le masse partecipanti e le forme modali;
2. Valutare gli spettri di piano per ogni modo di vibrazione mediante le equazioni precedentemente descritte;
3. Gli spettri così ottenuti sono combinati mediante la procedura SRSS al fine di determinare lo spettro effettivo sugli elementi non-strutturali per un determinato piano;

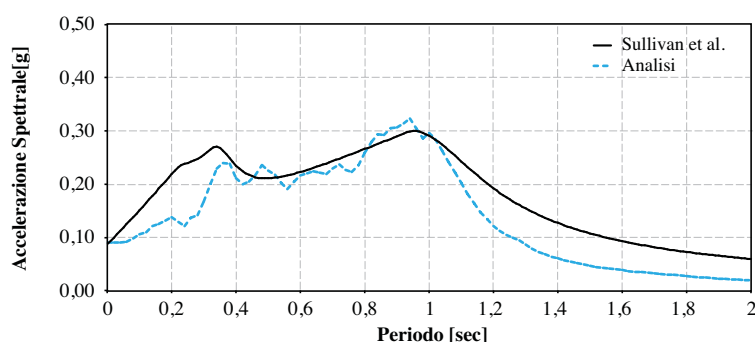
4. Il punto precedente si applica solo ai piani alti. Per quanto riguarda i piani inferiori il metodo richiede alcune modifiche. Affinché un segnale in accelerazione venga filtrato, infatti, occorre che la frequenza naturale del filtro sia più bassa di quella del segnale. In caso contrario la funzione risultante avrà ampiezza costante pari a 1.

In Figura 4 è riportato un esempio relativo ad una struttura in c.a. realizzata negli anni '70 e caratterizzata da 4 impalcati; la linea continua rappresenta lo spettro ottenuto mediante la metodologia proposta da Sullivan et al. (2013) mentre la linea tratteggiata rappresenta lo spettro ottenuto mediante le analisi dinamiche non lineari. Dal confronto tra i grafici si può notare l'ottima affidabilità della metodologia proposta da Sullivan et al.

Figura 4
Confronto tra gli spettri di piano ottenuti dall'analisi e quelli ottenuti mediante la metodologia proposta da Sullivan et al.



a) Piano Terra



b) Ultimo Piano

6. Conclusioni

Negli ultimi anni l'importanza degli elementi non strutturali nella valutazione delle perdite attese è stata sottolineata sia dai danneggiamenti osservati durante i passati terremoti che dal crescente numero di studi proposti su questa tematica dalla comunità scientifica. Nel presente lavoro è stata svolta una riesamina delle principali indagini sperimentali che sono state svolte fino ad oggi nell'ambito della definizione della fragilità sismica degli elementi non-strutturali ed è stata focalizzata l'attenzione sulle principali metodologie attualmente disponibili per la valutazione della domanda sismica. I risultati di questo studio hanno evidenziato che negli ultimi anni sono stati svolti significativi passi in avanti, tuttavia, per colmare il gap con l'attuale stato delle conoscenze in merito al comportamento strutturale, saranno necessari ulteriori sforzi sia da parte del mondo accademico che delle industrie coinvolte nel mercato relativo agli elementi non-strutturali.

Bibliografia

- Villaverde R. (1997) - Seismic design of secondary structures: state of the art, Journal of Structural Engineering ASCE, 123(8) 1011-1019.
Miranda E., Taghavi S. (2003) - Estimation of Seismic Demands on Acceleration-sensitive Nonstructural Components in Critical Facilities, Proceedings of the Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities, ATC 29-2,

- Newport Beach, CA, 347-360.
- Filiatrault A., Sullivan T.J. (2014) - Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering, *Earthquake engineering and earthquake vibration* 13 (1) 17-46.
- Miranda E., Mosqueda G., Retamales R., Pekcan G. (2012) - Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile Earthquake, *Earthquake Spectra* 28(S1) S453-S471.
- Salvatore W., Caprili S., Barberi V. (2009) - Rapporto dei danni provocati dall evento sismico del 6 Aprile sugli edifici scolastici del centro storico dell Aquila , available online: <http://www.reluis.it/>
- Ricci P., De Luca F., Verderame G.M. (2011) - 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance, *Bulletin of earthquake engineering* 9 (1) 285-305.
- Ercolino M., Petrone C., Coppola O., Magliulo G. (2012) - Report sui danni registrati a San Felice sul Panaro (Mo) in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 - v1.0, available on line: <http://www.reluis.it/>.
- FEMA P-58 (2012) - Seismic Performance Assessment of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 461 (2007) - Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Davies R., Retamales R., Mosqueda G., Filiatrault A. (2011) - Experimental seismic evaluation, model parameterization and effects of cold-formed steel-framed gypsum partition walls on the seismic performance of an essential facility, Report MCEER-11-0005.
- Petrone C., Magliulo G., Manfredi G. (2014) - Shake table tests for the seismic assessment of hollow brick internal partitions, *Engineering Structures* 72:203-214.
- Sassun K., Sullivan T.J., Morandi P., Cardone D. (2015) - Characterising the in-plane seismic performance of in-plane masonry, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 49(1).
- Badillo-Almaraz H., Whittaker A.S., Reinhorn A.M., Cimellaro G.P. (2006) - Seismic fragility of suspended ceiling systems, Report MCEER-06-0001.
- Magliulo G., Pentangelo V., Maddaloni G., Capozzi V., Petrone C., Lopez P., Talamonti R., Manfredi G. (2012) - Shake table tests for seismic assessment of suspended continuous ceilings, *Bulletin of Earthquake Engineering* 10(6):1819-1832.
- Pourali A., Dhakal R.P., MacRae G.A. (2015) - Shake table tests of perimeter- braced suspended ceilings, *Proceeding of the 2015 NZSEE Conference*.
- Tian Y., Filiatrault A., Mosqueda G. (2013) - Experimental seismic study of pressurized fire sprinkler piping systems, Report MCEER-13-0001.
- O'Brien W.C., Memari A.M., Kremer P.A., Behr R.A. (2012) - Fragility curves for architectural glass in stick-built glazing systems, *Earthquake Spectra* 28(2):639-665.
- Porter K., Johnson G., Sheppard R., Bachman R. (2010) - Fragility of Mechanical, Electrical, and Plumbing Equipment, *Earthquake Spectra* 26(2):451-472.
- Lopez Garcia D., Soong T.T. (2003) - Sliding fragility of block-type non-structural components. Part 1: Unrestrained components, *Earthquake Engineering & Structural dynamics* 32(1):111-129.
- Lopez Garcia D., Soong T.T. (2003) - Sliding fragility of block-type non-structural components. Part 2: Restrained components, *Earthquake Engineering & Structural dynamics* 32(1):131-149.
- UBC, Uniform Building Code (1964) - 6th ed. International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- FEMA (2012) - FEMA E-74 Reducing the risks of nonstructural earthquake damage - A practical guide.
- Presidenza del Consiglio dei Ministri, Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali, arredi ed impianti (2009).
- CEN, Eurocode 8 - Design provisions for earthquake resistant structures, EN-1998-1:2004 (2004) - Comité Européen de Normalization, Brussels, Belgium.
- ASCE (2013) - Minimum design loads for buildings and other structures, ASCE/SEI Standard 7-10, American Society of civil engineers, Reston.
- Sullivan T.J., Calvi P.M., Nascimbene R. (2013) - Towards improved floor spectra estimates for seismic design, *Earthquakes and Structures* 4(1):109-132.
- Medina R., Sankaranarayanan R., Kingston K.M. (2006) - Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures, *Engineering Structures* 28:1927-1940.
- Lin J., Mahin S. (1985) - Seismic response of light subsystems on inelastic structures, *Journal of Structural Engineering* 111(2):400-417.
- Sewell R.T., Cornell C.A., Toro G.R., McGuire R.K., Kassawara R.P., Sing A. (1988) - Factors influencing floor response spectra in nonlinear multi-degree-of-freedom structures, Report N082, Stanford University.
- Politopoulos I., Feau C. (2007) - Some aspects of floor spectra of 1DOF nonlinear primary structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36(8):975-993.
- Politopoulos I. (2010) - Floor spectra of MDOF nonlinear structures, *Journal of Earthquake Engineering* 14(5):726-742.
- Rodriguez M.E., Restrepo J.I., Carr A.J. (2002) - Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(3):693-718.
- Singh M., Moreschi L., Suarez L., Matheu E. (2006) - Seismic design forces II: flexible nonstructural components, *Journal of Structural Engineering* 132(10):1533-1542.
- Singh M., Moreschi L., Suarez L., Matheu E. (2006) - Seismic design forces I: rigid nonstructural components, *Journal of Structural Engineering* 132(10):1524-1532.
- Petrone C., Magliulo G., Manfredi G. (2015) - Seismic demand on light acceleration-sensitive nonstructural components in European reinforced concrete buildings, *Earthquake engineering & Structural dynamics* 43(10):1203-1217.
- Calvi P.M., Sullivan T.J. (2014) - Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems, *Earthquake and Structures* 7(1):17-38.

Gli Autori

Daniele Perrone

Daniele Perrone è assegnista di ricerca Post-Doc presso l'Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS Pavia). Si è laureato nel 2010 in Ingegneria Civile e ha conseguito il dottorato di ricerca in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture nel 2013 presso l'Università del Salento. La sua attività di ricerca è prevalentemente rivolta alla valutazione della domanda sismica sugli elementi non strutturali e alla valutazione della loro fragilità sismica nonché allo studio del comportamento sismico delle strutture esistenti in c.a. e muratura. Dal 2016 è membro dell'associazione SPONSE (International Association for the seismic performance of non-structural elements).

Roberto Nascimbene

Laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Pavia, ha conseguito il Dottorato nel 2003 in *Sail Modelling for maximal speed optimum design* presso la medesima Università. All'interno del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) di Pavia è responsabile dell'area di ricerca *Analisi Strutturale* e della *Formazione Professionale*. È inoltre Docente incaricato presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pavia, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura e membro del Consiglio dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia per il quadriennio 2013-2017. Ha pubblicato numerosi articoli su rivista ed a convegni nazionali ed internazionali, di cui è stato anche relatore, ed è coautore del libro *Progettare i gusci* (ISBN 978-88-6198-061-7). Svolge l'attività di relatore in seminari e corsi in svariati ambiti fra i quali analisi, modellazione e verifica sismica di edifici esistenti in c.a., codici normativi internazionali per le strutture, analisi della vulnerabilità sismica dei serbatoi in acciaio.

Progetto

Costruzione di un edificio industriale prefabbricato mediante elementi esistenti e di nuova produzione

Roberto Cesarini¹, Francesca Rao² ■



Nome dell'opera/progetto:

Costruzione di un edi cio prefabbricato con l'utilizzo di elementi prefabbricati (pilastri, travi-canale di bordo, tegoli Y) prodotti precedentemente alle NTC 2008

Ubicazione:

Guidonia Montecelio (RM)

Committente:

Consorzio Cosvedil Soc. Coop.

Progettazione Strutturale:

Coordinatore: Ing. Francesca Rao

Supporto alla progettazione:

Ing. Roberto Cesarini

Anno completamento lavori:

2015

1. Introduzione

L'edi cio oggetto del presente contributo è situato presso il Centro Agroalimentare di Roma, all'interno del Comune di Guidonia Montecelio (RM). La particolarità dell'opera risiede nella necessità di costruire un nuovo edi cio industriale con la possibilità di utilizzare elementi prefabbricati preesistenti (prodotti nel 2007 da una ditta di prefabbricazione non più attiva) costituiti da pilastri, travi di gronda (o trave-vela) a sezione H , tegoli Y di copertura, già nella disponibilità della Committenza. Queste parti già prodotte, che costituivano l'ossatura di due edi ci distinti (uno di mq 525.00 di superficie coperta con altezza sotto tegolo da piano nito ml 4.00; l'altro di mq 400.00 di superficie coperta con altezza sotto tegolo da piano nito ml 8.46 e travi di bordo per soppalco a quota ml 4.50) vengono integrate con

¹ Tecnico specializzato in diagnosi strutturale. Certificato Livello 2 Bureau Veritas indagini non distruttive per metodi MG-SC-UT-MO. Direttore Tecnico della Soc. Cesarini Costruzioni Industriali S.r.l. - www.cesarinicostruzioni.it - ingcesarini@gmail.com

² Ingegnere strutturista - www.frprogetti.it - francesca.rao@frprogetti.it

gli elementi portanti e le pannellature di tamponamento di nuova produzione, dopo una preliminare verifica effettuata sullo stato di degrado dei materiali (carotaggi per estrazione di campioni e successiva prova a rottura per la determinazione della resistenza a compressione in sito; prove alla carbonatazione per determinare il degrado del conglomerato cementizio) e dopo una opportuna verifica delle armature lente e di precompressione mediante il reperimento delle schede di produzione di ogni singolo elemento.

2. Descrizione dell'intervento

2.1 L'analisi Economica

La possibilità di riutilizzare elementi strutturali prefabbricati già prodotti è stata vagliata anche sulla scorta di un'attenta analisi economica, valutando nel dettaglio il costo che il cliente avrebbe dovuto sostenere per la demolizione, la movimentazione ed infine lo smaltimento degli elementi già acquisiti per commesse non più realizzate, oltre che il risparmio avuto nell'acquisto non più di un edificio completo ma della sola fornitura a piè d'opera di elementi prefabbricati. Delegando all'Ufficio Tecnico dell'Impresa e al Progettista incaricati l'onere della progettazione globale del manufatto, il coordinamento e l'organizzazione del montaggio degli elementi strutturali ed il completamento della copertura si è riscontrato un risparmio in termini economici di circa il 7% sul costo preventivato per la fornitura di una struttura nuova completa equivalente. L'analisi economica ha valutato anche i costi che il cliente avrebbe dovuto sostenere per lo smaltimento degli elementi già acquisiti. Per poter smaltire correttamente gli elementi prefabbricati sarebbe stato necessario demolire il conglomerato cementizio, effettuare una accurata cernita del materiale differente dall'inerte, armatura lenta e trefoli di precompressione nonché il manto bituminoso di impermeabilizzazione presente all'estradosso delle travi perimetrali e dei tegoli di copertura (per uno sviluppo complessivo di impermeabilizzazione su compluvi e canali di raccolta acque meteoriche di mq 380.00), e infine procedere con il trasporto del materiale cernito e catalogato a discarica autorizzata. Considerando una quantità complessiva da demolire pari a 150 mc di elementi in CAV e CAP eseguita mediante martello demolitore meccanico, ricorrendo anche a demolizioni manuali e puntuali per la distinzione e la successiva classificazione merceologica, il costo complessivo relativo alla demolizione degli elementi prefabbricati facendo riferimento ai prezzi unitari riportati nel prezzario Regione Lazio avrebbe incrementato i costi generali di circa il 7%. Successivamente a tale fase si sarebbe dovuto classificare i rifiuti prodotti da smaltire distinguendoli in inerti contenenti cemento (codice CER 17.01.01), materiale ferroso (ferro e acciaio, codice CER 17.04.05), miscele bituminose (codice CER 17.03.01). Ad ogni gruppo merceologico corrisponde infatti un diverso costo di smaltimento che va indicativamente dai 20€/Ton per rifiuti non pericolosi (inerti) a circa 0.90€/kg per miscele bituminose. Se consideriamo che il 65% (in volume) degli elementi prefabbricati esistenti, trattandosi di elementi di copertura già impermeabilizzati in stabilimento, presentano manto bituminoso già applicato all'estradosso, facendo una valutazione qualitativa sul peso stimabile di tali rifiuti pericolosi in circa il 20% del volume (membrana bituminosa e parte corticale del conglomerato cementizio all'estradosso) il costo per gli oneri complessivi di discarica avrebbe incrementato il costo complessivo per la nuova fornitura di circa l'11%. Includendo anche il maggior costo per la cernita, il carico e trasporto a discarica del materiale demolito per una quantità stimabile in circa 2500 q.li il costo totale sarebbe stato incrementato di un ulteriore 2%. A conclusione dell'analisi economica fatta si riscontra pertanto un risparmio sui costi di realizzazione, a favore della soluzione tecnico-operativa di recupero e riutilizzo, di circa il 27% (come risulta riassunto in Tabella 1).

All'importante valore economico sopra menzionato, non meno interessante è da considerare il valore in termini di sostenibilità ambientale e di Life Cycle Assessment della strutture in funzione dei suoi elementi strutturali costituenti.

2.2 Il Progetto Architettonico in Relazione agli Elementi Esistenti e alla Nuova Produzione di Completamento

L'edificio da realizzare prevede la localizzazione di una zona adibita a officina meccanica con altezza interna superiore ai 6.00 ml ed una zona destinata alla vendita (showroom, uffici commerciali, magazzino ricambi) e alla parte direzionale (uffici, servizi e sala riunioni). In base alle esigenze rappresentate si è deciso di edificare in aderenza i due edifici (Figura 1), composti dagli

Tabella 1 - Analisi economica dei costi di intervento

Analisi dei costi		
Voci economiche	% Incremento di costo	% Risparmio
Nuova struttura	10%	7%
Demolizioni e cernita	9%	7%
Oneri di discarica	15%	11%
Trasporto a discarica	2%	2%
Totale	36%	27%

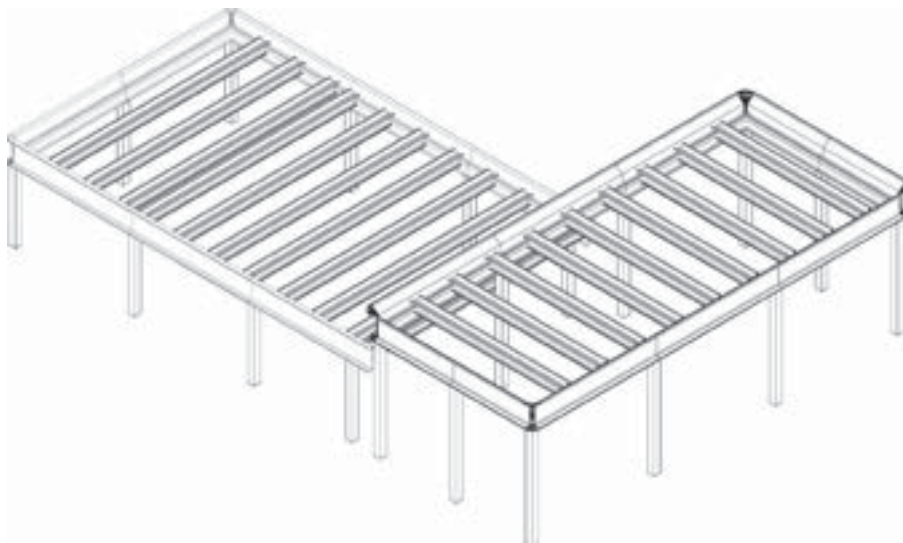


Figura 1

Vista Assonometrica dei due edifici composti da elementi prefabbricati già presenti in cantiere: con giunzione stabile in aderenza al fine di definire un unico edificio.

Figura 2

Edificio 2, struttura in C.A.P. prodotta precedentemente alle NTC 2008.



elementi prefabbricati, già nella disponibilità della Committenza. L'edificio con altezza massima ml 8.46 da piano finito (individuato come Edificio 2; Figura 2) verrà destinato a officina meccanica, e verranno escluse dal montaggio le travi L di bordo per il solaio di soppalco (non necessario alla nuova configurazione). L'edificio con altezza sotto tegolo da piano finito pari a ml 4.00 (Edificio 1) verrà destinato a zona vendita-showroom e uffici direzionali. Data l'altezza utile limitata e la necessità di recuperare una zona soppalco per gli uffici direzionali si è deciso di non recuperare i pilastri già prodotti. La produzione di nuovi pilastri e nuove travi ad L ha permesso così di predisporre una zona soppalco in lastre alveolari (dimensionate per carichi accidentali non superiori a 300 kg/mq) di c.a. 165.00 mq. La peculiarità tecnica degli elementi in C.A.P. presenti in cantiere, peraltro comune a molti prefabbricatori, risiede nella tipologia di trave-vela di bordo che, oltre ad assolvere alla funzione di canale di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche ai pluviali presenti all'interno dei pilastri, assume valore architettonico di finitura per il coronamento perimetrale. Il sistema di connessione trave-pilastro è risolto mediante cunei troncoconici dotati di perni, presenti alle estremità dei pilastri, su cui trovano alloggiamento le travi-vela precedentemente descritte. Tale sistema, a seguito dell'analisi sull'edificio, è stato oggetto di intervento di adeguamento, come esplicitato nei paragrafi successivi.

2.3 L'analisi sui materiali, lo stato di degrado del calcestruzzo, le schede di produzione per la modellazione strutturale

Il punto di partenza per la progettazione strutturale del nuovo edificio è rappresentato dall'analisi conoscitiva sugli elementi esistenti, da mettere in opera. Tale analisi ha seguito due distinti percorsi operativi: l'indagine documentale (ossia il reperimento delle schede di produzione di ogni singolo elemento in cui sono riportate le tipologie di armatura, lenta e di pre-compressione, analizzata alla verifica delle sezioni secondo le sollecitazioni date dalla nuova configurazione) e l'indagine conoscitiva sui materiali. Quest'ultima è stata articolata secondo le seguenti fasi.

1. Indagine visiva preliminare: verifica del quadro defectologico e fessurativo (se presente) su ogni elemento, con particolare attenzione alla eventuale presenza di fessurazione dovuta a taglio eventualmente verificatasi per errato stoccaggio, alla presenza di eventuali lesioni dovute ad urti, alla linearità degli elementi e all'assenza (soprattutto riferito ai tegoli Y di copertura) di deformazioni torsionali visibili.
2. Verifica del grado di carbonatazione degli elementi (pilastri, travi H, tegoli Y) mediante sistema di prelievo non invasivo Carbontest® (vista la necessità di effettuare una campagna estesa a numerosi elementi rappresentativi: n. 2 tipologie di travi H, n. 2 tipologie di tegoli Y, pilastri, travi TL), idoneo per la tipologia dei tegoli di copertura a parete sottile.
3. Verifica della resistenza del calcestruzzo in situ, mediante carotaggio Ø64 eseguito su n. 2 pilastri campione e successivo schiacciamento presso Laboratorio Prove Certificate. Tale campione è stato prelevato durante l'intervento di adeguamento progettuale su perni di assaggio pilastro-trave, come meglio descritto nei paragrafi successivi.

L'indagine visiva non ha rilevato particolari anomalie dimensionali degli elementi né quadri defectologici allarmanti. Sono stati rilevati solo locali distacchi della parte corticale dovuti presumibilmente ad urti nella movimentazione e stoccaggio, frequenti in elementi prefabbricati da movimentare in stabilimento, trasportare e mettere in opera in cantiere. Su tali parti si interverrà, una volta messi in opera, con ricostruzione della superficie mediante utilizzo di malte fibro-rinforzate per ripristini strutturali. Quanto ottenuto dalla campagna sperimentale effettuata in sito ci permette di valutare lo stato di conservazione del calcestruzzo e nello specifico il grado di penetrazione della carbonatazione e di conseguenza il tempo residuo all'aggressione delle barre d'armatura.

La carbonatazione inizia sulla superficie esterna del calcestruzzo e successivamente interessa le regioni più interne. La sua penetrazione nel tempo segue una legge del tipo:

$$s = K^n \sqrt{t} \quad (1)$$

dove nel tempo (t) lo spessore dello strato carbonatato (s), avanza in funzione di un coefficiente K, indice della velocità di penetrazione. Nella maggior parte dei calcestruzzi l'esponente n vale circa 2 pertanto si ottiene un andamento parabolico. Nel caso di strutture esistenti è possibile misurare nelle diverse parti dell'opera la penetrazione della carbonatazione e quindi, nota l'età della struttura, determinare sperimentalmente il coefficiente K prevedendo con precisione l'andamento futuro della carbonatazione. Il diagramma, ricostruito risalendo al valore del coefficiente di propagazione (K), rispecchia l'andamento reale nell'ipotesi di:

- Assenza di variazioni di esposizione rispetto al passato;
- Omogeneità del calcestruzzo su tutto lo spessore;
- Umidità relativa costante (U.R. = 65%).

La presenza di precipitazioni maggiori di 2.5 mm, convenzionalmente individua periodi di momentaneo arresto del processo di carbonatazione a seguito dell'impossibilità per l'anidride carbonica di diffondere attraverso i pori capillari saturi d'acqua. La presenza di questa condizione, pertanto, tende a sovrastimare la penetrazione nel calcestruzzo.

In ogni caso, noto lo spessore di copriferro e la legge di penetrazione della carbonatazione, è possibile valutare il tempo residuo per raggiungere le armature.

I risultati ottenuti sugli elementi indagati delineano una profondità di carbonatazione media non superiore a 2.50 mm. Distinti per tipologie di elementi si ottiene:

1. Pilastri con profondità di carbonatazione media (su 5 elementi campione) pari a 1.80 mm.
2. Travi H con profondità di carbonatazione media (su 4 elementi campione) pari a 2.00 mm.
3. Tegoli Y con profondità di carbonatazione media (su 8 elementi campione) pari a 3.63 mm.
4. Travi TL con profondità di carbonatazione media (su 3 elementi campione) pari a 1.33 mm.

A conclusione si deduce, come già anticipato, un buon grado di conservazione del conglomerato cementizio. Si deduce comunque la necessità, per gli interventi di cerchiatura e ringrosso di sezione su pilastri, di effettuare una scarica/demolizione selettiva mediante sabbiatura o idrodemolizione per uno spessore superficiale non superiore a 10 mm.

I risultati ottenuti dallo schiacciamento dei campioni prelevati in cantiere su n. 2 pilastri hanno dato risultati conformi alla resistenza a compressione in situ attesa. I valori ottenuti variano da 38.1 N/mm² a 43.2 N/mm²; tali valori in relazione a quanto prescritto dalla normativa di riferimento³ portano a definire il valore medio di resistenza in situ, pari a $f_{c,m} = 40.65$ N/mm².

Successivamente all'ottenimento del valore medio in sito (unico valore ottenibile con campioni non superiori a 3), mediante valori tabellati in letteratura⁴, è possibile associare ai valori caratteristici in sito la classe di resistenza del calcestruzzo secondo la norma EN 206-1. Da tale tabella il valore di resistenza stimabile per un calcestruzzo di classe C45/50 è pari a 43 N/mm². Questo valore, tenuto conto della percentuale di variazione del valore medio ottenuto dovuta a fattori di disturbo nelle modalità di prelievo dei campioni, dell'ortogonalità tra la direzione di carotaggio e quella di getto (il carotaggio è parallelo alla dimensione maggiore del pilastro, ma trattandosi di struttura prefabbricata il getto è stato effettuato ortogonalmente all'altezza del pilastro stesso) risulta conforme ai valori riscontrati sugli elementi presenti in cantiere.

Per quanto concerne invece le armature, lente e precomprese, i certificati di produzione siglati e validati dal tecnico responsabile di stabilimento della ditta di prefabbricazione che ha prodotto gli elementi stessi, devono essere ritenuti validi sia come base di partenza per la verifica delle sezioni alle nuove sollecitazioni che per posizione, diametro all'interno degli elementi. Per tale motivo è stato ritenuto non opportuno effettuare verifiche mediante indagine non distruttiva (indagine pacometrica) per la verifica di quanto riportato in scheda produzione. Dall'analisi del conglomerato cementizio, del suo grado di carbonatazione e dell'assenza di fessure e cavillature nella parte corticale si è riscontrato un buon grado di conservazione, elemento che ha fatto decidere di non effettuare indagini distruttive per l'ottenimento di campionamenti sulle armature. Dall'indagine visiva, inoltre, si è verificato la non presenza di fenomeni di rilassamento né di torsioni anomale dei tegoli leggeri, indice di un buon sistema di stoccaggio e movimentazione. Rimane comunque fondamentale quanto già prescritto in relazione, di effettuare prove di carico su tegoli campione, da eseguire a piè d'opera dalla Direzione Lavori e dal Collaudatore, per verificare le tolleranze previste in fase di esercizio.

2.4 L'approccio Progettuale

La configurazione dell'edificio rappresentata in Figura 3 è costituita da due corpi di fabbrica distinti, sismicamente giuntati. Come già espresso, la peculiarità dell'intervento è data dalla compresenza di elementi prefabbricati di nuova realizzazione e elementi prefabbricati esistenti, rispondenti alla normativa DM 96.

Tali elementi, per loro natura, non possono considerarsi come una struttura esistente su cui operare un intervento di adeguamento sismico. Si tratta infatti di elementi e non di una struttura già realizzata, pertanto l'approccio progettuale doveva rispondere ai criteri delle nuove costruzioni.

Si doveva quindi verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme rispondessero ai criteri generali di progettazione delle norme tecniche secondo cui la struttura deve possedere una capacità in duttilità; pertanto vanno applicate a tutti gli elementi strutturali, sia primari che secondari, le regole specifiche dei dettagli costruttivi contenute nel paragrafo 7.2.1 delle NTC 08. L'approccio progettuale delle strutture, dunque, non si discosta dalla progettazione di base, l'unica differenza si riscontra per gli elementi già prodotti, sui quali il punto di partenza è dato dall'analisi conoscitiva documentale e diagnostica al fine di definirne le caratteristiche geometriche e meccaniche.

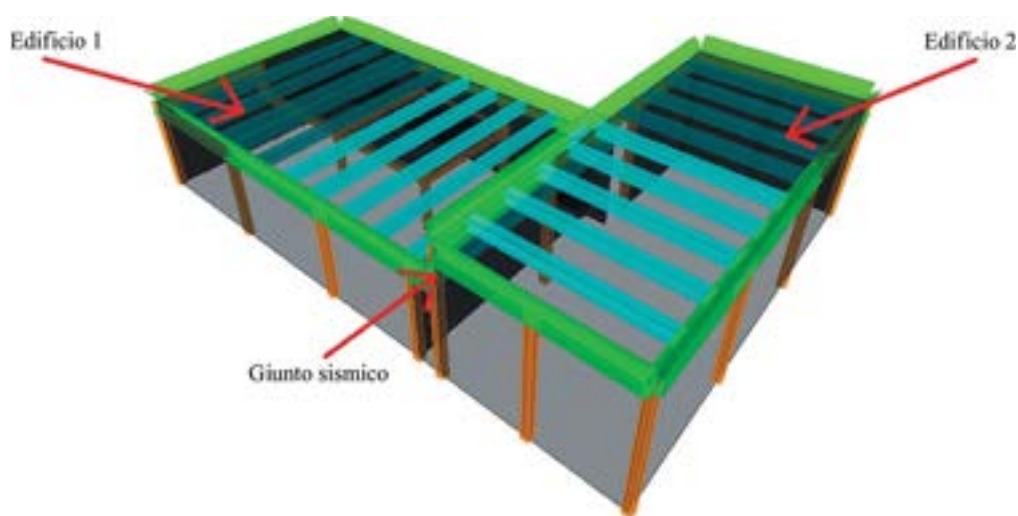


Figura 3
Modello strutturale tridimensionale costituito da frame ed aree nulle.

³ Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive - Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

⁴ Secondo la UNI EN 13791:2008.

Pertanto, sulla base dei dati ricavati dalle analisi per rilevare le condizioni dei cementi armati strutturali degli elementi costruttivi esistenti, sono state condotte analisi numeriche, atte a verificare la rispondenza con le prescrizioni dettate dalle NTC 08 in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Sono state condotte due analisi, mediante l'utilizzo del programma SAP 2000 prodotto dalla CSI, la prima con un modello descrittivo della struttura costituita dagli elementi esistenti presenti integrato con quelli di nuova realizzazione, e il secondo comprensivo delle modifiche apportate sugli elementi già prodotti che sono risultati carenti a seguito delle analisi condotte sul primo modello. Le verifiche condotte sul primo modello di riferimento, sono dunque servite a definire i parametri secondo i quali agire con gli interventi di rinforzo strutturale.

3. Il progetto di adeguamento

3.1 La Modellazione Strutturale

Trattandosi di due corpi di fabbrica indipendenti, divisi da giunto sismico, la modellazione è stata eseguita distinta per le due strutture. Il comportamento della struttura è stato valutato attraverso un'analisi dinamica lineare, condotta in bassa duttilità.

È stata effettuata una modellazione tridimensionale mediante l'utilizzo di elementi monodimensionali (frame), rappresentati attraverso gli assi baricentrici delle sezioni reali e opportunamente definiti attraverso proprietà geometriche e meccaniche specifiche, in modo da avere un elemento definito perfettamente equivalente all'elemento reale nelle sue proprietà strutturali. Gli elementi secondari (pannellature e solai) sono stati inseriti, in accordo con il paragrafo 7.2.6 delle NTC 08, con aree nulle, non corrispondenti ad elementi definiti, e dunque rappresentati soltanto in termini di massa, considerando trascurabile il loro contributo alla rigidezza e resistenza del sistema strutturale. Le masse sismiche sono state definite a partire dai carichi statici agenti sulla struttura.

I carichi sono stati inseriti nella reale posizione, i carichi permanenti (G1), i sovraccarichi permanenti (G2) e i carichi variabili (Q) sono stati inseriti nelle aree nulle utilizzate per i solai/tamponature e ripartiti automaticamente sulle travi o sui pilastri.

I pesi propri degli elementi strutturali (travi, pilastri) sono presi in automatico dal programma di calcolo.

I gradi di vincolo tra gli elementi sono stati definiti schematizzando il comportamento reale delle connessioni.

Il sistema di connessione trave-pilastro è costituito da elementi in cls troncoconici dotati di perni, posti alle estremità dei pilastri, su cui trovano alloggiamento le travi ad H; le connessioni trave-trave sono invece risolte mediante l'ausilio di spinottature che impediscono la traslazione al sistema semplice appoggio.

Il grado di vincolo interno tra gli elementi è pertanto schematizzato mediante cerniere.

I pilastri, invece, trovando alloggiamento all'interno dei bicchieri, di cui sono dotate le fondazioni superficiali a plinti, sono stati vincolati al suolo mediante un incastro.

Dato che le strutture in oggetto e i relativi collegamenti rispettano le prescrizioni relative ai paragrafi 7.4.5.2 e 7.4.5.3 NTC 08, il conseguente fattore di struttura secondo NTC 7.4.5.1 e Circ. 7.4.5.1.1 è quello relativo, per entrambe, ad uno schema strutturale a telaio con collegamenti a cerniera (Figure 4 e 5), non regolare in pianta per l'assenza del piano rigido sull'orizzontamento di copertura, e:

- Per l'edificio 1, non regolare in altezza, per la presenza del piano intermedio. Ossia è stato adottato un fattore di struttura pari a $q = 2.52$.
- Per l'edificio 2, regolare in pianta. Ossia è stato adottato un fattore di struttura pari a $q = 3.15$.

In accordo con le NTC, che prevedono di tener conto della fessurazione dei materiali fragili, le rigidezze degli elementi strutturali sono state inserite introducendo un fattore di riduzione pari al 40% per le travi e al 25% per i pilastri. La scelta di non assumere il valore massimo previsto dalla norma pari al 50% è giustificata dal fatto che sia per le travi (elementi prefabbricati precompressi) che per i pilastri (elementi pressoincassati) è prevista una fessurazione minore rispetto agli elementi semplicemente incassati.

Il fatto, invece, di distinguere il fattore di riduzione per le due tipologie di elementi è da imputare alla considerazione di come la riduzione delle rigidezze influenzi il comportamento della struttura.

Ammettere una rigidezza ridotta vuol dire aumentare il periodo proprio della struttura e quindi comporta verifiche meno gravose allo SLV per la riduzione delle accelerazioni, mentre la verifica allo SLD diventa in generale più conservativa per l'aumento degli spostamenti.

Per elementi come le travi, in cui lo stato di sollecitazione più gravoso è dato dalle condizioni non sismiche, una riduzione più considerevole è da considerarsi a favore di sicurezza, a differenza dei pilastri in cui le condizioni sismiche non sono trascurabili. Oltre alle azioni sismiche dirette nei due piani sono stati aggiunti gli effetti prodotti dall'eccentricità accidentale, introducendo dei tagli in testa ai pilastri del piano di copertura non potendo considerare quest'ultima un diaframma rigido. Per il piano intermedio, sull'edificio 1, è stato invece inserito un diaframma di piano con i relativi momenti torcenti applicati nel baricentro delle masse.

Il comportamento dinamico della struttura è stato analizzato attraverso un'analisi modale con sovrapposizione spettrale, considerando tutti i modi con massa partecipante maggiore del 5% sufficienti ad attivare l'85% della massa sismica nelle direzioni UX, UY, RZ. La combinazione dei modi di vibrare utilizzata è la CQC (combinazione quadratica completa), tenendo conto

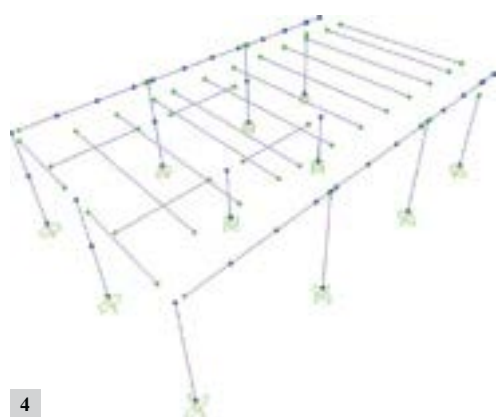


Figura 4
Modello di calcolo: Schema di vincolo Edificio 1.

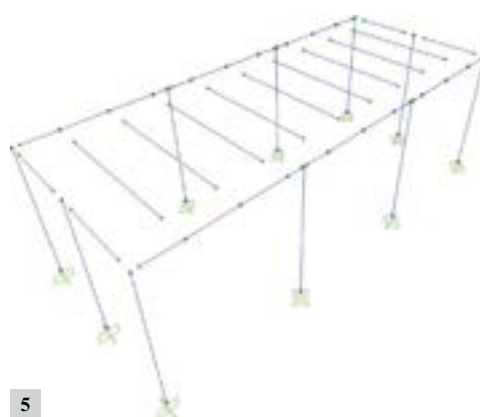


Figura 5
Schema di vincolo Edificio 2.

della componente di smorzamento viscoso. Si riportano in Tabella 2 e 3 i periodi di vibrazione e la percentuale di massa partecipante dei modi principali, distinte per i due edifici.

In accordo con il paragrafo 7.3.1 nelle NTC si sono trascurate le non linearità geometriche in quanto il fattore θ ad ogni orizzontamento è risultato inferiore al valore limite imposto come descritto in Tabella 3 e 4:

$$\theta = \frac{\sum_{i=j+1}^n P_i(\delta_i, \delta_j)}{\sum_{i=j+1}^n V_i(\delta_i, \delta_j)} < 0.1 \quad (2)$$

3.2 Analisi dei risultati ottenuti e interventi sugli elementi esistenti

A seguito dell'esito negativo delle verifiche condotte, si è dovuto intervenire sui pilastri (elementi esistenti) dell'Edificio 2 e sulle connessioni tra questi elementi e le travi di gronda ad H.

L'intervento sui pilastri consiste nella cerchiatura degli stessi con inserimento dell'armatura aggiuntiva, aumento di sezione e ricostruzione della stessa mediante malta fibrorinforzata a ritiro compensato. A titolo esemplificativo si riportano (Figure 6 e 7; Tabelle 6 e 7) per i pilastri esistenti dell'Edificio 2 le verifiche a pressione ante e post intervento sull'elemento maggiormente sollecitato. Sugli elementi trave esistenti le verifiche hanno dato invece esito positivo.

Tabella 2 - Edificio 1_Risultati dell'analisi Modale

Principali modi di vibrare e masse eccitate				
Modo	Periodo	Partecipazione di massa		
		SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.79	0.67	0.04	0.02
2	0.78	0.72	0.82	0.47
3	0.74	0.81	0.83	0.86
4	0.42	0.87	0.84	0.86
5	0.19	0.87	0.98	0.92
6	0.17	0.95	0.98	0.98

Tabella 3 - Edificio 2_Risultati dell'analisi Modale

Principali modi di vibrare e masse eccitate				
Modo	Periodo	Partecipazione di massa		
		SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.08	0.49	0.46	0.21
2	1.07	0.97	0.98	0.72
3	0.94	1.00	1.00	1.00

Tabella 4 - Edificio 1 - Calcolo del fattore θ per la verifica delle non linearità geometriche

$P_1 =$	6332.00 kN	carico verticale totale dovuto all'orizzontamento copertura (comb QP)
$P_2 =$	3790.00 kN	carico verticale totale dovuto all'orizzontamento intermedio (comb QP)
$\delta_{1rx} =$	0.020 m	spostamento medio d'interpiano (differenza copertura e piano intermedio) allo SLV in direzione X * fattore di struttura
$\delta_{1ry} =$	0.022 m	spostamento medio d'interpiano (differenza copertura e piano intermedio) allo SLV in direzione Y * fattore di struttura
$\delta_{2rx} =$	0.050 m	spostamento medio d'interpiano (differenza piano intermedio e quota fondazione) allo SLV in direzione X * fattore di struttura
$\delta_{2ry} =$	0.061 m	spostamento medio d'interpiano (differenza piano intermedio e quota fondazione) allo SLV in direzione Y * fattore di struttura
$V_{1x} =$	125.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di copertura in direzione X
$V_{1y} =$	149.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di copertura in direzione Y
$V_{2x} =$	418.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di interpiano in direzione X
$V_{2y} =$	435.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di interpiano in direzione Y
$h_1 =$	4.25 m	altezza orizzontamento di copertura
$h_2 =$	7.63 m	altezza orizzontamento intermedio
$\theta_{2x} =$	0.08 < 0.1	
$\theta_{1x} =$	0.09 < 0.1	
$\theta_{2y} =$	0.10 < 0.1	
$\theta_{1y} =$	0.09 < 0.1	

Tabella 5 - Edificio 2 - Calcolo del fattore θ per la verifica delle non linearità geometriche

$P =$	2829.00 kN	carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame (comb QP)
$\delta_{rx} =$	0.06 m	spostamento medio all'interpiano allo SLV in direzione X * fattore di struttura
$\delta_{ry} =$	0.063 m	spostamento medio all'interpiano allo SLV in direzione Y * fattore di struttura
$V_x =$	205.000 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento in esame in direzione X
$V_y =$	206.000 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento in esame in direzione Y
$h =$	9.500 m	distanza tra l'orizzontamento in esame e quello sottostante
$\theta_x =$	0.09 < 0.1	
$\theta_y =$	0.09 < 0.1	

Le norme sismiche indicano espressamente che deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore struttura q adottato (NTC 08, punto 7.3.6.2). Questa richiesta vale in particolare per le travi, perché per garantire una buona duttilità globale è necessario che gli estremi di esse abbiano una elevata capacità di deformazione plastica. La norma prevede anche delle indicazioni specifiche che per il calcolo dei limiti minimi della duttilità di curvatura. Ai fini pratici però, un calcolo della duttilità di curvatura non è necessario (come specificato sempre al punto 7.3.6.2) a patto che si rispettino le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive. Per tali motivi si è posta particolare attenzione ai collegamenti esistenti. Le travi, come mostrato in precedenza, sono collegate meccanicamente ai pilastri mediante nodi fissi realizzati con connettori metallici (spinotti) realizzando un vincolo di cerniera. Le verifiche sul nodo costituito da due connettori metallici $\phi 18$ non hanno dato esito positivo e sono stati sostituiti con 2 connettori $\phi 26$ (Figura 8 a pagina seguente). Come prescritto, infatti, al punto 7.4.5.2 della NTC 2008, tenendo conto che il collegamento in oggetto ricade al di fuori delle previste zone critiche (non interviene sulle capacità dissipative della struttura), e quindi è di tipo a ; il dimensionamento dei connettori deve essere in grado di garantire la formazione della cerniera plastica alla base dei pilastri con l'utilizzo di un fattore di sovra resistenza $\gamma_{rd} = 1.1$ in bassa duttilità. Per pilastri monopiano dell'Edificio 2 (l'Edificio 1 ha i pilastri di nuova realizzazione in cui le spinottature sono state realizzate a valle delle analisi) tale condizione è garantita da connettori in grado di trasferire una sollecitazione orizzontale di:

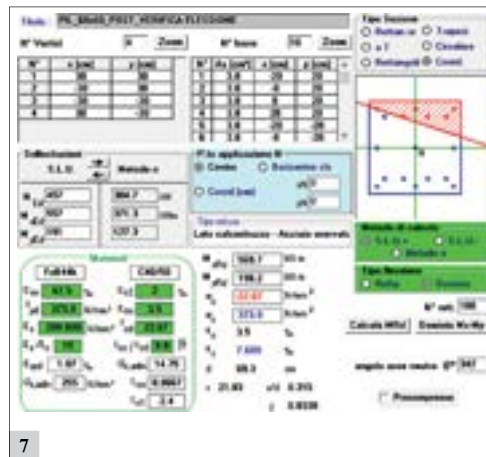
$$V_{ed,GRD} = \gamma_{rd} \times M_{res}/h_{pil} \quad (3)$$

Le connessioni trave-trave, verificate per entrambi gli edifici, costituite da due connettori metallici $\phi 12$, risultano ampiamente verificate.

Anche le verifiche agli SLD, vincolanti in una struttura altamente deformabile come quella in esame, hanno dato esito positivo. Nello specifico si è verificato che gli spostamenti di interpiano (drift), a cui è soggetta la struttura sotto l'azione sismica di progetto,



6



7

Figura 6

Verifica a presso-essione elemento ante opera.

Figura 7

Verifica a presso-essione elemento post opera.

Tabella 6 - Edificio 2_Valori massimi di sollecitazione allo SLV sui pilastri esistenti (SLV - PIL 50x50 - Ante opera)

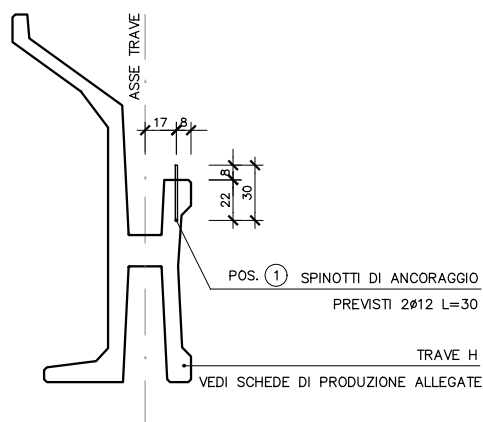
Sollecitazioni	Elemento	Combinazione Di Carico	Ascissa m	N kN	V2 (Tx) kN	V3 (Ty) kN	Mt kNm	M2 (Mx) kNm	M3 (My) kNm
N min	A_3	SLE_FR_dom QH	0.00	-249.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
N max	C_5	SLU_A1 str_dom QH_W_Xm_Tp	0.00	-847.4	5.5	0.4	0.0	3.7	52.1
Tx max	B_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Xm_Tm	0.00	-417.6	64.5	0.0	0.0	0.0	205.0
Tx min	B_1	SLU_A1 str_dom Q_W_Xp_Tm	0.00	-417.6	-64.5	0.0	0.0	0.0	-205.0
Ty max	A_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Ym_Tm	0.00	-572.4	-0.6	60.3	-3.8	243.4	-4.2
Ty min	C_5	SLU_A1 str_dom Q_W_Yp_Tm	0.00	-760.4	-0.4	-106.4	0.7	-355.1	-3.4
Mt max	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-318.3	30.9	14.3	17.8	136.2	293.7
Mt min	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-318.3	-30.9	-14.3	-17.8	-136.2	-293.7
Mx max	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-430.4	14.1	40.4	4.6	381.1	131.0
Mx min	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-430.4	-14.1	-40.4	-4.6	-381.1	-131.0
My max	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-430.4	35.2	13.5	8.9	127.2	331.5
My min	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-430.4	-35.2	-13.5	-8.9	-127.2	-331.5

Tabella 7 - Edificio 2_Valori massimi di sollecitazione allo SLV sui pilastri oggetti di intervento (SLV - PIL 60x60 - Post opera)

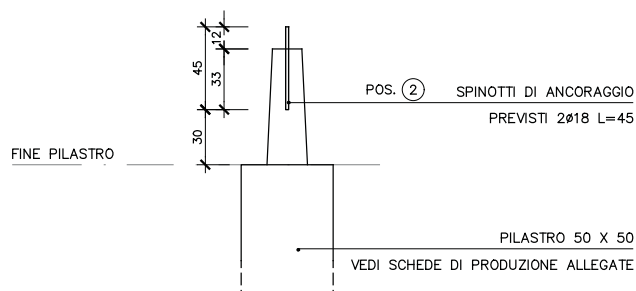
Sollecitazioni	Elemento	Combinazione Di Carico	Ascissa m	N kN	V2 (Tx) kN	V3 (Ty) kN	Mt kNm	M2 (Mx) kNm	M3 (My) kNm
N min	A_3	SLE_FR_dom QH	0.00	-275.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
N max	C_5	SLU_A1 str_dom QH_W_Xm_Tm	0.00	-881.4	6.4	-0.8	0.0	-7.7	61.0
Tx max	B_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Xm_Tm	0.00	-451.6	65.9	0.0	0.0	0.0	217.7
Tx min	B_1	SLU_A1 str_dom Q_W_Xp_Tm	0.00	-451.6	-65.9	0.0	0.0	0.0	-217.7
Ty max	A_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Ym_Tm	0.00	-606.4	0.7	60.5	-2.3	245.8	7.3
Ty min	C_5	SLU_A1 str_dom Q_W_Yp_Tm	0.00	-794.3	0.1	-107.8	-0.9	-367.4	0.7
Mt max	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-344.4	45.3	21.0	29.0	199.7	430.7
Mt min	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-344.4	-45.3	-21.0	-29.0	-199.7	-430.7
Mx max	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-456.5	20.4	58.8	6.2	556.7	191.6
Mx min	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-456.5	-20.4	-58.8	-6.2	-556.7	-191.6
My max	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-456.5	52.3	19.6	13.5	185.8	494.6
My min	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-456.5	-52.3	-19.6	-13.5	-185.8	-494.6

ANTE OPERA

TRAVE H—TRAVE Y

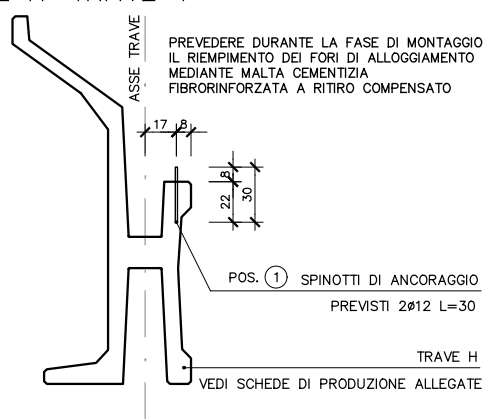


TRAVE H—PILASTRO

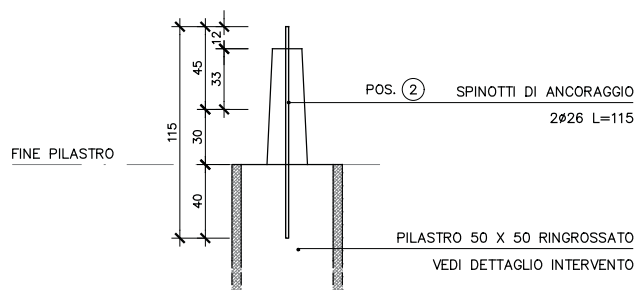


POST OPERA

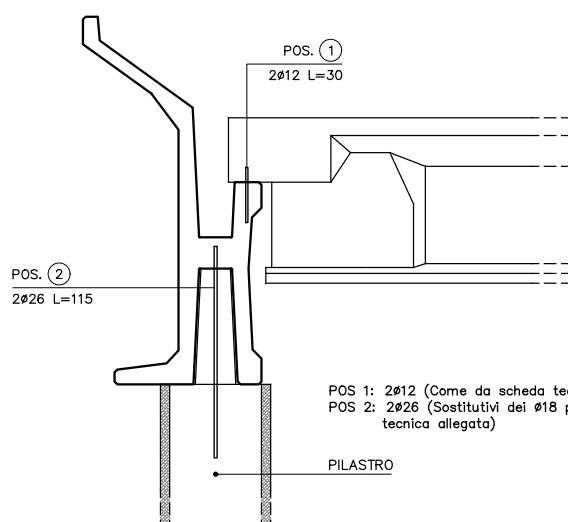
TRAVE H—TRAVE Y



TRAVE H—PILASTRO



NODO DI COPERTURA



PREVEDERE LA SOSTITUZIONE DEGLI SPINOTTI DI ANCORAGGIO TRAVE H PILASTRO CON DEGLI SPINOTTI Ø26 IN ACCIAIO B450

PREVEDERE DURANTE LA FASE DI MONTAGGIO IL RIEMPIMENTO DEI FORI DI ALLOGGIAMENTO MEDIANTE MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA A RITIRO COMPENSATO

POS 1: 2Ø12 (Come da scheda tecnica allegata)
POS 2: 2Ø26 (Sostitutivi dei Ø18 previsti nella scheda tecnica allegata)

non producono sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nelle costruzioni civili e industriali questo si traduce con la verifica che gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori al limite (7.3.7.2 NTC):

$$d_r \leq 0,01 h \quad (4)$$

Si riportano nelle Tabelle 8-9 le verifiche effettuate. Si è verificato inoltre che le dimensioni del giunto fossero idonee, cioè che la distanza tra le due costruzioni fosse tale da evitare fenomeni di martellamento, facendo riferimento alle verifiche previste dalle NTC 08:

$$(7.2.2 \text{ NTC } 08) \quad d_E > 1/100 h (a_g S/0.5 g) \quad (5)$$

$$(7.3.3.3 \text{ NTC}08) \quad d_E > \mu d * d_{E,slv} \quad (6)$$

Tabella 8 - Edificio 1_ Valori massimi e verifica degli spostamenti di interpiano (drift) allo SLD

Spostamenti massimi di interpiano							
Pilastro	C.C.	U1	U2	U1(Pc-P1)	U2(Pc-P1)	U1(P1-Pf)	U2(P1-Pf)
		m	m	m	m	m	m
11_Pc	ESLD_X	0.054	0.014	0.034	0.007		
11_Pc	ESLD_Y	0.003	0.057	0.002	0.034		
11_P1	ESLD_X	0.020	0.007			0.020	0.007
11_P1	ESLD_Y	0.001	0.022			0.001	0.022
12_Pc	ESLD_X	0.054	0.003	0.034	0.002		
12_Pc	ESLD_Y	0.003	0.056	0.002	0.034		
12_P1	ESLD_X	0.020	0.001			0.020	0.001
12_P1	ESLD_Y	0.001	0.022			0.001	0.022
13_Pc	ESLD_X	0.054	0.009	0.034	0.005		
13_Pc	ESLD_Y	0.003	0.055	0.002	0.034		
13_P1	ESLD_X	0.020	0.005			0.020	0.005
13_P1	ESLD_Y	0.001	0.021			0.001	0.021
15_Pc	ESLD_X	0.050	0.014	0.031	0.007		
15_Pc	ESLD_Y	0.002	0.057	0.001	0.034		
15_P1	ESLD_X	0.019	0.007			0.019	0.007
15_P1	ESLD_Y	0.001	0.022			0.001	0.022
			dr	0.034	0.034	dr	0.020
			h_{pil}	3.38		h_{pil}	3.250
			0.01 h_{pil}	0.034		0.01 h_{pil}	0.033

Tabella 9 - Edificio 2 Verifica massimo spostamento interpiano allo SLD

Spostamenti massimi in copertura			
Pilastro	C.C.	U1	U2
		m	m
14_Pc	ESLD_X	0.054	0.015
14_Pc	ESLD_Y	0.003	0.055
18_Pc	ESLD_X	0.062	0.014
18_Pc	ESLD_Y	0.004	0.057
19_Pc	ESLD_X	0.062	0.003
19_Pc	ESLD_Y	0.004	0.062
20_Pc	ESLD_X	0.062	0.009
20_Pc	ESLD_Y	0.004	0.059
21_Pc	ESLD_X	0.062	0.015
21_Pc	ESLD_Y	0.004	0.055
		dr	0.062
		h_{pil}	6.53
		0.01 h_{pil}	0.065

4. Messa in opera degli elementi prefabbricati: gli interventi sugli elementi ed il piano di montaggio della struttura

La fase di montaggio della struttura prefabbricata ha comportato un'integrazione e coordinamento con le fasi operative di cantiere. Tali fasi costruttive, talune propedeutiche al montaggio di parti di fabbricato, sono state eseguite a piè d'opera e in officina (vedasi la realizzazione dei casseri metallici per la ricostruzione delle estremità tronco-coniche per i pilastri di nuova produzione). Riassumendo le fasi operative di cantiere sono state le seguenti:

1. Realizzazione di fondazioni con plinti a bicchiere (su pali Ø 800, profondità 12.00 m) (Figura 13);
2. Messa in opera di struttura Edificio 2 (esistente) composta da: n. 10 pilastri 50x50 - n. 10 travi-vela h: 200 cm - n. 9 tegoli Y (Figura 15);
3. Realizzazione di casseri metallici per nuovi pilastri (n. 2 tipologie; Figure 10 e 11);
4. Produzione e messa in opera di struttura Edificio 1 (nuova produzione) composta da: n. 11 pilastri 60x60 (con mensole tozze per solaio soppalco) - solaio in lastre alveolari - pannelli perimetrali di tamponatura (Edificio 1);
5. Taglio di n. 2 travi-vela h: 170 cm (Edificio 1) per giunto sismico (Figura 12);
6. Messa in opera elementi di copertura Edificio 1 (esistente) composti da: n. 8 travi-vela h: 170 cm - n. 11 tegoli Y (Figura 14);
7. Fissaggio piastre in acciaio per appendimento pannelli perimetrali Edificio 2 (Figure 16, 17 e 18);
8. Armatura e getto ringrosso di sezione su pilastri Edificio 2;
9. Produzione e messa in opera di pannelli di tamponatura Edificio 2;
10. Completamento copertura, impermeabilizzazione e sigillatura pannelli perimetrali.

Figura 9

Edificio 2_Carotaggio del perno di saggio pilastro-trave per sostituzione con barra di ancoraggio Ø26.



Figura 10

Edificio 1_Cassero metallico per realizzazione della parte sommitale di innesto alla trave-vela, realizzate in officina per il getto dei pilastri di nuova produzione.



10

Figura 11

Edificio 1_Cassero metallico per realizzazione della parte sommitale di innesto alla trave-vela, realizzate in officina per il getto dei pilastri di nuova produzione.



11



12



13

Figura 12
Edificio 1_Taglio della trave.

Figura 13
Edificio 1_Armatura del plinto a bicchiere per pilastri.



Figura 14
Edificio 1_Movimentazione e montaggio travi e tegoli di copertura.



Figura 15
Edificio 2_Montaggio struttura e tamponatura in pannelli prefabbricati.

Figura 16
Sezione esplicative di
dettaglio per ssaggio
ancoraggi pannelli a
pilastri pre cerchiatura per
adeguamento sismico.

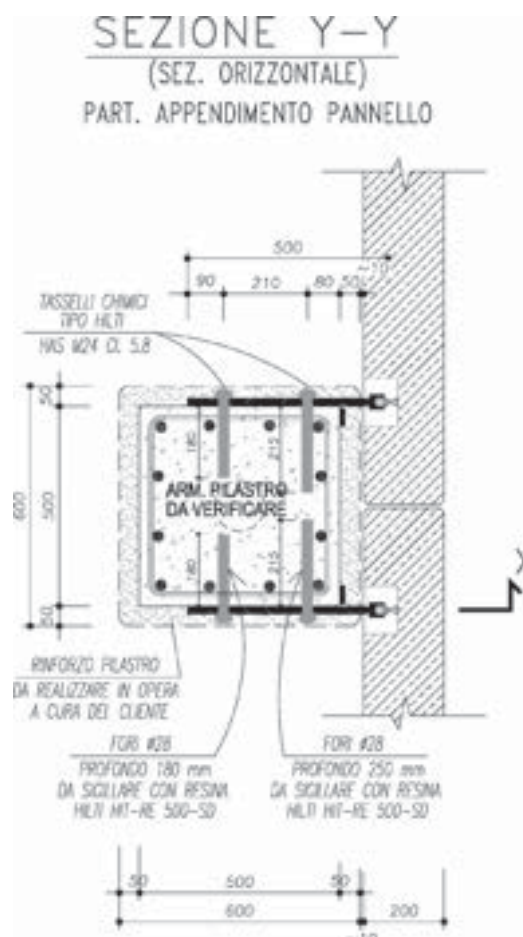
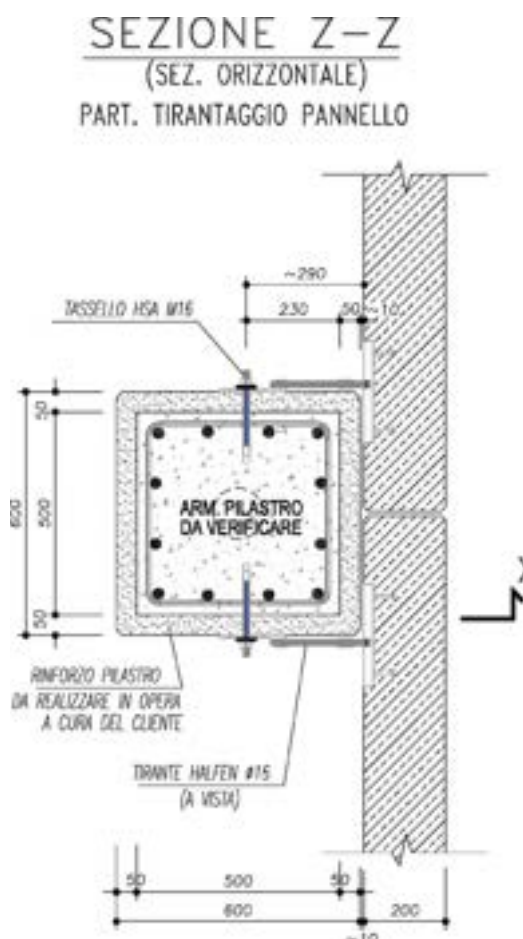


Figura 17
Sezioni esplicative di
dettaglio per ssaggio
ancoraggi pannelli a
pilastri post cerchiatura per
adeguamento sismico.



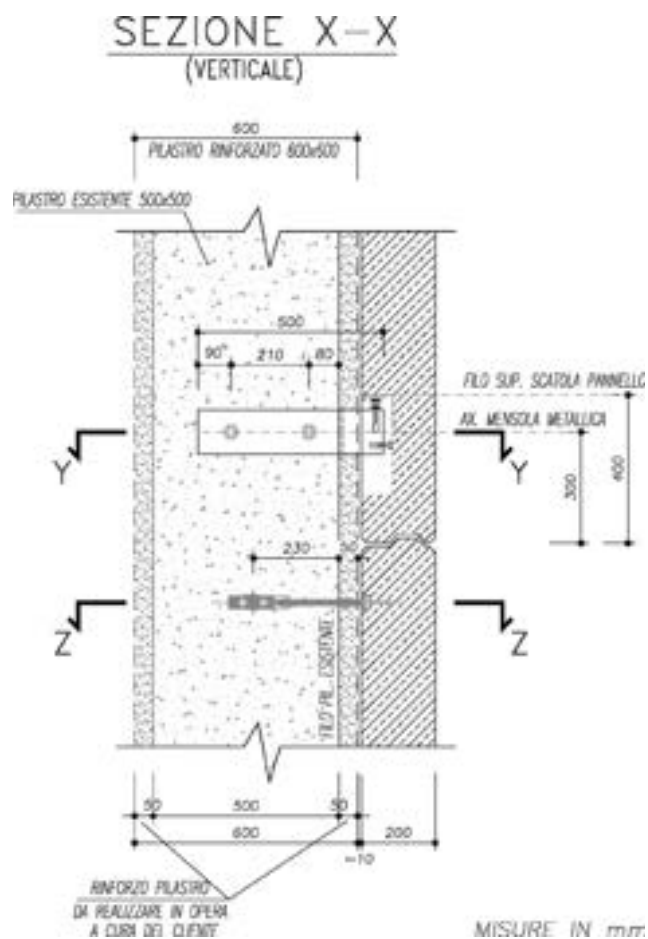


Figura 18
Sezione esplicativa di dettaglio (verticale) del sistema di ssaggio pannelli di tamponatura.



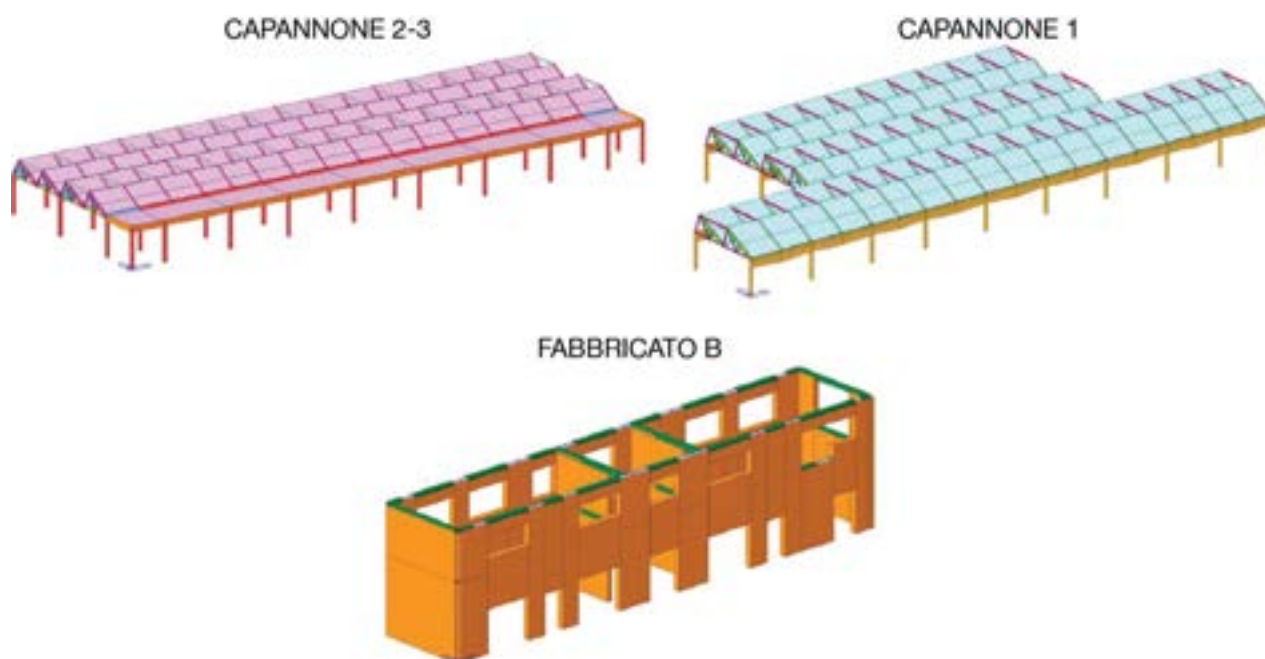
Figura 19
Edi cio 2_Armatura della cerchiatura su pilastri per adeguamento sismico.

Figura 20
Edificio 2_Pilastro cerchiato
per adeguamento sismico.



Valutazione di vulnerabilità sismica di tre fabbricati industriali realizzati negli anni 1961 e 1969

Paolo Ruggeri¹, Leonardo Isgrò², Luca Giovonetti³ ■



Nome dell'opera/progetto:

Analisi di vulnerabilità sismica di tre fabbricati industriali esistenti

Tipo di progetto:

Analisi di vulnerabilità sismica di fabbricati industriali

Responsabile scientifico:

Ing. Paolo Ruggeri - Enarch S.r.l.

Impresa coinvolta:

Enarch Società di Ingegneria S.r.l., Piazza Savoia, 6 - 10122 Torino
E-mail: info@enarch.it

Consulente Specialista per le indagini geotecniche e geologiche:

Dott. Geol. Giorgio Negrini
Via Sant Ambrogio, 24 - 27058 Voghera (PV)

1. Sommario

In questo articolo viene illustrato l'approccio per l'esecuzione di una valutazione di vulnerabilità sismica di tre fabbricati facenti parte di un complesso di edifici industriali costruiti negli anni '60 del secolo scorso ed ubicati in Provincia di Torino. In esso viene descritta la metodologia utilizzata per poter effettuare le necessarie valutazioni, in termini di resistenza e capacità delle strutture degli edifici in esame, fedeli al reale comportamento degli stessi sotto l'azione sismica. Vengono descritte e riportate le indagini e le ricerche preliminari effettuate per poter realizzare idonei modelli di calcolo agli elementi finiti che rappresentino geometricamente e meccanicamente le varie strutture, assegnando ad esse un corretto Fattore di Condensazione e per poter definire correttamente gli spettri sismici di progetto da utilizzare. Successivamente vengono espone le analisi condotte sulle strutture dei tre fabbricati, partendo dall'analisi statica lineare ed arrivando a svolgere un'analisi elasto-plastica non lineare statica di tipo Pushover, a valle di una preventiva analisi dinamica lineare.

¹ Progettista Strutturale - Enarch S.r.l., Torino - paolo.ruggeri@enarch.it

² Supporto alla modellazione strutturale - Enarch S.r.l., Torino - utec.7@enarch.it

³ Supporto alle indagini strutturali - Enarch S.r.l., Torino - utec.3@enarch.it

Al termine si trattano le verifiche dei meccanismi duttili e dei meccanismi fragili, richieste dalle NTC 2008 a valle delle analisi Pushover e vengono indicati i risultati delle analisi svolte, con evidenza degli indici di rischio sismico individuati per le strutture dei tre fabbricati.

2. Fabbricati oggetto di indagine

I fabbricati oggetto di indagine sono tra di loro sgiuntati e sono costituiti da due fabbricati:

1. **Capannone 1 e capannone 2-3** con struttura portante a pilastri in cemento armato con 4 ordini di copertura composti da travi, capriate reticolari a shed in cemento armato, solai inclinati in latero cemento e da elementi leggeri utilizzati per il traggio della luce all'interno del fabbricato.
2. **Fabbricato B** con pareti portanti in muratura di calcestruzzo debolmente armata ed in muratura di mattoni pieni, con orizzontamenti costituiti da solai latero cementizi.

I capannoni 1 e 2-3 ospitano le aree produttive del comprensorio e sono caratterizzati da tipologia monopiano con copertura composta travi reticolari a shed su pilastri in cemento armato. Le travi reticolari a shed sono in c.a. prefabbricate a piè d'opera e sono disposte perpendicolarmente al lato minore della maglia strutturale, con interasse pari a metà della stessa, risultando che una reticolare ogni due poggia in falso su una trave in c.a. gettata in opera di altezza variabile e spessore pari a 20 cm. Le travi reticolari a shed fungono da appoggio per la copertura, realizzata da una soletta inclinata di spessore 18 cm alleggerita con laterizio nel caso del capannone 1 e da preddalles con getto di completamento nel caso del capannone 2.

Il capannone 3, strutturalmente collegato al capannone 2, ha invece copertura piana a solaio in latero-cemento su travi ribassate in cemento armato sorrette da pilastri in cemento armato.

Le fondazioni alla base dei capannoni sono costituite da plinti isolati aventi dimensioni variabili a seconda dei carichi.

Il fabbricato B ospita i servizi del comprensorio ed è caratterizzato da una forma rettangolare allungata con ampie aperture nestrate su entrambe le facciate del lato maggiore.

Il fabbricato è di due piani fuori terra, con struttura costituita da murature portanti continue dalla base fino alla sommità intervallate da architravi in calcestruzzo armato poste tra le aperture.

Le murature portanti sono costituite, nella parte bassa dell'edificio, da pareti in calcestruzzo debolmente armato e, al di sopra, da muratura di mattoni pieni.

All'altezza degli orizzontamenti sono presenti dei cordoli in c.a. su cui si innestano i solai latero-cementizi dei vari piani.

Figura 1
Edifici industriali oggetto di indagine.

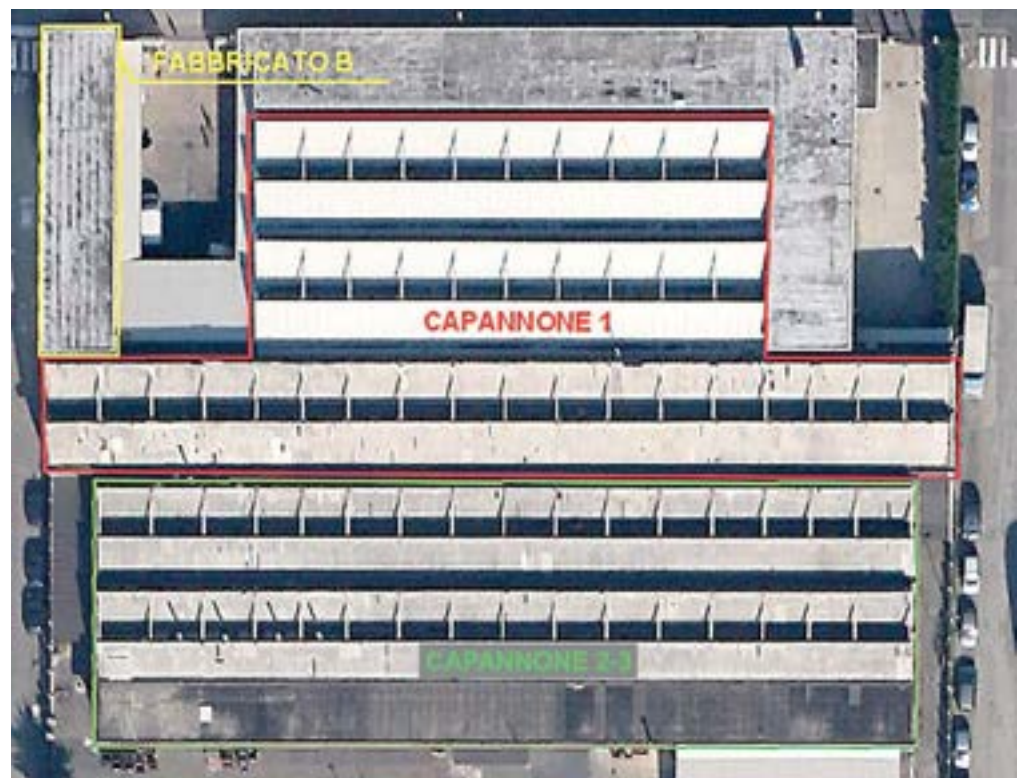




Figura 2
Travi di copertura a shed
del Capannone 1.



Figura 3
Facciata ovest dei Capannoni
2 e 3.

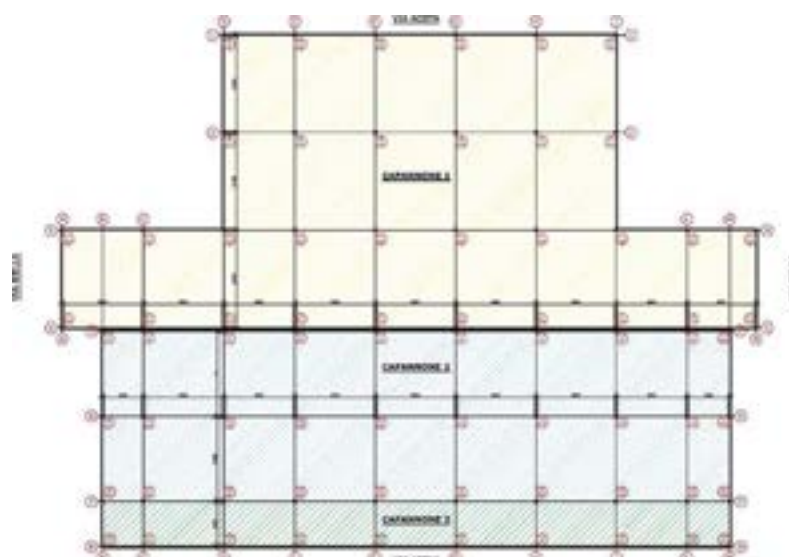


Figura 4
Schema planimetrico della
maglia strutturale dei
capannoni 1 e 2-3.

Figura 5
Facciata ovest del Fabbricato
B e del Capannone 1.



3. Indagini preliminari

Sono state eseguite le seguenti indagini preliminari:

- Ricerca documentale e di archivio
- Indagini mediante prove in situ costituite da:
 - Indagini geotecniche.
 - Indagini geotecniche e sismiche.
 - Indagini strutturali.

3.1 Ricerca documentale e di archivio

È stata effettuata una accurata ricerca presso gli archivi della Committenza, finalizzata a reperire la documentazione disponibile inerente le strutture esistenti, i relativi calcoli statici di progetto, le fasi di costruzione e collaudo del fabbricato.

La ricerca di cui sopra è stata seguita da una ricerca presso l'Archivio di Stato, ove è stato possibile reperire la documentazione originaria inerente il deposito del progetto strutturale, costituita in particolare dalle tavole grafiche complete della carpenteria delle strutture dei fabbricati e delle armature originarie di progetto.

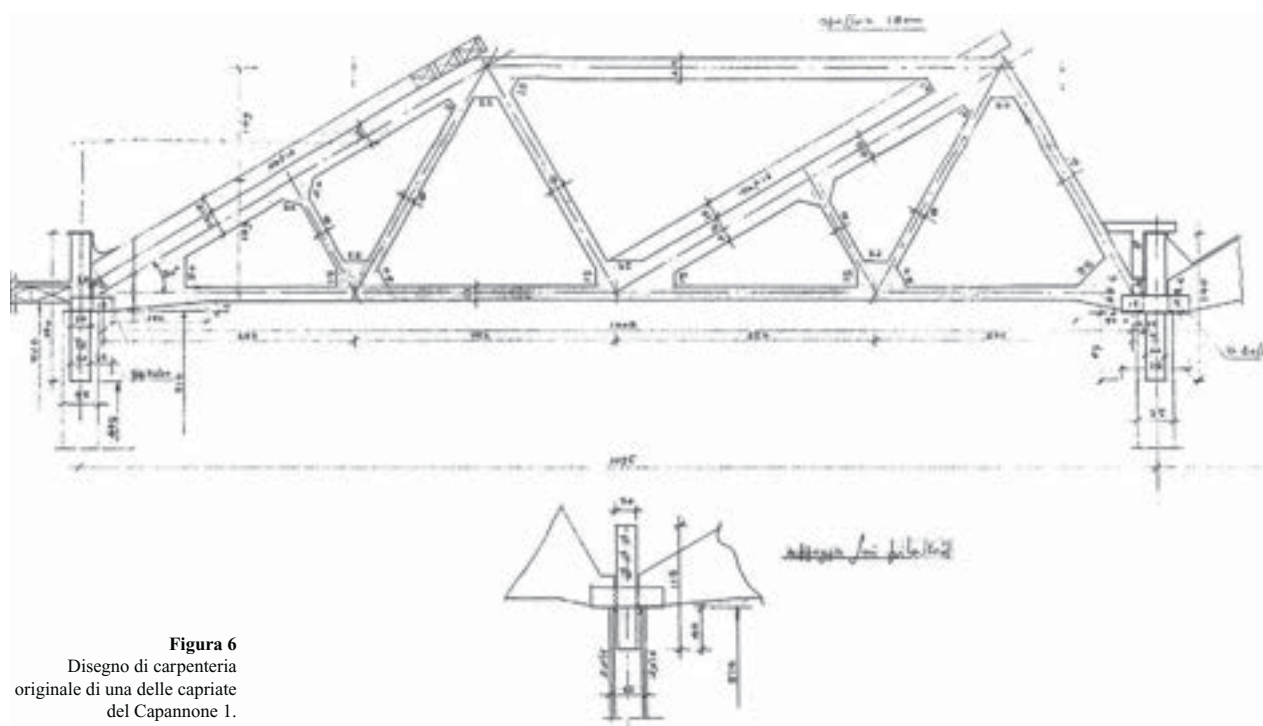


Figura 6
Disegno di carpenteria
originale di una delle capriate
del Capannone 1.

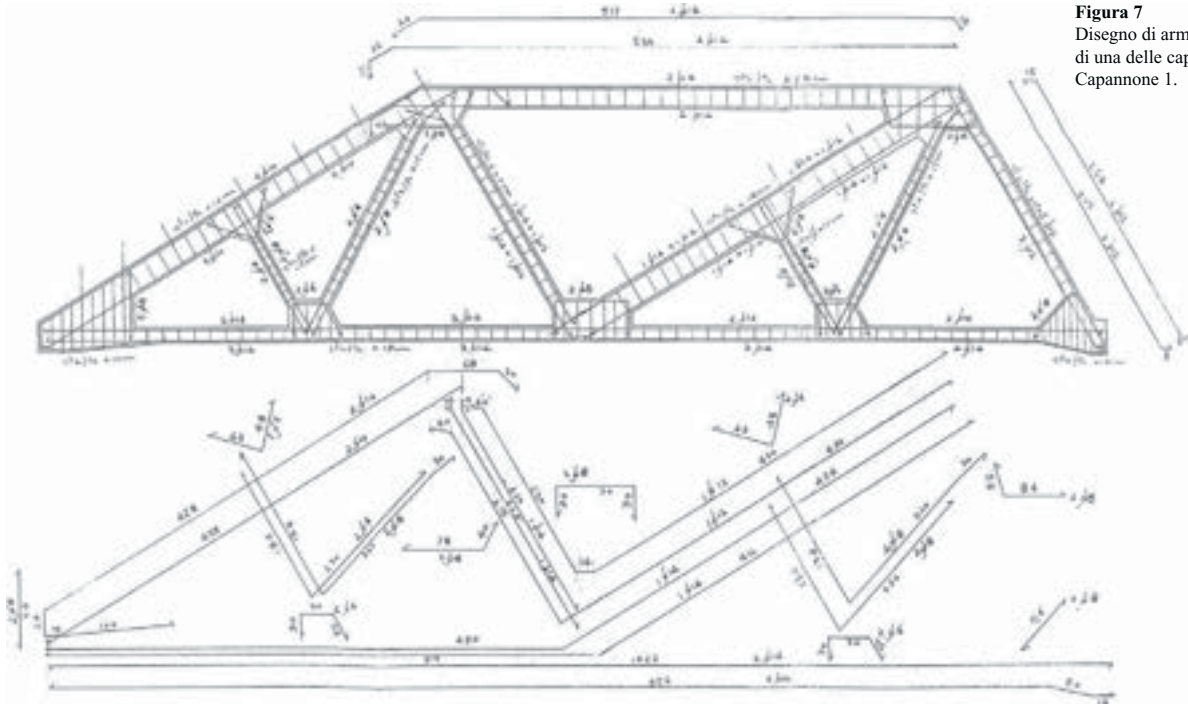


Figura 7
Disegno di armatura originale
di una delle capriate del
Capannone 1.

3.2 Indagini strutturali mediante prove in situ

Sono stati eseguiti vari sopralluoghi presso i fabbricati oggetto di indagine, finalizzati allo studio di vulnerabilità sismica, con esecuzione dei necessari **rilevi delle strutture esistenti** per controllo dimensionale con i documenti di progetto che è stato possibile reperire.

Sono poi state eseguite le seguenti indagini:

- **indagini geosiche** con metodologia radar effettuate all'interno dei capannoni industriali allo scopo di verificare la geometria (dimensioni e profondità di imposta) di due plinti di fondazione utilizzati come campione per confronto con le geometrie riportate nelle tavole originali di progetto a disposizione.

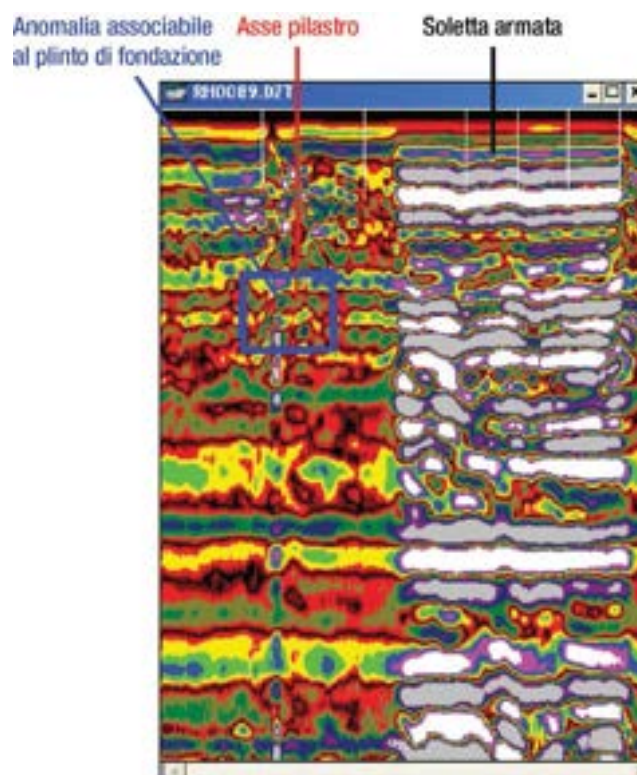
La metodologia radar impiegata, denominata GPR (Ground Probing Radar), permette di individuare le superfici di separazione all'interno del mezzo indagato sfruttando la diversa resistività e costante dielettrica di materiali diversi. Tali parametri sono legati a fattori fisici, quali il grado di compattazione, la posizione e le caratteristiche di eventuali manufatti sepolti, la presenza di zone umide o di zone non cementate.

Agendo in prossimità dei pilastri della struttura, a diverse distanze e nelle due direzioni ortogonali, è stato possibile ricostruire l'andamento dei livelli dotati di differenti caratteristiche elettromagnetiche e di conseguenza le dimensioni in pianta dei plinti e la loro quota di imposta.



Figura 8
Indagine geosica con
metodologia GPR (Ground
Probing Radar).

Figura 9
Output indagine GPR.



- **indagini geotecniche e sismiche** per la definizione del modello geotecnico e della categoria del sottosuolo

La stratigrafia del terreno di fondazione e la definizione dei parametri geotecnici utili alle verifiche di capacità portante, sono stati ricavati dall'analisi del sondaggio a carotaggio continuo con profondità massima di 10 m eseguito nel cortile ovest della fabbrica e dai risultati di altri sondaggi e prove SPT eseguite nell'area circostante e riportati nella Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte. Da quanto rilevato dalle suddette prove, i terreni di imposta dei plinti di fondazione sono risultati costituiti da terreni a grana grossa da mediamente addensati ad addensati o molto addensati.

Figura 10
Sondaggio a carotaggio continuo.



Ai fini della definizione della categoria del sottosuolo è stata poi eseguita un'indagine geosismica superficiale con due metodologie che possono essere considerate complementari, denominate Re.Mi (Refraction Microtremor) e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) nonché con una prova H/V (tipo Nakamura) per la valutazione della frequenza di risonanza del sito. Le tecniche di indagine utilizzate sono utili ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto. Grazie ad esse si perviene, infatti, al valore della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio che rappresenta il parametro utilizzato per l'individuazione della categoria del sottosuolo ai sensi delle NTC/2008 (D.M. 14/01/2008). In base ai valori restituiti dalle prove effettuate ($V_{s,30}=535$ m/s con la prova Re.Mi e $V_{s,30}=525$ m/s con la prova MASW), con riferimento alle Tab. 3.2.II e Tab.3.2.III delle NTC/2008 **la categoria di sottosuolo del sito in oggetto è risultata di tipo B.**



Figura 11
Strumentazione utilizzata per le indagini geognostiche (SPT) e geofisiche (MASW e ReMi)(in alto).

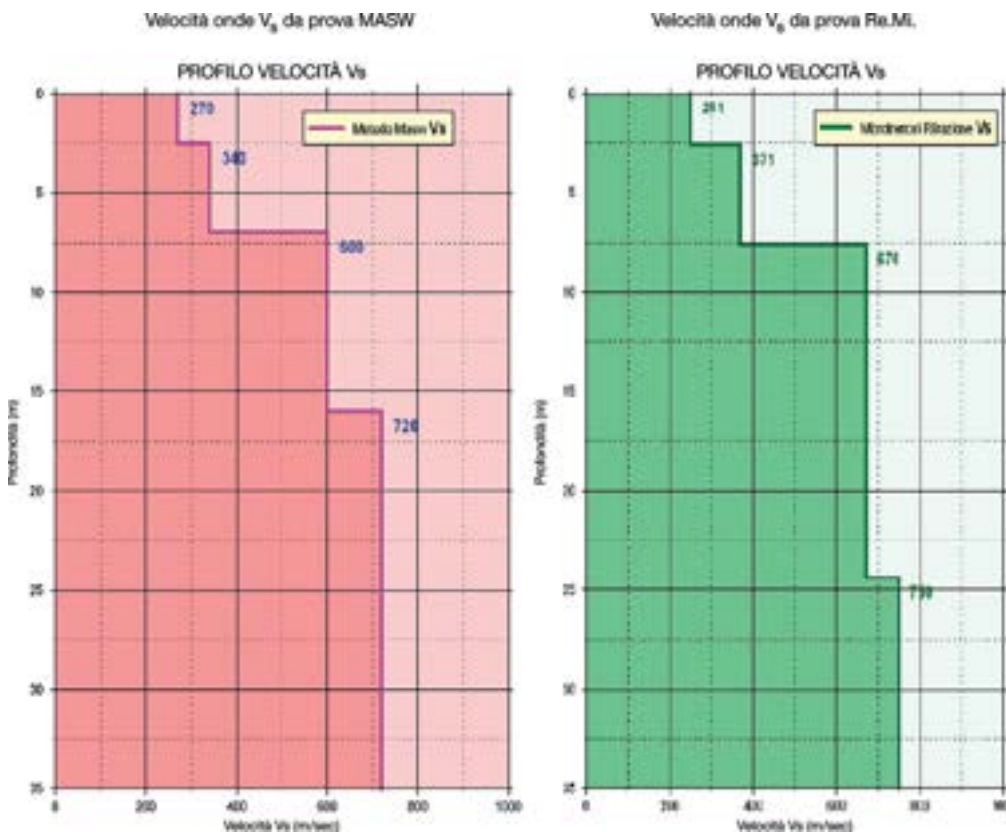
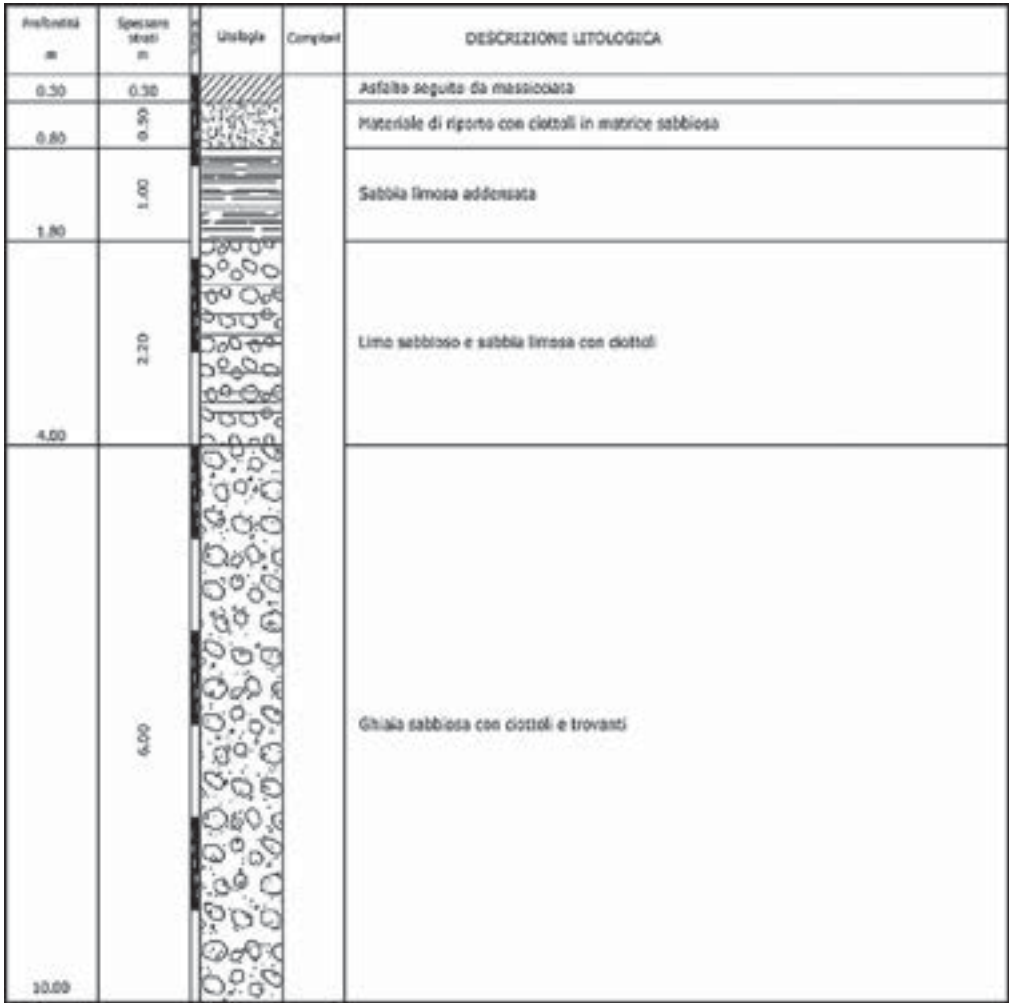


Figura 12
Confronto profilo di velocità fra le due prove (a sinistra).

Figura 13
Stratigrafia emersa dai sondaggi continui.



Indagine strutturale per rinvenire le armature di vari pilastri in cemento armato dei due fabbricati industriali con copertura a shed , finalizzata al controllo della consistenza delle armature ed al confronto con gli elaborati del progetto originario, mediante saggi esplorativi per la verifica del numero, della distribuzione e delle caratteristiche dimensionali dei ferri di armatura nonché per la verifica dello spessore del copriferro.

Figura 14
Saggio per ricerca consistenza armatura.



Data la corrispondenza tra le tavole di progetto e quanto rilevato in situ sui 2 pilastri presi a campione per le strutture oggetto di analisi, si è ritenuto lecito utilizzare i dati sulle armature riportate nelle tavole di progetto, ai fini delle verifiche strutturali e di valutazione della vulnerabilità sismica dei fabbricati.

Indagine strutturale in situ per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo esistente tramite l'esecuzione di una campagna di prove sclerometriche.

Le prove sono state svolte mediante SCLEROMETRO da Calcestruzzo tipo N.

Lo sclerometro è uno strumento per l'effettuazione di prove empiriche in situ non distruttive (PND), dette prove sclerometriche, finalizzate ad accertare la stima predittiva della resistenza meccanica di elementi strutturali in calcestruzzo.

Lo sclerometro è essenzialmente costituito da una massa battente in acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione che è a diretto contatto con la superficie del calcestruzzo su cui si effettua la prova sclerometrica.

Lo sclerometro misura la durezza del materiale e si basa sul principio che il rimbalzo della massa metallica che percuote la superficie è funzione della durezza superficiale del materiale da testare, la quale è rapportata all'indice di rimbalzo dello strumento. Lo strumento si utilizza premendo l'asta di percussione sulla superficie da provare fino all'arresto. In questo modo la massa contenuta nell'apparecchio viene caricata, per mezzo di una molla, di una quantità fissa di energia. Nel momento in cui si libera la massa, essa entra in collisione con il percussore ancora in contatto con la superficie di prova producendo il rimbalzo. L'entità del rimbalzo è misurata da un indice scorrevole su scala graduata presente sul fusto dello strumento. Il valore di rimbalzo, opportunamente parametrizzato in funzione anche dell'angolo di battuta, fornisce un'indicazione orientativa della resistenza del calcestruzzo.

A tale scopo lo strumento è corredato da più curve di correlazione indice di battuta - resistenza meccanica, determinate sperimentalmente, che variano in funzione della direzione d'uso (orizzontale, verticale verso il basso, verticale verso l'alto, ecc.) e che consentono di risalire alla resistenza del materiale a partire dalla durezza superficiale.

Dalle ricerche storiche di archivio eseguite è stato possibile reperire numerosi certificati inerenti le prove eseguite a suo tempo dalla Direzione lavori sia sul calcestruzzo che sulle barre di armatura.

I risultati delle campagne sclerometriche hanno confermato i valori di resistenza del calcestruzzo previsti a progetto ed evidenziati dai certificati di prova di cui sopra e pertanto si è deciso di non svolgere ulteriori indagini non distruttive sui calcestruzzi esistenti.

4. Proprietà meccaniche dei materiali

Al cap. 8 delle NTC 08 e al cap. C8A.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC 08 si approfondisce il concetto di *Livello di conoscenza* della struttura esistente, in merito ai diversi parametri coinvolti nel modello, quali: geometria, dettagli costruttivi, relazioni di riferimento (geologiche, geotecniche e strutturali), documentazione a disposizione nei tempi successivi della costruzione, rilievi strutturali geometrici e dei dettagli esecutivi ed infine prove in situ ed in laboratorio.

In funzione del livello di conoscenza (LC1 Conoscenza Limitata; LC2 Conoscenza Adeguata; LC3 Conoscenza Accurata) si determina appunto un *Fattore di Conoscenza* FC , per mezzo del quale si ridurranno le resistenze medie dei materiali analizzati con prove in situ.

Nella situazione in esame, si è adottato un **Livello di Conoscenza** di tipo **LC3** (conoscenza accurata), il quale porta ad un Fattore di Conoscenza $FC = 1.00$, in funzione della situazione di conoscenza descritta di seguito:

- **Geometria:** la geometria della struttura si è considerata nota in base ai disegni originali e rilievi effettuati in situ atti a verificare l'effettiva corrispondenza del costruito con le tavole di progetto. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali sono risultati tali da consentire la messa a punto di modelli di calcolo idonei all'elaborazione dell'analisi lineare statica e dinamica.
- **Dettagli costruttivi:** i dettagli sono risultati noti dai disegni costruttivi originali e da esaustive verifiche in situ grazie alla quale si è verificata, tramite saggi visivi a campione sugli elementi più importanti, la corrispondenza delle armature effettive con quelle riportate nelle tavole di progetto originali. I dati raccolti sono risultati tali da consentire la messa a punto di modelli di calcolo idonei all'elaborazione di un'analisi statica non lineare.
- **Proprietà dei materiali:** le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati per la modellazione e per la verifica di resistenza degli elementi strutturali, sono stati scelti in base ai certificati di prova disponibili ed in base ai risultati di prove sclerometriche eseguite in situ.

Si riportano nel seguito, a titolo di esempio, le caratteristiche meccaniche dei materiali adottate per la modellazione e per la verifica degli elementi strutturali del capannone 1:

Calcestruzzo

La resistenza del calcestruzzo è stata scelta sulla base di uno specifico certificato di prova del 1966 in cui si attesta una resistenza a rottura per compressione pari a 36 MPa, calcolato come valore medio su 8 prove eseguite su altrettanti pilastri delle

strutture. La campagna di indagini sclerometriche ha consentito di constatare, per gli elementi strutturali dei capannoni 1 e 2-3, una resistenza media a compressione pari a 44.00 MPa. A favore di sicurezza è stato preso in considerazione il valore di resistenza media a compressione riportato nel certificato:

Resistenza cubica media	$R_{cm} = 36.00$	N/mm ²
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 29.9$	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / (\gamma_c \cdot FC) = 0.85 \cdot 29.9 / (1.5 \cdot 1.00) = 16.93$	N/mm ²
Modulo Elastico E_c	30557	N/mm ²

Acciaio per armatura lenta in barre lisce

L'acciaio da armatura utilizzato negli elementi in c.a. del fabbricato in questione è l'Aq50 come rilevato dalle tavole di progetto, che veniva prodotto in barre lisce all'epoca di fabbricazione delle strutture in questione. La suddetta tipologia di acciaio è caratterizzata da una resistenza ultima a trazione di 500 MPa e da tensione di snervamento caratteristica maggiore o uguale a 270 MPa, come confermato dai vari certificati di prova rinvenuti negli archivi storici:

Resistenza ultima caratteristica a trazione f_{tk}	500.00	N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristica f_{yk}	270.00	N/mm ²
Tensione di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 270 / 1.15$	235.00	N/mm ²
Modulo Elastico E_s	210000	N/mm ²

5. Analisi strutturali

Per quanto riguarda i calcoli effettuati, in via generale per ciascuno dei fabbricati analizzati, sono state considerate le seguenti tre tipologie di analisi:

- **Prima analisi - Elastica Lineare Statica**, con verifiche allo SLU (Stato limite Ultimo) e SLE (Stato limite di esercizio) delle strutture principali (travi e pilastri). Tale analisi permette di valutare la resistenza delle strutture nei confronti delle azioni statiche di progetto secondo le attuali Normative in materia e di comprovarne o meno l'idoneità statica
- **Seconda analisi - Elastica Lineare Dinamica**, analisi modale con associazione dello spettro di risposta sismico tipico del sito in cui sorge l'edificio, con verifiche allo S.L.V. (Stato Limite di Salvaguardia della Vita), S.L.D. (Stato Limite di Danno) e verifica della risposta sismica globale e locale dell'edificio con valutazione del modo di vibrare fondamentale/principale della struttura e dei successivi modi.
- **Terza analisi - Elasto-Plastica Non Lineare Statica**, conosciuta anche come Analisi Push-Over, consistente nell'applicazione dei carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, di un sistema di forze orizzontali monotonamente crescente (in direzione positiva e negativa) fino al raggiungimento delle condizioni ultime di collasso. Il risultato finale è valutato in termini di domanda sismica e capacità della struttura di resistere all'azione sismica. La capacità resistente della struttura è infatti rappresentata da una curva che lega la massima forza di taglio alla base allo spostamento di un punto di controllo dell'edificio, solitamente riferito alla copertura.

In base ai risultati delle analisi, vengono ricavate le indicazioni sul livello di vulnerabilità sismica dei fabbricati analizzati e sulla necessità o meno di eseguire eventuali interventi di rinforzo strutturale individuati come necessari per garantire i richiesti livelli di sicurezza per le strutture ai sensi delle Norme Tecniche vigenti.

Le analisi e le verifiche sono state effettuate su appositi modelli tridimensionali dei singoli fabbricati, analizzati con l'ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti, di comprovata validità - Midas Gen 2014 v.2.1., distribuito da Harpaceas S.r.l. di Milano.

6. Azione sismica

L'azione sismica è definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a partire dall'accelerazione massima attesa nel sito e dei fattori di amplificazione dovuti alle condizioni litologiche e morfologiche locali.

I parametri di pericolosità sismica e gli spettri elastici utilizzati sono stati ricavati con l'ausilio dell'apposito foglio elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel seguito si riportano tutti i dati utili alla definizione degli spettri per i quattro possibili stati limite definiti dalla Normativa, Stato limite di Operatività (SLO), Stato limite di Danno (SLD), Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), Stato limite di Collasso (SLC).

Classe d'uso: II	$C_U = 1,0$ (coefficiente d'uso)
Vita nominale:	$V_N = 50$ anni
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni
Categoria di sottosuolo:	B
Categoria topografica: T1	$S_T = 1.0$ (coefficiente di amplificazione topografica)

STATO LIMITE	T_m [anni]	a_d [g]	F_d [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.028	2.504	0.195
SLD	50	0.035	2.553	0.209
SLV	475	0.073	2.664	0.269
SLC	975	0.091	2.679	0.280

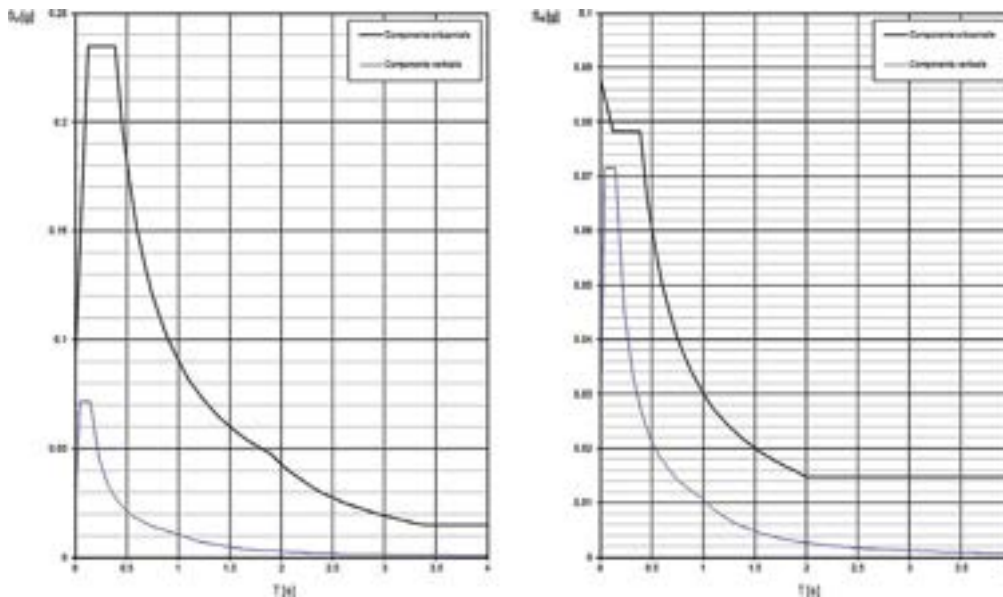


Figura 15
A sinistra: spettro di risposta elastico allo SLV, a destra: spettro di risposta di progetto allo SLV; $q=3.0$.

7. Modellazione delle strutture

7.1. Capannone 1 e 2-3

I modelli di calcolo utilizzati, messi a punto mediante l'ausilio del software ad elementi finiti Midas Gen 2014 vers. 2.1, distribuito da Harpaceas S.r.l. di Milano, sono modelli tridimensionali con presenza di elementi beam monodimensionali ed elementi plate bidimensionali.

Gli elementi beam sono stati impiegati per modellare le colonne e gli elementi costituenti le travi a shed prefabbricate. Gli elementi bidimensionali sono stati adoperati, invece, per riprodurre la rigidezza delle solette di copertura e ricreare in modo corretto i modi propri di vibrare dei due fabbricati.

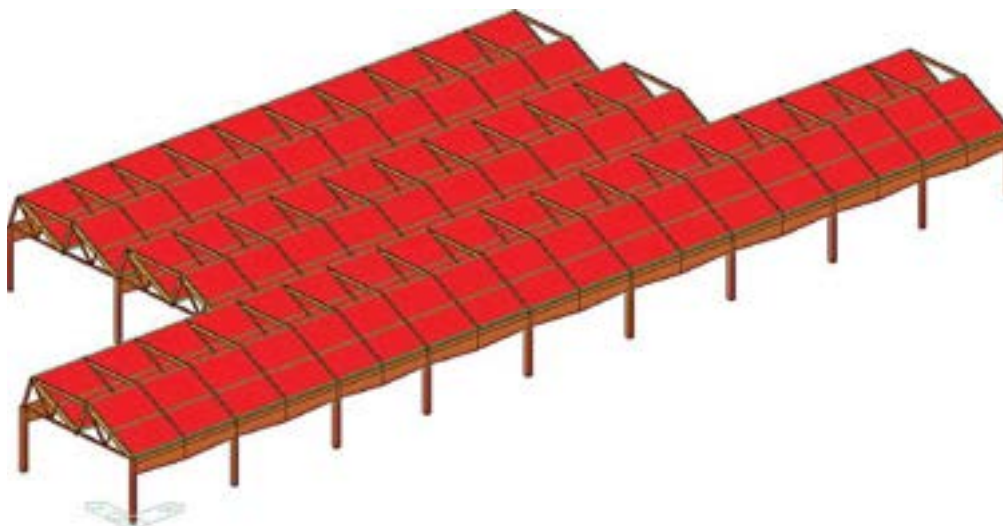
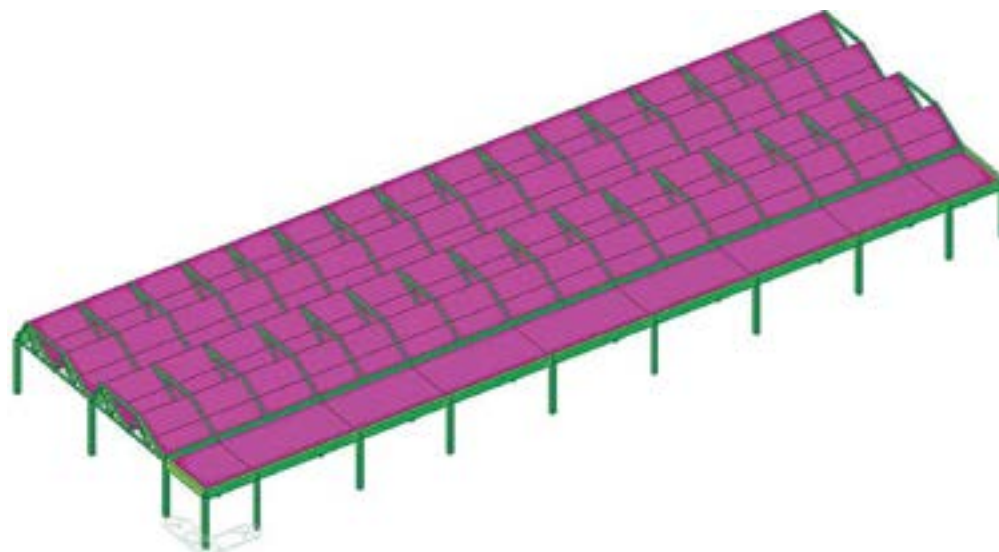


Figura 16
Modello di calcolo del Capannone 1.

Figura 17
Modello di calcolo del
Capannone 2 e 3.

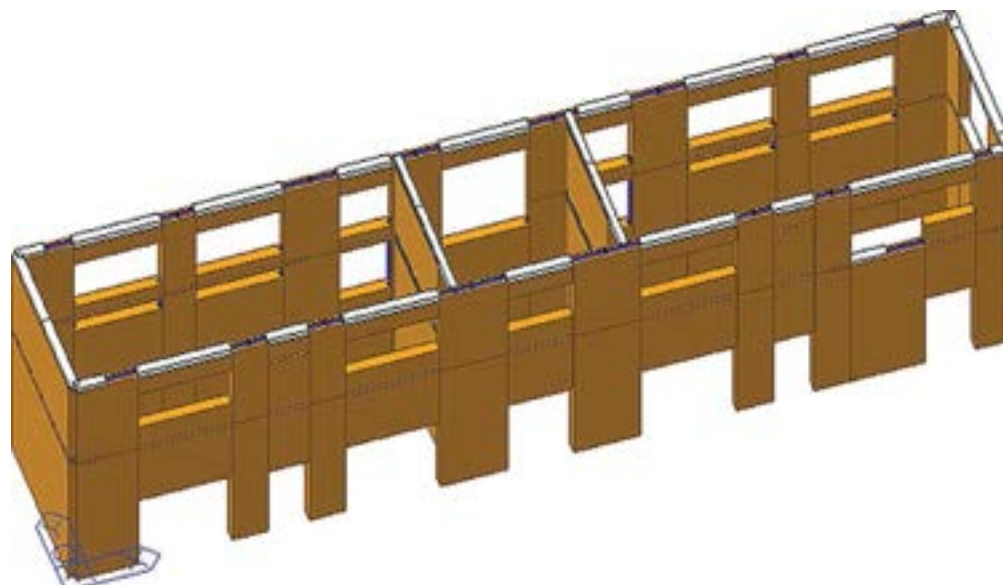


7.2 Fabbricato B

Il fabbricato B è stato modellato mediante l'ausilio del software ad elementi finiti Midas Gen 2014 vers 2.1. Il modello di calcolo messo a punto è di tipo tridimensionale, con presenza di soli elementi beam, rappresentanti sia i pilastri e le travi in c.a. sia i maschi murari e le architravi in muratura. Per gli elementi in muratura è stata impiegata una schematizzazione a telaio equivalente assegnando le relative proprietà geometriche e meccaniche alle sezioni resistenti.

Le strutture sono state vincolate alla base dei maschi murari mediante vincolo esterno di incastro mentre la connessione tra gli elementi è risultata di incastro interno, ossia con continuità strutturale in tutte le membrature (maschi murari e architravi).

Figura 18
Modello tridimensionale del
fabbricato B.



8. Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, o più semplicemente analisi modale, rappresenta il metodo di analisi di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica. L'aspetto più importante di questo tipo di analisi sta nel fatto di operare in campo elastico lineare.

Tabella 1 - Risultati dell'analisi modale del Capannone 1

Node	Mode	UX		UY		UZ	
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode	Frequency				Period	
	No	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)	
	1	8.3755		1.333		0.7502	
	2	8.596		1.3681		0.7309	
	3	9.3373		1.4861		0.6729	
	4	9.7674		1.5545		0.6433	
	5	11.3259		1.8026		0.5548	
	6	15.5145		2.4692		0.405	
	7	17.5495		2.7931		0.358	
	8	19.4213		3.091		0.3235	
	9	19.7912		3.1499		0.3175	
	10	26.2369		4.1757		0.2395	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT							
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
	1	79.4508	79.4508	0.0151	0.0151	0	0
	2	0.0165	79.4674	99.8022	99.8173	0	0
	3	4.6402	84.1076	0.0014	99.8187	0	0
	4	4.1336	88.2412	0.0027	99.8215	0	0
	5	0.8601	89.1012	0	99.8215	0	0
	6	3.0824	92.1836	0	99.8215	0	0
	7	0.1726	92.3562	0	99.8215	0	0
	8	5.6197	97.9759	0	99.8215	0	0
	9	0.0007	97.9766	0.1609	99.9824	0	0
	10	1.9649	99.9415	0	99.9825	0	0

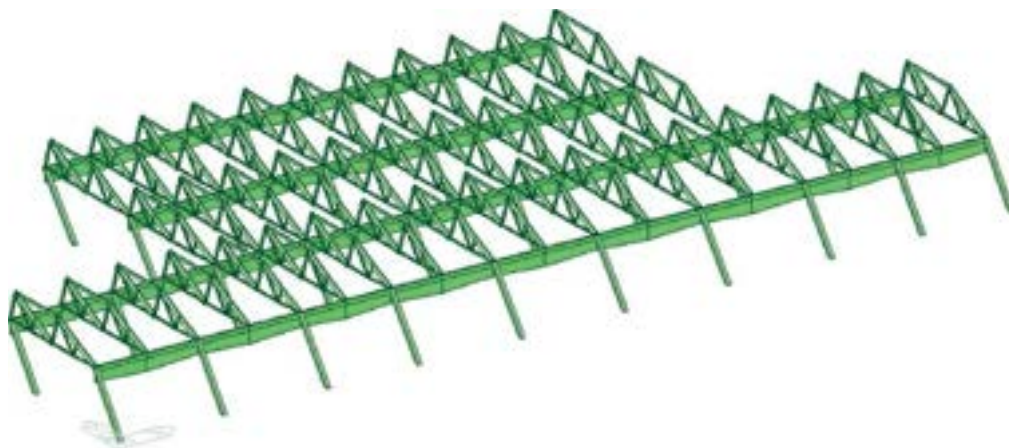


Figura 19
Forma modale n. 2 del
Capannone 1 [T = 0.73 s].

Tabella 2 - Risultati dell'analisi modale del Capannone 1

Node	Mode	UX		UY		UZ	
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode	Frequency				Period	
	No	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)	
	1	9.3028		1.4806		0.6754	
	2	10.1682		1.6183		0.6179	
	3	10.6137		1.6892		0.592	
	4	13.5499		2.1565		0.4637	
	5	19.4161		3.0902		0.3236	
	6	22.4512		3.5732		0.2799	
	7	26.0732		4.1497		0.241	
	8	32.8818		5.2333		0.1911	
	9	44.4435		7.0734		0.1414	
	10	62.9279		10.0153		0.0998	
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT							
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
	1	0.0002	0.0002	99.7245	99.7245	0	0
	2	80.8782	80.8784	0.0024	99.7269	0	0
	3	16.4257	97.3041	0.0048	99.7317	0	0
	4	0.166	97.4702	0	99.7317	0	0
	5	1.0493	98.5195	0	99.7317	0	0
	6	0	98.5195	0.2567	99.9885	0	0
	7	0.2341	98.7536	0	99.9885	0	0
	8	1.2446	99.9982	0	99.9885	0	0
	9	0.0016	99.9998	0	99.9885	0	0
	10	0	99.9998	0.0019	99.9904	0	0

Figura 20
Forma modale n. 1 del
Capannone 2 e 3 [T = 0.67 s].



Tabella 3 - Risultati dell'analisi modale del Fabbricato B

Node	Mode	UX	UY	UZ			
EIGENVALUE ANALYSIS							
	Mode		Frequency	Period			
	No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	40.5905	6.4602	0.1548			
	2	62.1268	9.8878	0.1011			
	3	68.9628	10.9758	0.0911			
	4	73.8888	11.7598	0.085			
	5	88.39	14.0677	0.0711			
	6	126.1076	20.0706	0.0498			
	7	141.9325	22.5893	0.0443			
	8	186.2022	29.635	0.0337			
	9	227.3735	36.1876	0.0276			
	10	241.4527	38.4284	0.026			
	11	246.5433	39.2386	0.0255			
	12	293.4555	46.7049	0.0214			
	13	307.6174	48.9588	0.0204			
	14	334.2096	53.1911	0.0188			
	15	388.816	61.882	0.0162			
	16	409.1659	65.1208	0.0154			
	17	564.091	89.7779	0.0111			
	18	613.2485	97.6015	0.0102			
	19	796.481	126.7639	0.0079			
	20	1885.2321	300.044	0.0033			
MODAL PARTICIPATION MASSES							
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
	1	0.3326	0.3326	64.1	64.1	0	
	2	6.1789	6.5115	15.373	79.473	0.0001	0.0001
	3	64.6821	71.1936	0.5357	80.0087	0.0003	0.0004
	4	17.2665	88.4601	7.9259	87.9346	0.0002	0.0006
	5	0.0001	88.4602	0.9376	88.8722	0.0001	0.0007
	6	0.015	88.4752	2.2918	91.164	0	0.0007
	7	0.0066	88.4818	5.4671	96.6311	0	0.0007
	8	10.5451	99.0268	0.062	96.693	0.0013	0.002
	9	0.0003	99.0272	0.012	96.705	0.0137	0.0157
	10	0.0979	99.1251	2.7359	99.4409	0.0119	0.0276
	11	0.0037	99.1288	0.0536	99.4945	0.683	0.7106
	12	0.0067	99.1354	0.0114	99.5058	0.116	0.8267
	13	0.0015	99.1369	0.1281	99.6339	0.093	0.9197
	14	0.0048	99.1418	0.0159	99.6498	2.8696	3.7892
	15	0.0018	99.1436	0.1587	99.8084	0.8786	4.6679
	16	0.0013	99.1448	0.1871	99.9955	0.3911	5.059
	17	0.1415	99.2863	0.0004	99.9959	0.1303	5.1893
	18	0.0211	99.3074	0.0038	99.9997	0.0012	5.1905
	19	0.0533	99.3607	0.0001	99.9998	0.4047	5.5952
	20	0.5463	99.907	0	99.9998	0.0967	5.6919

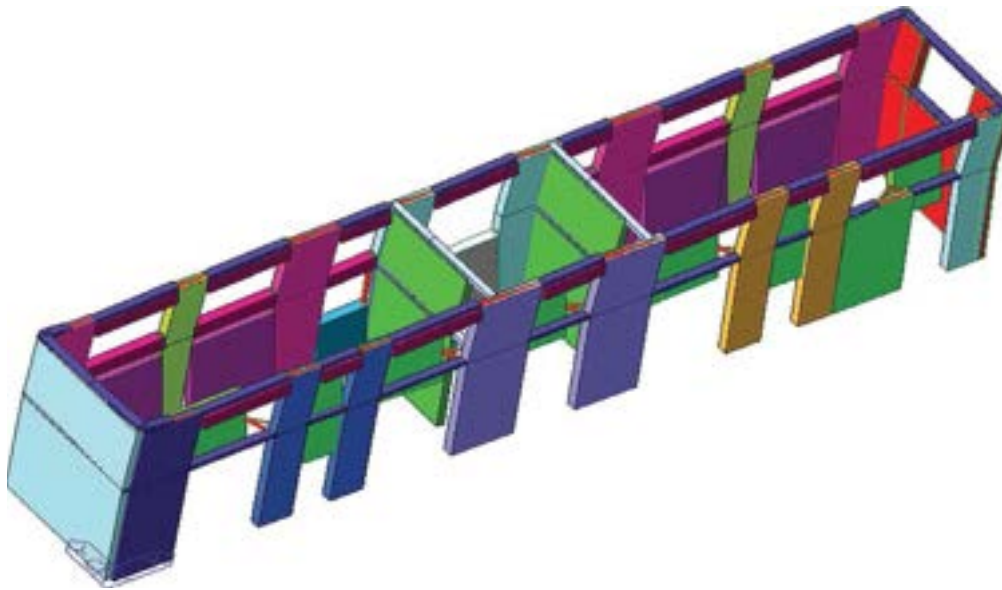


Figura 21
Forma modale n. 1 del
Fabbricato A [T = 0.09 s].

9. Veri che strutturali

La verifica a pressione e taglio sui pilastri e sulle travi dei fabbricati denominati capannone 1 e capannone 2 e 3 è stata eseguita in modo automatico con il programma di calcolo MIDAS GEN, previa assegnazione delle sezioni tipologiche e delle caratteristiche dei materiali. Le combinazioni delle azioni per cui sono state effettuate le verifiche sono quelle statiche allo SLU e quelle sismiche allo SLV. Il calcolo delle resistenze è condotto dal codice di calcolo in accordo alle NTC 2008.

Di seguito si riporta l'output del programma di calcolo con i risultati della verifica del pilastro più sollecitato:

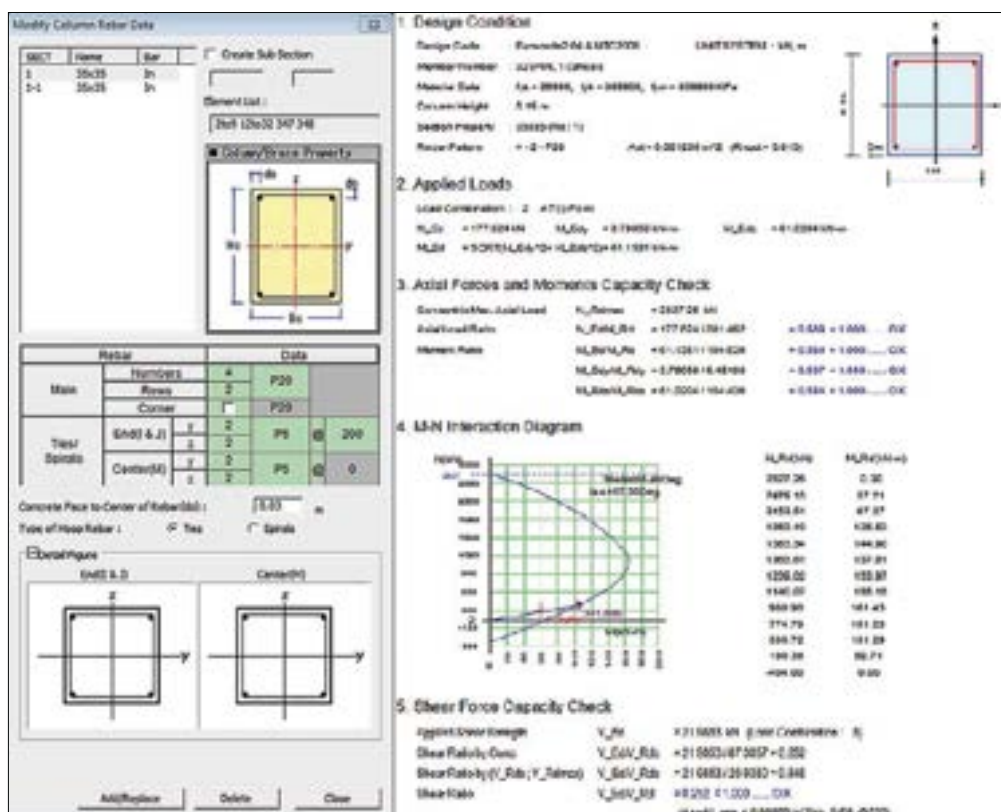


Figura 22
Verifica di un pilastro
appartenente al Capannone 1
agli Stati Limite: SLU e SLV;
Midas gen.

10. Analisi Elasto-Plastica Non Lineare Statica (Pushover)

L'analisi Non Lineare Statica (Analisi PushOver) è la principale analisi consigliata dalla Normativa attuale per la verifica degli edifici esistenti. Essa consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia e aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma F_b-d_c rappresenta la curva di capacità della struttura. La stessa Normativa, al par. 7.3.4.1 richiede di considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti in una nelle distribuzioni principali (*Gruppo 1*) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (*Gruppo 2*).

Al **Gruppo 1** appartiene una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, *applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha partecipazione di massa non inferiore al 75% per strutture in c.a. ed acciaio* (par. 7.3.4.1) e non inferiore al 60% per strutture in muratura (par. 7.8.1.5.4).

Nel caso in esame l'analisi dinamica modale fornisce risultati di partecipazione di masse in X ed Y rispettivamente del 79,45% e 99,81% per il capannone 1, del 99% e 81% circa per il capannone 2-3 e del 65% e 64% circa per il fabbricato B. La condizione di cui sopra è pertanto verificata per tutti e tre i fabbricati.

Al **Gruppo 2** appartiene una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione; tale requisito è soddisfatto mediante l'utilizzo di forze proporzionali alla massa, intesa quest'ultima come costante lungo l'altezza dell'edificio.

In sostanza, quindi, si sono inseriti nel programma di calcolo 8 *Loadcase di PushOver*, 4 proporzionalmente alle forme dei modi vibrare rispettivamente nelle due direzioni e 4 proporzionalmente alle accelerazioni uniformi. Gli 8 casi di carico sono i seguenti: modo Y, modo X, modo -Y, modo -X, massa Y, massa X, massa -Y e massa -X.

Si precisa che l'analisi è stata svolta, per i due fabbricati con copertura a shed, in regime di **controllo di forza** (*Load Control*), non avendo la possibilità di un controllo in regime di spostamenti in assenza di piano rigido.

Per il fabbricato B l'analisi è invece stata svolta in regime di **controllo di spostamento** (*Displacement Control*) avendosi, in tale caso, presenza di piani rigidi.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali in c.a. soggetti ad azione sismica vengono distinti in (paragrafo C8.7.2.5 della C.M. n. 617/2009):

- *elementi/meccanismi duttili*: travi, pilastri e pareti in c.a. in presenza o meno di sforzo normale;
- *elementi/meccanismi fragili*: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

La valutazione delle capacità di resistenza degli elementi è subordinata allo stato limite richiesto ed al tipo di elemento duttile/fragile. In particolare, la C.M. n. 617/2009, sempre al paragrafo C8.7.2.5, specifica che:

- **La verifica degli elementi duttili** consiste nel verificare che, per ogni elemento, la domanda di deformazione, espressa in termini di rotazione alla corda θ_i , sia minore o uguale della capacità di rotazione θ_{SL} , valutati allo stato limite considerato. In particolare:

- Allo **S.L.C.** (Stato limite di Collasso), la capacità di rotazione da impiegare per le verifiche coincide con la capacità di rotazione ultima $\theta_u = \theta_y + \theta_p$ data dalla somma tra la rotazione alla corda in campo elastico θ_y e la rotazione alla corda in campo plastico θ_p . Per la valutazione della capacità di rotazione ultima la Normativa fornisce la seguente espressione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

- Allo **S.L.V.** (Stato limite di Salvaguardia della Vita), la Normativa suggerisce di assumere come capacità di rotazione totale rispetto alla corda un valore pari a 3/4 del valore ultimo θ_u .

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_u$$

- Allo **S.L.D.** (Stato limite di Danno), si assume come capacità deformativa la rotazione rispetto alla corda in campo elastico θ_y che può essere valutata mediante la seguente formula fornita dalla Normativa:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left(1 + 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

- **La verifica dei meccanismi fragili** consiste nel verificare la resistenza a taglio degli elementi strutturali come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche. Le resistenze dei materiali da impiegare in questo caso sono quelle ottenute come media delle prove eseguite in sito e/o da fonti aggiuntive, divise per il fattore di condensa e per il coefficiente parziale del materiale.

Come ulteriore verifica delle capacità di resistenza delle strutture nei confronti dell'azione sismica si è proceduto ad effettuare un raffronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi di *Pushover* con lo spettro elastico di Normativa ai vari stati limite (SLC, SLV, SLD e SLO) mediante sovrapposizione tra le due curve, nonché mediante check tra spostamento richiesto dallo spettro (*Demand*) e spostamento accettabile dalla struttura (*Capacity*). Il software stesso dà informazioni di check solamente sugli stati limite di operatività e danno (SLO e SLD) per i quali i limiti di spostamento sono fissati da Normativa.

Per far fronte alla necessità di controllo per gli ulteriori due stati limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC) si è proceduto a determinare, tramite post-elaborazione dei risultati dell'analisi di *Pushover*, un **Indicatore di Rischio Sismico** (I.R.) definito come rapporto fra l'accelerazione al suolo a_{SL} che porta al raggiungimento di un particolare stato limite e l'accelerazione al suolo $a_{g,SL}$ corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite a suolo roccioso di tipo A:

$$I.R._{SL} = \frac{a_{SL}}{a_{g,SL}}$$

L'indicatore di rischio così definito permette di quantificare le capacità di resistenza della struttura nel suo complesso nei riguardi delle azioni sismiche. Valori di I.R. maggiori o uguali all'unità denotano una situazione di verifica soddisfatta nel senso che l'edificio nel suo complesso è in condizioni di sicurezza rispetto allo stato limite considerato, avendo risorse di resistenza adeguate a fronte della domanda di resistenza e deformabilità richiesti dal sisma.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per gli edifici analizzati.

10.1 Capannone 1

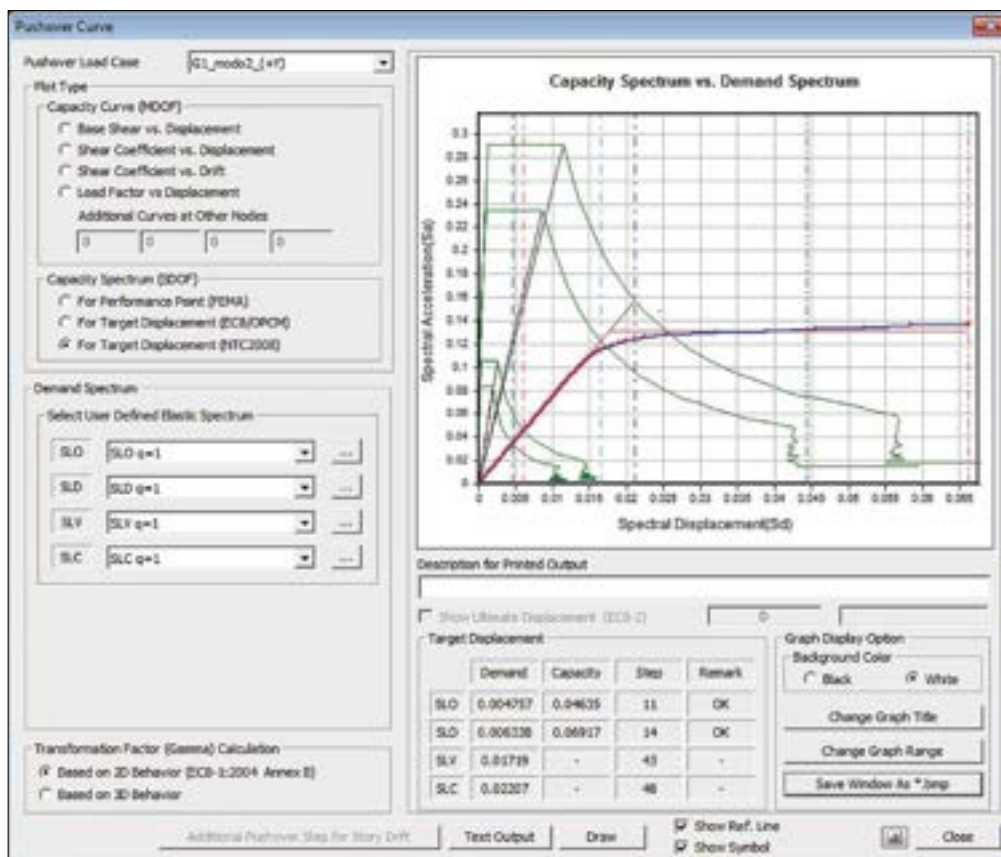


Figura 23
Curva di capacità, Capannone 1 - Gruppo 1, direzione trasversale.

Figura 24
Stato di plasticizzazione delle
cerniere plastiche, Capannone
1 - Gruppo 1, direzione
trasversale.

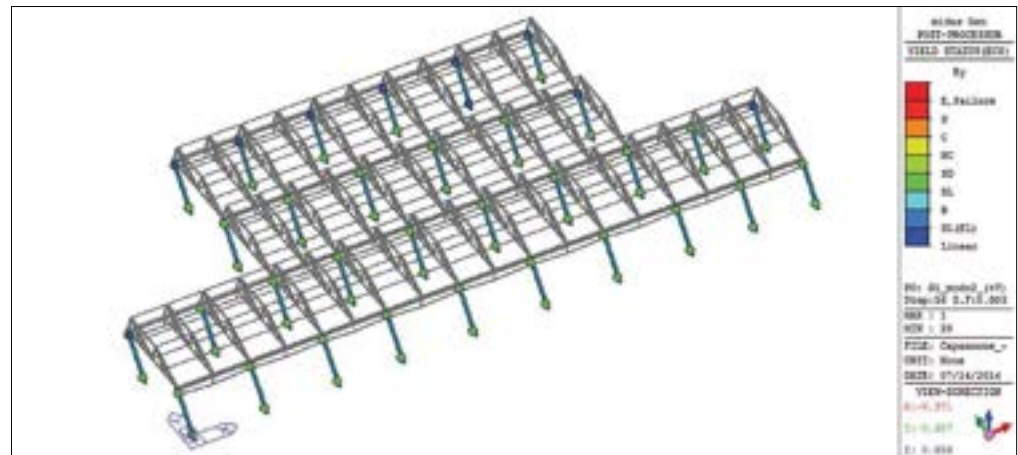


Tabella 4 - Sintesi degli indici di rischio Capannone 1

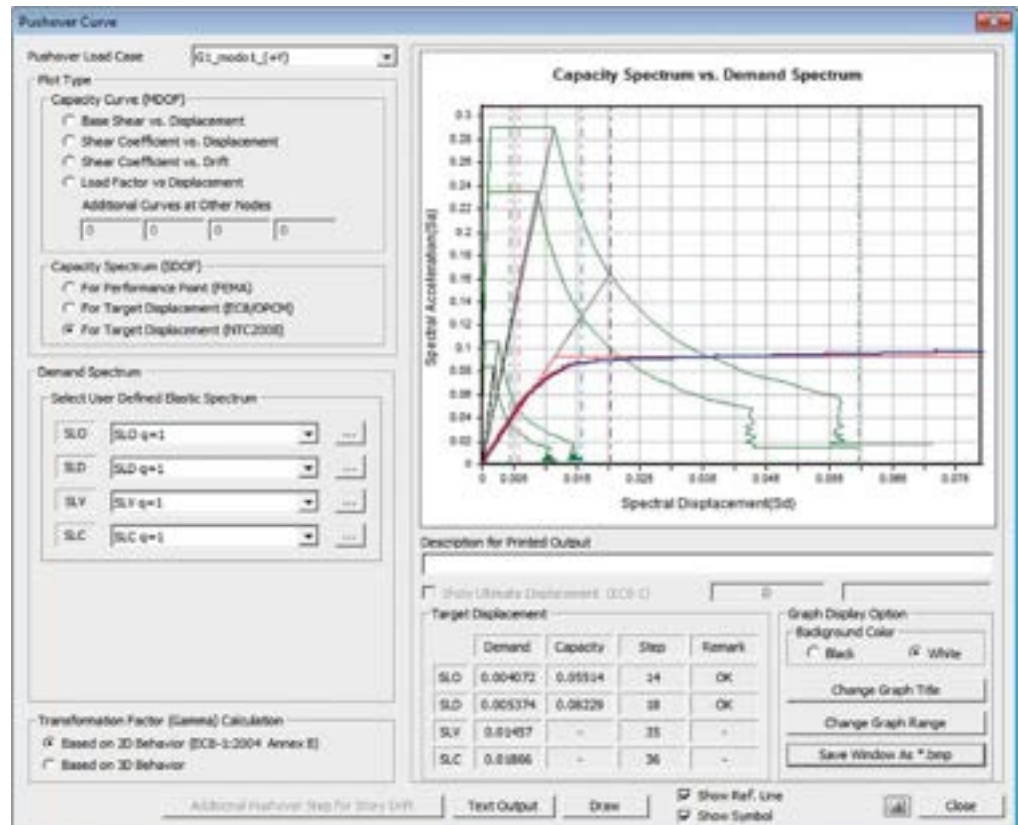
	SLV	SLC
IR	1.12	0.93
IR	3.85	3.04
IR	2.87	2.66
IR	1.86	3.22
IR	1.18	0.93
IR	2.46	4.88
IR	2.84	2.17
IR	1.99	3.91

Dai risultati ottenuti si evince che tutti gli indicatori di rischio allo SLV (stato limite di Salvaguardia della Vita) risultano superiori all'unità; si nota inoltre una maggiore capacità della struttura per sisma diretto secondo l'asse Y del sistema di riferimento. Allo SLC (Stato Limite di Collasso) la post-elaborazione dei dati ha restituito un indice di rischio leggermente inferiore all'unità per due degli otto casi di carico di Push-over analizzati.

In conclusione il Capannone 1 presenta **indice di rischio** allo SLV pari a 1.19 e allo SLC pari a 0.94.

10.2 Capannone 2-3

Figura 25 Curva di capacità,
Capannone 2-3 - Gruppo 1,
direzione trasversale.



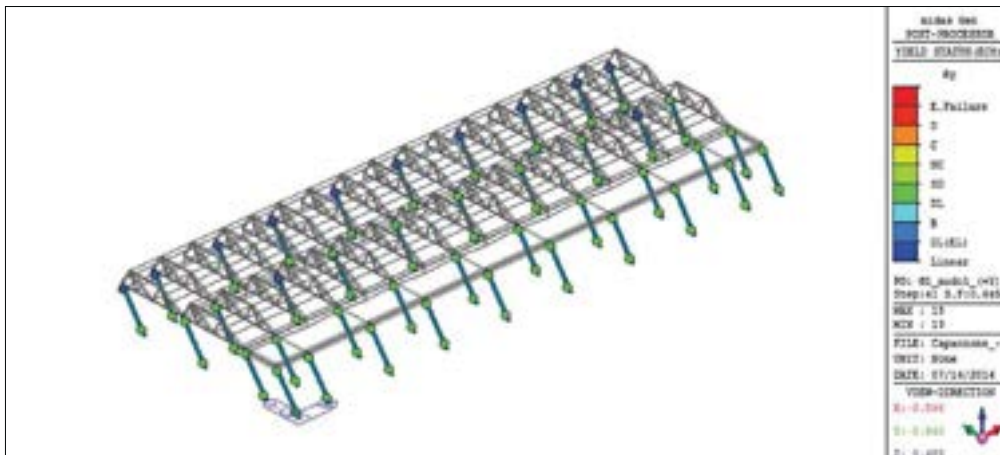


Figura 26
Stato di plasticizzazione delle
cerniere plastiche, Capannone
2-3 - Gruppo 1, direzione
trasversale.

Dai risultati ottenuti si evince che tutti gli indicatori di rischio allo SLV (stato limite di Salvaguardia della Vita) risultano superiori all'unità; si nota inoltre una maggiore capacità della struttura per sisma diretto secondo l'asse Y del sistema di riferimento. Allo SLC (Stato Limite di Collasso) la post-elaborazione dei dati ha restituito un indice di rischio leggermente inferiore all'unità per due degli otto casi di carico di Push-over analizzati.

In conclusione il Capannone 1 presenta **indice di rischio** allo SLV **pari a 1.12** e allo SLC **pari a 0.93**.

Tabella 5 - Sintesi degli indici di rischio Capannone 2-3

	SLV	SLC
IR	6.18	4.87
IR	1.20	0.95
IR	2.06	1.67
IR	5.85	4.61
IR	5.17	5.01
IR	1.19	0.94
IR	1.96	1.50
IR	5.43	4.28

10.3 Fabbricato B

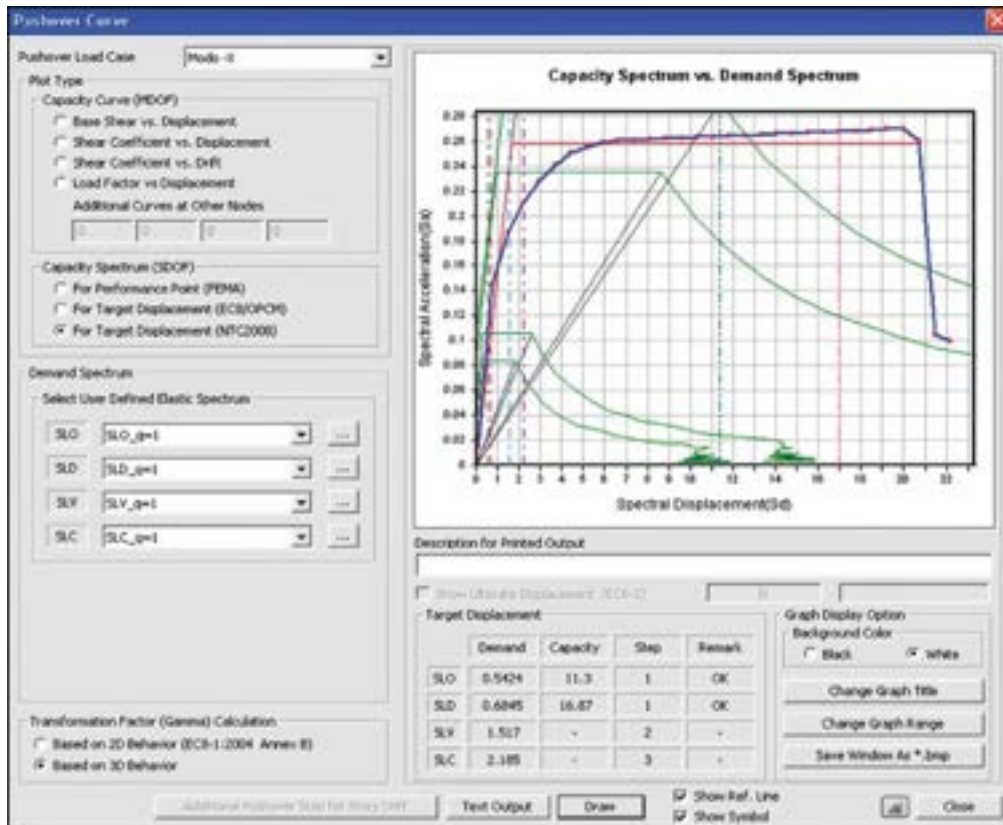


Figura 27
Curva di capacità, Fabbricato
B - Gruppo 1, direzione
longitudinale.

Figura 28
Stato di plasticizzazione delle
cerniere plastiche, Fabbricato
B - Gruppo 2, direzione
longitudinale step 25.



Tabella 5 - Sintesi degli indici di rischio Fabbricato B

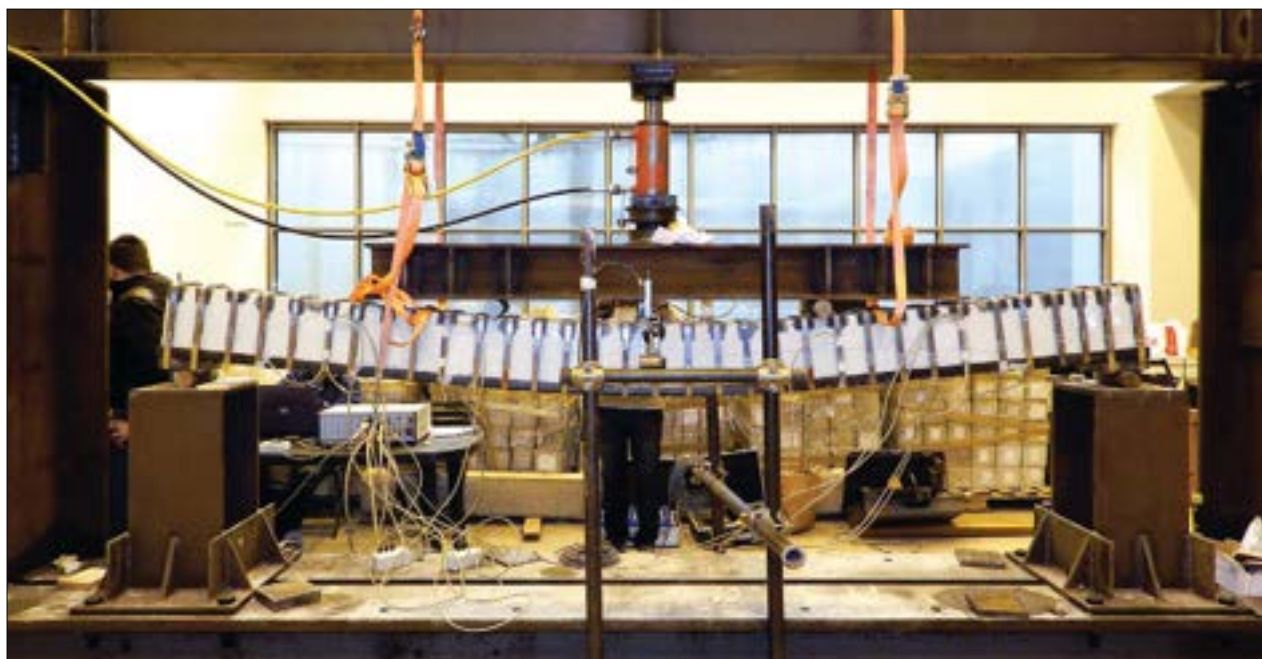
	SLO	SLD	SLV
IR	6.67	7.37	3.30
IR	16.22	18.01	8.31
IR	7.21	8.14	3.60
IR	8.18	10.08	4.63
IR	4.62	4.69	4.29
IR	16.37	18.18	8.31
IR	6.81	8.14	3.71
IR	8.72	9.81	4.36

Dai risultati degli indici di rischio ricavati si vede come tutti i valori ottenuti per i diversi stati limite e per tutte le combinazioni di analisi siano superiori all'unità. Si attribuiscono dunque alla struttura gli indici di rischio minori corrispondenti alla combinazione G1_mod0_(-X).

In conclusione il Capannone 1 presenta **indice di rischio** allo **SLO pari a 6.67**, allo **SLD pari a 7.37** e allo **SLV pari a 3.30**.

Prove sperimentali su travi in c.a. rinforzate con metodo CAM[®]: valutazione dei meccanismi di flessione (parte 2)

Mauri Cilia¹, Ines Cipolla², Piero Colajanni³, Roberto Marnetto⁴, Antonio Recupero⁵, Nino Spinella⁶ ■



Nome dell'opera/progetto:

Inserito nel contesto del Progetto di Ricerca INnovazione del CAM[®]
Mediante Impiego di Nuove Opzioni di processo

Tipo di progetto:

Prove sperimentali su travi in c.a. rinforzate con sistema CAM[®]

Responsabile scientifico:

Ing. Roberto Marnetto

Organizzazioni coinvolte:

Università degli Studi di Messina

Università coinvolte:

Università degli Studi di Messina

Imprese coinvolte:

CHIMETEC S.a.s. (Ragusa), ABI S.r.l. (Ragusa)

1. Introduzione

Nel presente contributo sono descritti e valutati criticamente i risultati discendenti da un lavoro finalizzato allo studio del comportamento di travi in calcestruzzo armato (c.a.) rinforzate mediante il sistema CAM[®]. Il lavoro è inserito nell'ambito del progetto di ricerca IN.CAM.M.I.N.O., acronimo di INnovazione del CAM[®] Mediante Impiego di Nuove Opzioni di processo, che ha visto coinvolte l'Università degli Studi di Messina, CHIMETEC S.a.s. e ABI S.r.l. di Ragusa. In particolare sono stati studiati il comportamento, l'evoluzione del danneggiamento ed i possibili meccanismi di rottura di quindici travi in c.a. in scala reale rinforzate mediante un sistema di nastri in acciaio di spessore 0.9 mm e larghezza 19 mm ed elementi in acciaio frapposti tra i manufatti e i nastri, come angolari e piastre imbutite (Figura 1). È stato pianificato di studiare i meccanismi di rottura per flessione e misto taglio-flessione. In questo secondo contributo verrà esaminato il primo dei meccanismi indicati. Il meccanismo misto taglio-flessione è stato descritto nel contributo

¹ Direttore Tecnico, Chimetec S.a.s., Ragusa - info@chimetec.com

² Dipendente, Chimetec S.a.s., Ragusa - info@chimetec.com

³ Professore Associato, Università di Palermo, Dip. Di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali (DICAM) - piero.colajanni@unipa.it

⁴ Responsabile Ricerca e Sviluppo, EdilCAM Sistemi S.r.l., Roma - r.marnetto@libero.it

⁵ Università di Messina - Dipartimento di Ingegneria - antonio.recupero@unime.it

⁶ Università di Messina - Dipartimento di Ingegneria - nino.spinella@unime.it

Prove sperimentali su travi in c.a. rinforzate con metodo CAM®: valutazione del comportamento a taglio contenuto nel numero 3 del 2015 di Progettazione Sismica. È utile ricordare, in questa parte introduttiva, che nelle applicazioni sulle travi in c.a. i nastri in acciaio, richiusi ad anello sopra o sotto solaio mediante una macchina capace di imprimere una pretesione regolabile, possono essere utilizzati sia come armatura aggiuntiva a taglio, sia come cono di pretesione aggiuntivo indotto per incrementare la resistenza a compressione. Il sistema comprende altresì angolari in acciaio bugnati, disposti agli spigoli dell'intradosso della trave per mezzo di malta. Gli angolari continui, resi solidali attraverso la malta di collegamento e l'attrito generato dal pretesionamento dei nastri, consentono sia di aumentare la capacità flessionale della trave, sia di ridurre gli attriti durante la messa in tensione dei nastri.

2. Organizzazione del progetto

La sperimentazione ha avuto luogo presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina. Il ruolo di gestione della strategia operativa nello sviluppo del progetto e di raccordo con altre aziende (ABI S.r.l.) è stato ricoperto da CHIMETEC S.a.s. L'Università di Messina ha partecipato alle scelte progettuali ed operative, alla valutazione dei risultati delle prove ed alle definizioni di processo.

A.B.I. S.r.l. ha condotto la parte più specificatamente operativa, rivestendo di fatto il ruolo di componente applicativa del sistema, ed ha fornito il necessario supporto nelle fasi di allestimento e smantellamento delle prove presso il laboratorio sperimentale. Il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina ha avuto altresì il compito di sviluppare, in concorso con il responsabile del progetto, i piani sperimentali, il progetto delle prove, la definizione delle attrezzature di complemento e delle apparecchiature necessarie. Ha curato l'allestimento e la conduzione delle prove, nonché l'acquisizione dei risultati. I prototipi di prova sono stati realizzati dalla Prefabbricati Sgarito s.r.l. sulle indicazioni progettuali sviluppate dalla componente tecnica (CHIMETEC S.a.s. e Università di Messina). Il calcestruzzo è stato fornito da UNICAL S.p.a.

3. Contesto e descrizione della campagna sperimentale

La campagna sperimentale prende in considerazione lo studio di 6 travi, da sottoporre a prove di flessione, aventi lunghezza $L = 325$ cm e sezione trasversale $B \times H = 15 \times 25$ cm; le travi sono state armate longitudinalmente con $(2+2) \phi 12$ e trasversalmente con $\phi 6/5$ cm agli appoggi e $\phi 6/10$ cm in mezzzeria; per le barre longitudinali e trasversali si è utilizzato l'acciaio B450; per il calcestruzzo si è appositamente utilizzato un calcestruzzo scadente di classe C12/15.

Le operazioni di preparazione alle prove sperimentali sono state:

1. la preparazione delle gabbie metalliche presso gli stabilimenti della Prefabbricati Sgarito s.r.l.;
2. il getto del calcestruzzo fornito dalla UNICAL s.p.a. ed effettuato presso gli stabilimenti della Prefabbricati Sgarito s.r.l. comprensivo di prelievo di 4 cubetti e 4 cilindri e prova del cono di Abrams;
3. disarmo delle travi e, sulle travi in cui era previsto il rinforzo, applicazione degli angolari e dei nastri in acciaio effettuato da parte della A.B.I. s.r.l.;
4. trasporto presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina.

Ultimate le fasi preparatorie, sono state effettuate le prove secondo il seguente cronoprogramma:

Data	Descrizione delle operazioni	
13/01/2014	Prova a flessione della trave senza rinforzo	FX NR_1
20/01/2014	Prova a flessione della trave senza rinforzo	FX NR_2
20/01/2014	Prova a flessione della trave con rinforzo	FX 3N P10_1
24/01/2014	Prova a flessione della trave con rinforzo	FX 3N P20_1
24/01/2014	Prova a flessione della trave con rinforzo	FX 3N P20_2
28/01/2014	Prova a flessione della trave con rinforzo	FX 3N P10_2

4. Risultati delle prove

4.1 Prove a flessione

Sei travi sono state portate a rottura mediante una prova a flessione su quattro punti, utilizzando un banco di prova costituito da un telaio di contrasto in acciaio ancorato alla soletta del laboratorio e da una struttura di carpenteria per applicare e ripartire il carico. I due punti di carico, come si vede in Figura 1, sono realizzati mediante cilindri di acciaio; tra i cilindri e la trave così come tra i cilindri e la struttura di ripartizione sono state posizionate piastre di acciaio con il compito di uniformare e distribuire il carico. I due punti di applicazione del carico distano tra loro 1.10 m. Gli appoggi sono realizzati in modo analogo: due cilindri, posti alla distanza di 3.10 m, hanno il compito di realizzare un vincolo in semplice appoggio. Anche qui sono state utilizzate piastre di acciaio per la ripartizione del carico.

Il carico è stato applicato mediante un martinetto idraulico collegato al telaio di contrasto (Figura 2).

Il sistema di acquisizione dei dati è costituito da una centralina della HBM, modello MGCPlus, in grado di acquisire simultaneamente 64 estensimetri a resistenza, 8 segnali in volt (eventuali celle di carico esterne) e 4 segnali a ponte intero (eventuali trasduttori induttivi esterni); la centralina si interfaccia con l'utente attraverso il software CATMAN fornito dalla stessa HBM. Durante la prova a flessione, sono state studiate due travi per ciascuna delle seguenti configurazioni:

- trave senza alcun rinforzo (FX-NR);
 - trave avente come rinforzo angolari continui all'intradosso e tre nastri sovrapposti disposti con passo 100 mm (FX-3N-P10);
 - trave avente come rinforzo angolari continui all'intradosso e tre nastri sovrapposti disposti con passo 200 mm (FX-3N-P20).
- Gli angolari impiegati hanno dimensioni 40x40x4 mm in acciaio S235. I nastri utilizzati hanno larghezza pari a 19 mm e spessore 9 mm, in acciaio inox.

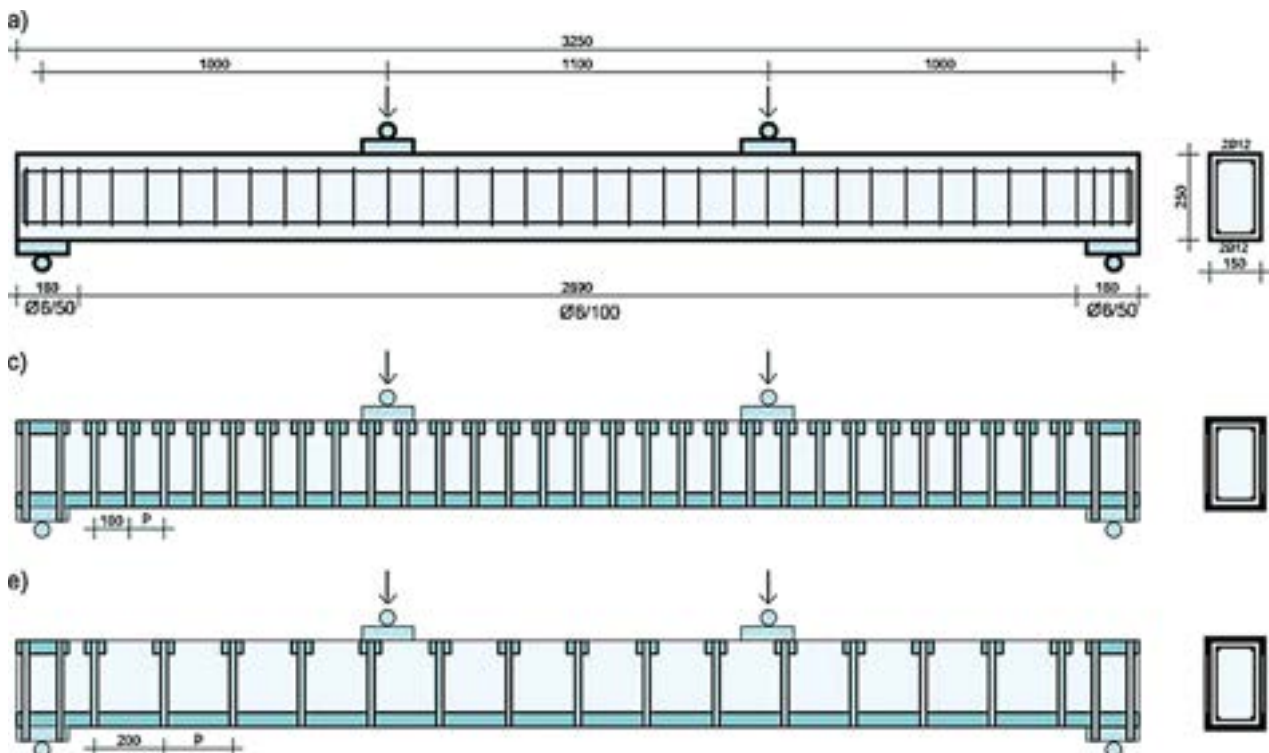


Figura 1
Schema raffigurante le tre tipologie di provini (in alto).

Figura 2
Telaio di prova.

4.2 Risultati attesi

I valori analitici di carico e momento resistente delle travi sono stati calcolati in funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali ottenute dalle prove di compressione del calcestruzzo e dalle prove di trazione sugli acciai.

La valutazione analitica del momento resistente è stata effettuata considerando:

- la sola presenza degli angolari in trazione disposti all'intradosso delle travi;
- la presenza degli angolari in trazione e l'incremento di resistenza del calcestruzzo indotto dal confinamento realizzato con i nastri in acciaio.

I valori attesi ottenuti sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1 - Risultati attesi

Descrizione trave	f_{cd} [N/mm ²]	Carico 2 P _{MAX} [kN]	Momento M _{Rd} [kNm]
FX NR	11.05	50.19	25.10
FX 3N P10 (angolari)	11.05	110.72	55.36
FX 3N P10 (angolari+confinamento)	17.39	124.21	62.10
FX 3N P20 (angolari)	11.05	110.72	55.36
FX 3N P20 (angolari+confinamento)	12.68	122.45	61.23

4.3 Trave nuda

La prova a flessione della trave nuda ha lo scopo di valutare lo zero di riferimento per le successive prove in cui si è introdotto il sistema CAM® come rinforzo per armatura aggiuntiva a trazione.

Nel corso della prova a flessione sono state rilevate: il carico applicato dall'attuatore idraulico, lo spostamento verticale tramite n. 2 trasduttori di spostamento tipo LVDT posti in mezzzeria e la rotazione della sezione agli appoggi.

I dati di prova sono stati registrati con continuità mediante un sistema di acquisizione ed elaborazione dati gestito da un computer.

Le due travi testate (FX NR_1 e FX NR_2) hanno raggiunto la rottura rispettivamente con dei valori di momento resistente pari a 22.83 kNm e 22.52 kNm avendo assegnato al martinetto idraulico dei carichi ultimi pari di 45.67 kN nel primo caso e di 45.05 kN nel secondo caso.

La rottura in entrambi i casi, come si vede dalle Figure 5 e 6, consiste nella formazione delle classiche fessure a pettine.

Il valore dei momenti resistenti ottenuti durante le prove è rispondente a quanto atteso.

L'analisi dei grafici riportati in termini di momento-spostamento in mezzzeria mostra un comportamento molto buono delle sezioni, in cui, è chiaro nel tratto post-elastico il comportamento delle barre disposte come armatura inferiore (Figura 7).

Figura 3
Cilindri in acciaio per realizzare il vincolo d'appoggio semplice e come punti di carico.





Figura 4
Setup di prova.



Figura 5
Trave flessa durante il test.



Figura 6
Meccanismo di rottura.

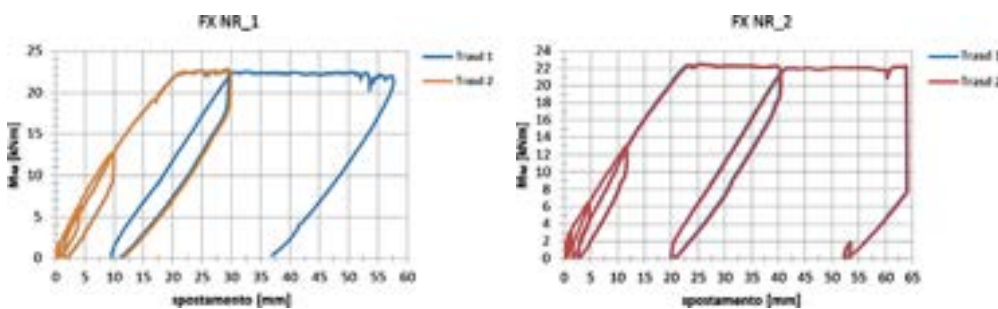


Figura 7
Momento-spostamento della trave FX NR_1 e della trave FX NR_2.

4.4 Trave rinforzata con passo 10 cm

La prova a flessione delle travi rinforzate con angolari continui all'intradosso e tre nastri sovrapposti disposti con passo 100 mm ha lo scopo di (Figura 8):

- valutare il contributo a flessione dell'angolare in acciaio S235 di dimensioni 40x40x4 mm disposto all'intradosso della trave;
- verificare se l'aderenza tra angolare e calcestruzzo possa influenzare il contributo a flessione offerto dall'angolare;
- verificare se il passo dei nastri possa influenzare l'aderenza;
- valutare il contributo del rinforzo nel confinamento indotto.

Nel corso delle prove sono state rilevate le seguenti grandezze fisiche:

- il carico applicato dall'attuatore idraulico;
- lo spostamento verticale mediante n. 2 trasduttori di spostamento tipo LVDT posti in mezzzeria;
- la rotazione della sezione agli appoggi;
- lo stato tensionale e deformativo degli angolari disposti all'intradosso della trave. Sono stati utilizzati n. 12 strain gauges per trave, n. 6 per angolare.

I dati di prova sono stati registrati con continuità mediante un sistema di acquisizione ed elaborazione dati gestito da un computer. Nella Figura 8 è riportata la disposizione della strumentazione di prova.

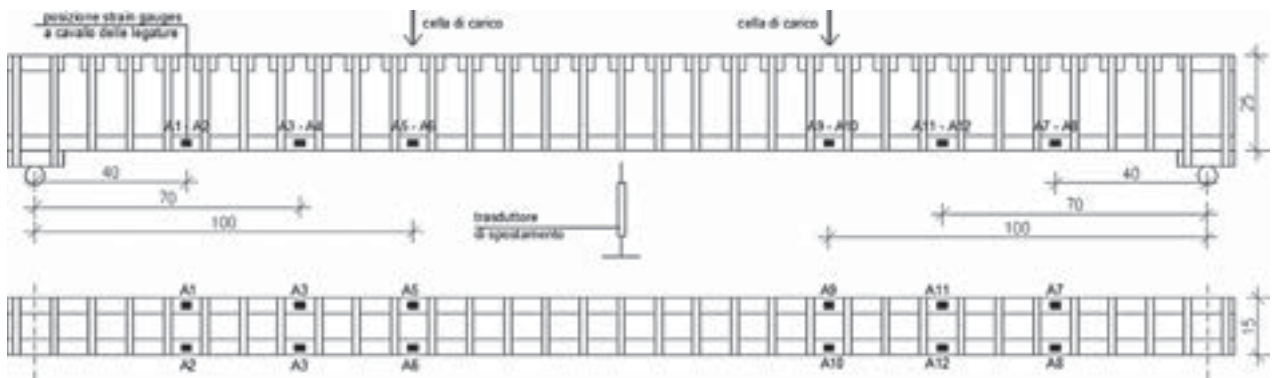


Figura 8
Schema disposizione
strumentazione di prova
(in alto).

Figura 9
Fotografia a raffigurante
la disposizione della
strumentazione di prova.



Figura 10
Foto disposizione
strumentazione di prova.



La trave FX 3N P10_1 è giunta a rottura con un valore di momento resistente pari a 58.58 kNm, e avendo assegnato al martinetto idraulico un carico ultimo pari a 117.16 kN. La rottura è avvenuta con la formazione delle classiche fessure a pettine. Il valore di momento resistente ottenuto durante la prova è rispondente a quanto atteso (Figura 11).

La trave FX 3N P10_2 è giunta a rottura con un valore di momento resistente pari a 61.62 kNm, e avendo assegnato al martinetto idraulico un carico ultimo pari a 123.24 kN. La rottura è avvenuta con la formazione delle classiche fessure a pettine. Il valore di momento resistente ottenuto durante la prova è rispondente a quanto atteso (Figura 13).

Dal confronto dei risultati analitici con quelli sperimentali, si osserva inoltre come il sistema CAM® con angolari all'intradosso e nastri in acciaio di cerchiaggio abbia effetto sul valore del momento resistente della trave, in quanto apporta sia un incremento di armatura a trazione sia un incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del confinamento indotto. Considerando per l'acciaio dell'angolare un legame costitutivo elastico perfettamente plastico, dalle deformazioni è stato



Figura 11
Provino FX 3N P10_1 sotto carico durante il test (in alto).

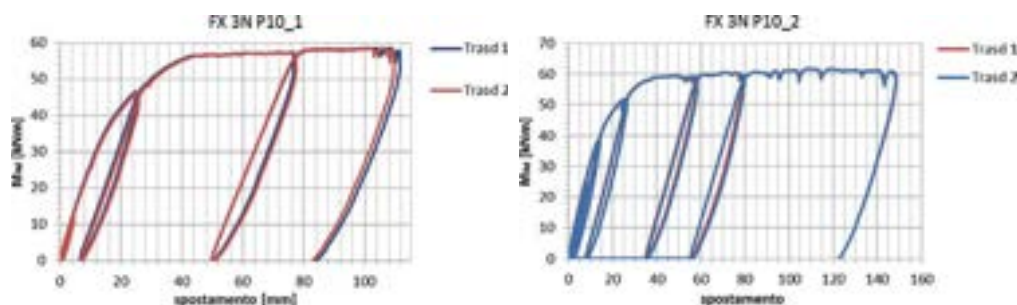


Figura 12
Momento-spostamento della trave FX 3N P10_1 e della trave FX 3N P10_2.

Tabella 2 - Confronto tra i risultati attesi e i risultati ottenuti nella prova FX 3N P10_1

Descrizione Trave	Momento atteso $M_{Rd, atteso}$ [kNm]	Carico di prova $2P_{MAX}$ [kN]	Momento di prova $M_{Rd, prova}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd, prova}}{M_{Rd, atteso}}$
FX 3N P10_1 (angolari)	55,36	117,16	58,58	1,06
FX 3N P10_1 (angolari+confinamento)	62,10			0,94

Tabella 3 - Confronto tra i risultati attesi e i risultati ottenuti nella prova FX 3N P10_2

Descrizione Trave	Momento atteso $M_{Rd, atteso}$ [kNm]	Carico di prova $2P_{MAX}$ [kN]	Momento di prova $M_{Rd, prova}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd, prova}}{M_{Rd, atteso}}$
FX 3N P10_2 (angolari)	55,36	123,24	61,62	1,11
FX 3N P10_2 (angolari+confinamento)	62,10			0,99

Figura 13
Provino FX 3N P10_2 esso
durante il test.



Figura 14
Meccanismo di rottura.

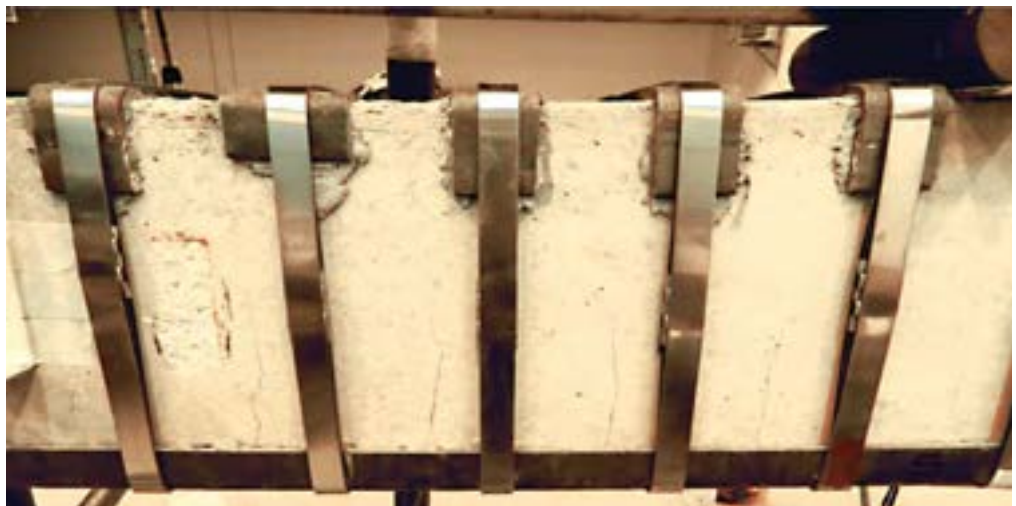
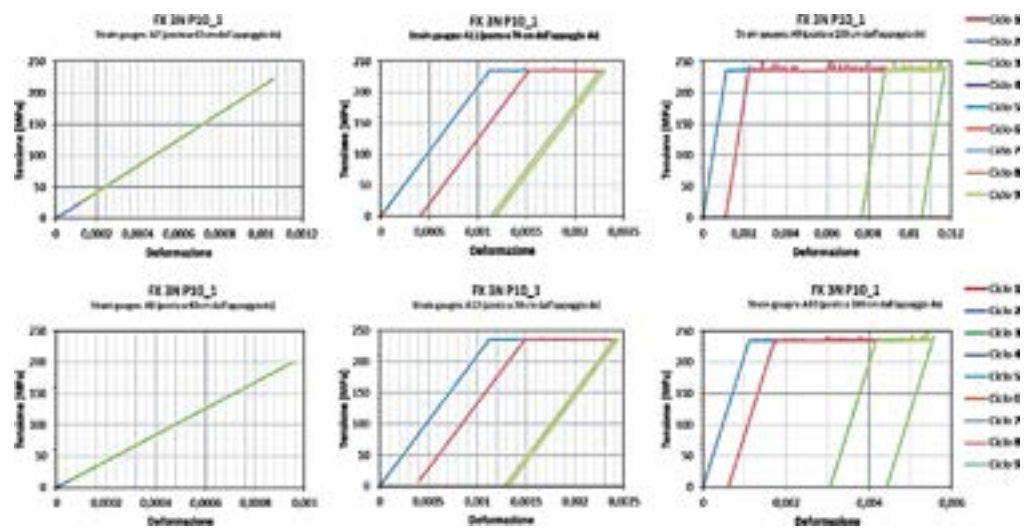


Figura 15
Stato tensionale registrato a
40,70 e 100 cm dagli appoggi
registrato dagli strain gauges
posizionati sugli angolari in
acciaio della trave.



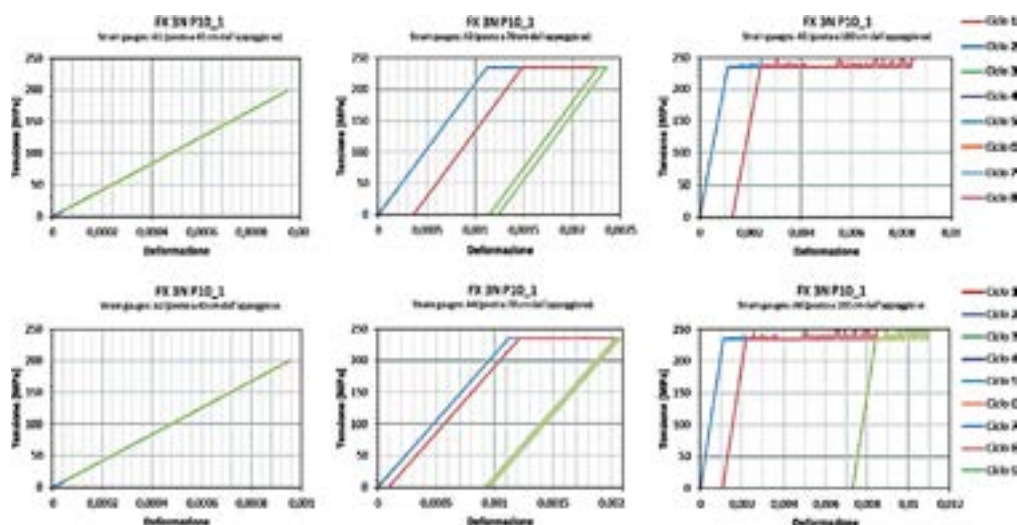


Figura 15
Stato tensionale registrato a 40,70 e 100 cm dagli appoggi registrato dagli strain gauges posizionati sugli angolari in acciaio della trave.

Figura 16
Schema disposizione strumentazione di prova (in basso).

possibile risalire allo stato tensionale degli angolari a 40 cm dagli appoggi, a 70 cm dagli appoggi e a 100 cm dagli appoggi, e si è potuto notare (Figura 15) che a partire dalle sezioni distanti 70 cm dagli appoggi, gli angolari abbiamo raggiunto, in entrambi i casi, la tensione di snervamento.

4.5 Trave rinforzata con passo 20 cm

La prova a flessione delle travi rinforzate con angolari continui all'intradosso e tre nastri sovrapposti disposti con passo 200 mm ha lo scopo di:

- valutare il contributo a flessione dell'angolare in acciaio S235 di dimensioni 40x40x4 mm disposto all'intradosso della trave;
- verificare se l'aderenza tra angolare e calcestruzzo possa influenzare il contributo a flessione offerto dall'angolare;
- verificare se il passo dei nastri possa influenzare l'aderenza;
- valutare il contributo del rinforzo nel comportamento indotto.

Nel corso delle prove sono state rilevate le seguenti grandezze fisiche:

- il carico applicato dall'attuatore idraulico;
- lo spostamento verticale mediante n. 2 trasduttori di spostamento tipo LVDT posti in mezzzeria;
- la rotazione della sezione agli appoggi;
- lo stato tensionale e deformativo degli angolari disposti all'intradosso della trave. Sono stati utilizzati n. 12 strain gauges per trave, n. 6 per angolare.

I dati di prova sono stati registrati con continuità mediante un sistema di acquisizione ed elaborazione dati gestito da un computer. Nella Figura 16 è riportata la disposizione della strumentazione di prova.

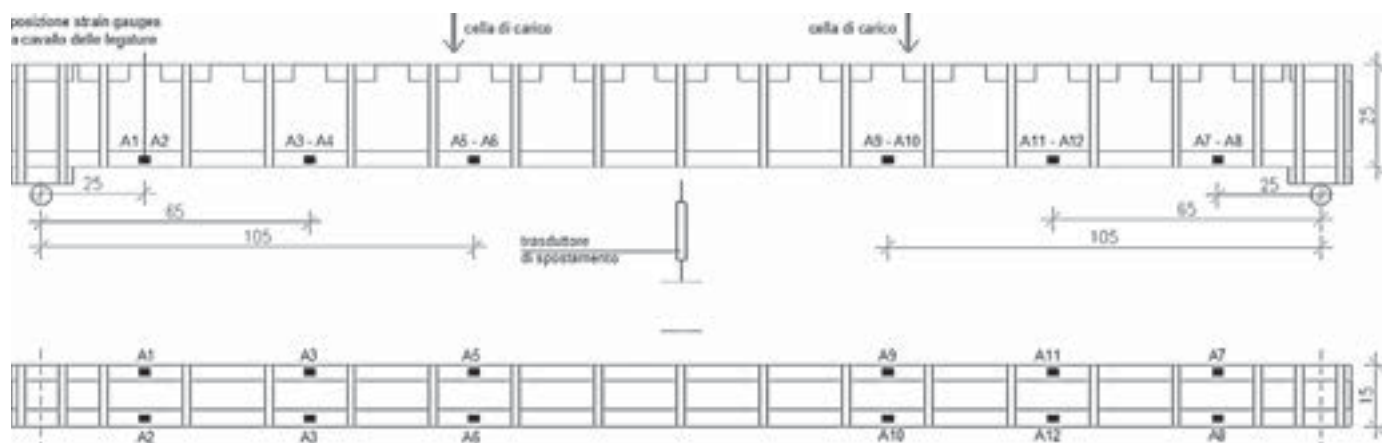
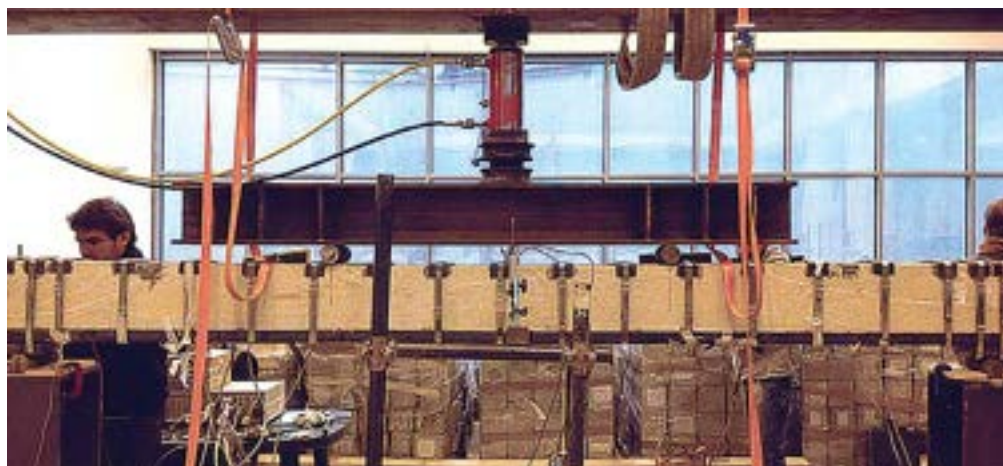


Figura 17
Foto setup di prova.



La trave FX 3N P20_1 è giunta a rottura con un valore di momento resistente pari a 58.81 kNm, e avendo assegnato al martinetto idraulico un carico ultimo pari a 117.62 kN. Il valore di momento resistente ottenuto durante la prova è rispondente a quanto atteso. Il CAM® interviene sia con un incremento di armatura a trazione sia con un incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del confinamento indotto.

Figura 18
Meccanismo di rottura.

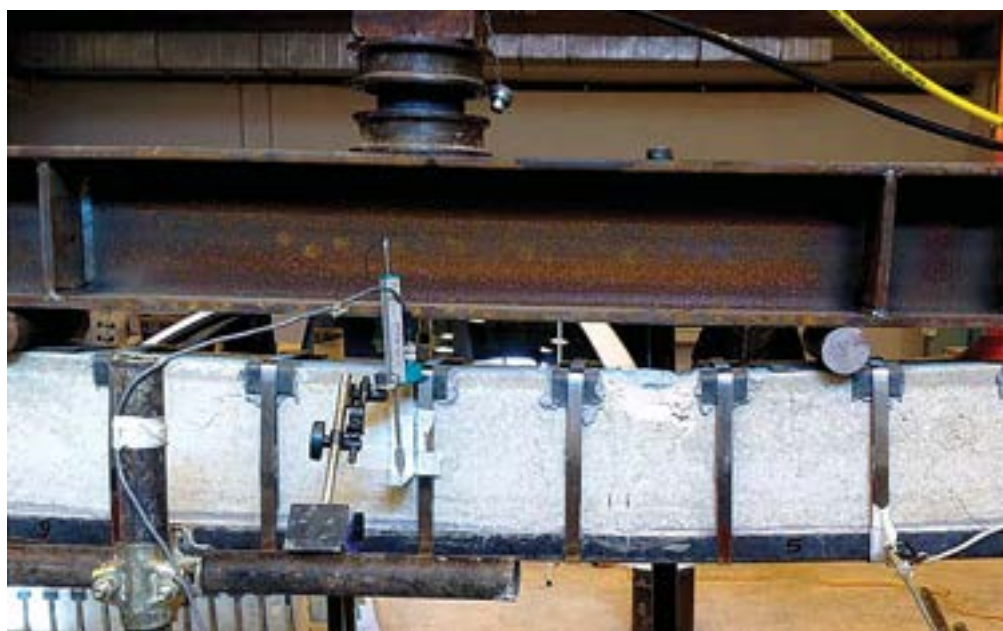


Figura 19
Rottura corrente compresso
(a sinistra).

Figura 20
Rottura corrente compresso e
instabilizzazione delle barre
(a destra).





Figura 21
Meccanismo di rottura.

Figura 22
Lesione a taglio.

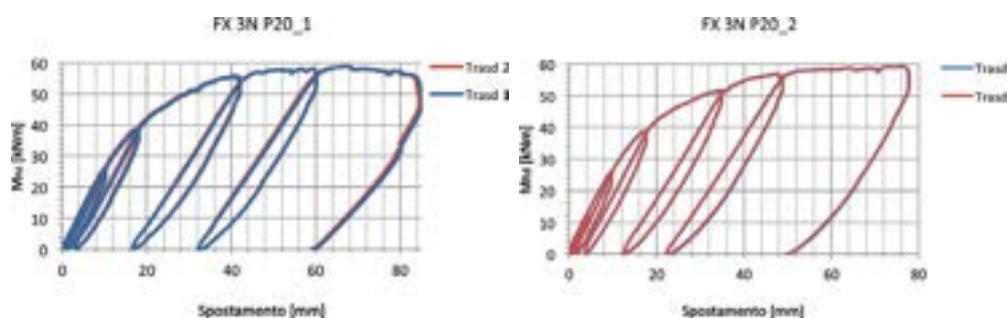


Figura 23
Momento-spostamento della trave FX 3N P20_1 e della trave FX 3N P20_2.

Tabella 4 - Confronto tra i risultati attesi e i risultati ottenuti nella prova FX 3N P20_1

Descrizione Trave	Momento atteso $M_{Rd, atteso}$ [kNm]	Carico di prova $2P_{MAX}$ [kN]	Momento di prova $M_{Rd, prova}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd, prova}}{M_{Rd, atteso}}$
FX 3N P20_1 (angolari)	55,36	117,62	51,81	1,06
FX 3N P20_1 (angolari+con namento)	61,23			0,96

Tabella 5 - Confronto tra i risultati attesi e i risultati ottenuti nella prova FX 3N P20_2

Descrizione Trave	Momento atteso $M_{Rd, atteso}$ [kNm]	Carico di prova $2P_{MAX}$ [kN]	Momento di prova $M_{Rd, prova}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd, prova}}{M_{Rd, atteso}}$
FX 3N P20_2 (angolari)	55,36	118,53	59,26	1,07
FX 3N P20_2 (angolari+con namento)	61,23			0,97

La trave FX 3N P20_2 è giunta a rottura con un valore di momento resistente pari a 59.26 kNm, e avendo assegnato al martinetto idraulico un carico ultimo pari a 118.53kN. Il valore di momento resistente ottenuto durante la prova è rispondente a quanto atteso. Anche in questo caso, il CAM® interviene sia con un incremento di armatura a trazione sia con un incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo per effetto del con namento indotto.

5. Conclusioni

Una campagna sperimentale è stata condotta per valutare la resistenza a flessione e a taglio di travi in c.a. rinforzate mediante sistema CAM®. In questo contributo è stata valutata la resistenza a flessione di 6 travi di cui 2 senza alcun rinforzo e 4 provviste di 2 tipi differenti di rinforzo.

Figura 24
Deformazione residua della trave.



Figura 25
Lesioni a taglio.



Figura 26
Schiacciamento del corrente superiore compresso.



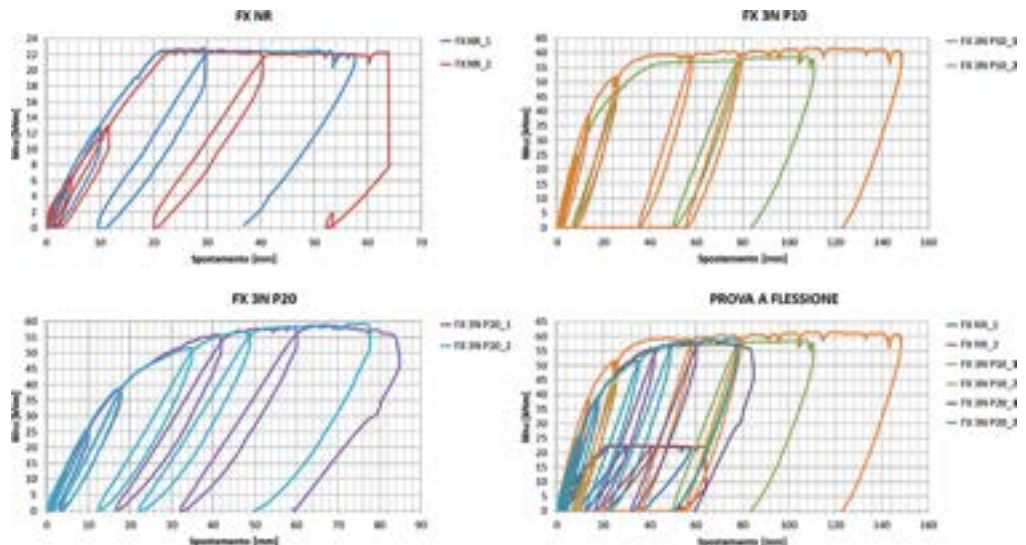
Sulla base dei dati ottenuti, e discussi all'interno dell'articolo, è emerso quanto segue: il valore del momento resistente ottenuto dalle prove è estremamente stabile, come mostrano i grafici momento-spostamento in mezzeria.

Le due travi non rinforzate (FX NR) sono giunte a rottura con lo stesso valore di momento resistente e con un analogo comportamento al collasso (Figura 27). Le curve di capacità mostrano quanto detto.

Le due travi rinforzate con 3 nastri ogni 10 cm (FX 3N P10) hanno raggiunto lo stesso carico di rottura, con un meccanismo di collasso analogo (formazione di lesioni a flessione). Anche in questo caso, le curve di capacità sono perfettamente sovrapponibili. In ultimo, le due travi rinforzate con 3 nastri ogni 20 cm (FX 3N P20) hanno raggiunto lo stesso carico di rottura e con il medesimo meccanismo di collasso. Rispetto alle prove condotte sulle travi FX 3N P10, in cui il meccanismo di rottura è stato di pura flessione, in quest'ultime, essendo il passo dei nastri più rado e quindi avendo una resistenza a taglio più bassa, si sono generate delle lesioni da flessione e taglio, con lo schiacciamento del corrente superiore compresso e lesioni che nascono dal bordo inferiore teso con direzione verticale e si propagano verso il centro inclinandosi via via, fino a raggiungere i 45° in corrispondenza dell'asse neutro (Figure 18, 19, 20, 21, 22 e Figure 25, 26).

Il miglioramento in termini di prestazione per effetto dell'angolare inferiore e del confinamento indotto è estremamente elevato. Rispetto alla trave priva di rinforzo, il sistema CAM® con n. 2 angolari di dimensione 40x40x4 mm in acciaio S235, consente un incremento di momento resistente del 160% quando il rinforzo prevede la fasciatura con 3 nastri ogni 20 cm, e un incremen-

Figura 27
Confronto valori momento-spostamento in mezzeria dei provini non rinforzati (in alto a sx) dei due provini rinforzati con passo 10 (in alto a dx) dei due provini con passo 20 (in basso a sx) e di tutti i provini (in basso a dx).



to di momento resistente del 165% quando il rinforzo prevede la fasciatura con 3 nastri ogni 10 cm.

I risultati sembrano non essere influenzati né dal passo dei nastri né dalla perdita di aderenza tra calcestruzzo e angolare. I nastri pretesi hanno contribuito ad evitare lo scorrimento degli angolari in acciaio rispetto al calcestruzzo, incrementando l'attrito tra l'armatura e il substrato. La Figura 28 mostra come nella malta di allettamento disposta per fissare l'angolare al calcestruzzo, vi siano le medesime lesioni riscontrate nel calcestruzzo. Ciò è indicativo che non vi è stato slittamento tra l'angolare e il calcestruzzo.

Un passo dei nastri più stretto induce solo un maggior incremento della resistenza del calcestruzzo con il nastro e impedisce l'espulsione del calcestruzzo in zona compressa.

Il confronto tra i risultati teorici e quelli sperimentali ha evidenziato come l'angolare disposto all'intradosso della trave interviene come armatura aggiuntiva a trazione, come il momento resistente della trave rinforzata calcolato analiticamente è confrontabile con quello determinato sperimentalmente, indice che non è imputabile una riduzione di resistenza flessionale dovuta alla perdita di aderenza tra l'angolare e il calcestruzzo; come il cerchiaggio dei nastri in acciaio intervenga come incremento di resistenza a compressione del calcestruzzo e come il passo dei nastri sembri non influenzare in maniera sostanziale l'aderenza.



Figura 28
Lesioni formatesi nella malta di allettamento.

Tabella 6 - Confronto dei risultati analitici con quelli delle prove sperimentali

Descrizione Trave	Valori di Prova	Valori Analitici		Confronto	
	Momento	Momento (Angolare)	Momento (Angolare+Con namento)	(Angolare)	(Angolare+Con namento)
	$M_{Rd,prova}$ [kNm]	$M_{Rd,prova}$ [kNm]	$M_{Rd,prova}$ [kNm]	$\frac{M_{Rd,prova}}{M_{Rd,atteso}}$	$\frac{M_{Rd,prova}}{M_{Rd,atteso}}$
FX NR_1	22,83		25,10		0,91
FX NR_2	22,52		25,10		0,90
FX 3N P10_1	58,58	55,36	62,10	1,06	0,94
FX 3N P10_2	61,62	55,36	62,10	1,11	0,99
FX 3N P20_1	58,81	55,36	61,23	1,06	0,96
FX 3N P20_2	59,26	55,36	61,23	1,07	0,97

Tabella 7 - Confronto incrementi di resistenza travi rinforzate

Descrizione Trave	Momento $M_{Rd,prova}$ [kNm]	Incremento Rispetto a FX NR_1	Incremento Rispetto a FX NR_2	Incremento Rispetto a FX 3N P20_1	Incremento Rispetto a FX 3N P20_2
FX NR_1	22,83				
FX NR_2	22,52				
FX 3N P20_1	58,81	158%	161%		
FX 3N P20_2	59,26	160%	163%		
FX 3N P10_1	58,58	157%	160%	0%	0%
FX 3N P10_2	61,62	170%	174%	5%	4%

Mantieniti collegato con

Progettazione Sismica



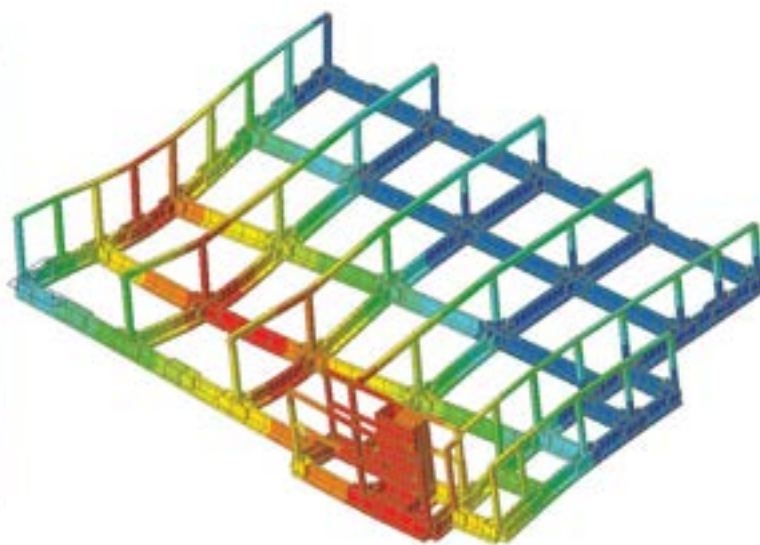
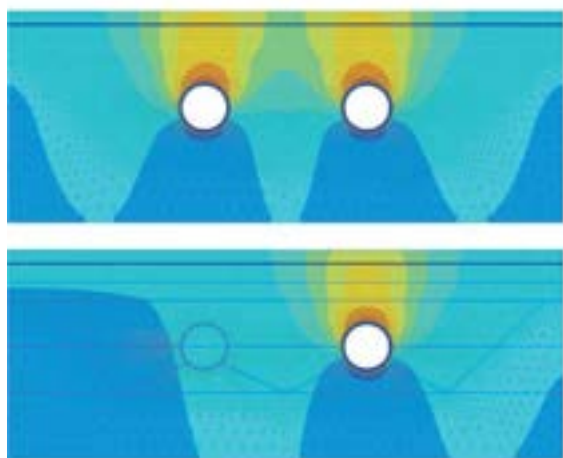
follow us



www.progettazionesismica.it

Effetti della realizzazione e dell'esercizio di una galleria ferroviaria su un edificio prefabbricato esistente – Parte I: effetti della subsidenza da scavo

Alessandro Desimoni¹, Lorenzo Leoni², Martino Leoni³ ■



Nome dell'opera/progetto:

Edificio prefabbricato esistente

Tipo di progetto:

Analisi degli effetti della subsidenza da scavo

1. Sommario

La costruzione e il successivo esercizio di una galleria ferroviaria sotterranea determinano inevitabili effetti sul terreno circostante, che possono manifestarsi sia al piano campagna, interessando eventuali fabbricati esistenti in superficie. Durante la fase di scavo della galleria, in corrispondenza del piano campagna si può talvolta osservare la formazione di un bacino di subsidenza più o meno esteso. Il fenomeno della subsidenza comporta, all'avanzare dello scavo, la formazione di cedimenti sulla superficie del terreno, i quali si possono ripercuotere sulle fondazioni e sulle strutture degli edifici sovrastanti. Durante il successivo esercizio ferroviario, il transito dei convogli genera onde vibrazionali che si irradiano nell'ambiente circostante e si propagano nel terreno sino a giungere, debitamente attenuate, alle fondazioni dei fabbricati esistenti e alla superficie libera del terreno. Tali vibrazioni possono produrre effetti negativi sia per il comfort delle persone presenti all'interno dei fabbricati che sulle strutture stesse. Il presente articolo descrive le analisi condotte su un edificio prefabbricato esistente interessato dallo scavo in profondità di una galleria ferroviaria e dimostra che l'utilizzo di

¹ Studio Tecnico Desimoni, Tortona (AL) - desi.ale@tor.it

² Wesig Geotecnica S.r.l., Massa (MS) - lorenzo.leoni@wesiggeotecnica.it

³ Wesig Geotecnica S.r.l., Genova (GE) - martino.leoni@wesiggeotecnica.it

analisi numeriche consente di cogliere il comportamento del terreno e dei fabbricati in modo più accurato e realistico rispetto ai tradizionali approcci.

Nella prima parte dell'articolo si analizzano gli effetti dello scavo della galleria sul fabbricato; la seconda parte verterà sugli effetti dell'esercizio ferroviario sul fabbricato.

Parole chiave: galleria sotterranea, subsidenza, analisi FEM geotecnica 3D, interazione scavo-struttura esistente, analisi con elementi a bre.

2. Introduzione

L'immobile oggetto dello studio è un edificio commerciale in struttura prefabbricata, di estensione planimetrica di 4000 m² circa e altezza massima 9.20 m, sviluppato prevalentemente su un unico livello, con una zona uffici a due piani posizionata in corrispondenza di uno spigolo del fabbricato.

La realizzazione dell'edificio risale al 2007 e adotta materiali e tecnologie costruttive tipici del periodo. Il progetto strutturale è stato redatto nel 2006, in conformità al D.M. 9 gennaio 1996 per le verifiche di sicurezza strutturale e al D.M. 16 gennaio 1996 relativamente alle azioni statiche e sismiche sulle strutture (il sito su cui sorge il fabbricato appartiene alla zona sismica 3). È disponibile ampia documentazione progettuale (esecutivi completi delle strutture di fondazione e elevazione, modelli di calcolo FEM globali e di dettaglio) e della fase di costruzione (certificati originali dei materiali, documentazione fotografica, as-built), fondamentale per adottare un livello di conoscenza accurato e poter eseguire le analisi strutturali dell'edificio esistente con metodi non lineari.

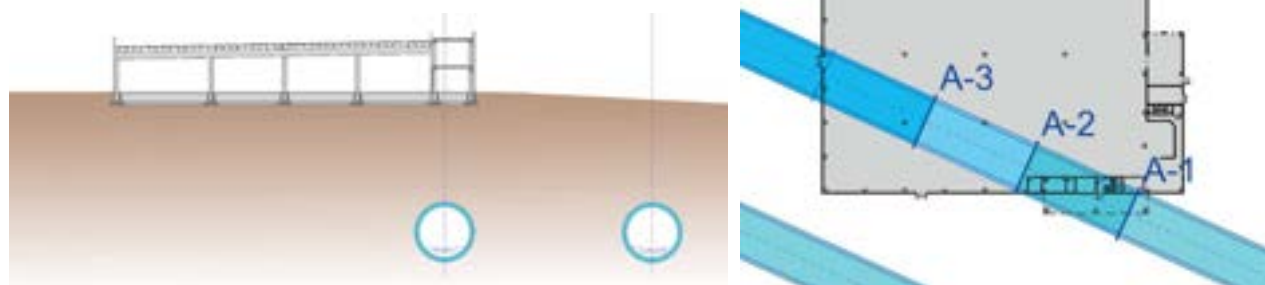
Il progetto definitivo di una linea ferroviaria ad alta velocità e alta capacità prevede il passaggio del tracciato, attraverso due gallerie, al di sotto del fabbricato; l'estradosso della calotta delle gallerie presenta un ricoprimento di terreno di circa 15.80 m rispetto al piano di posa delle fondazioni del fabbricato.

Si è reso quindi necessario valutare gli effetti indotti dallo scavo della galleria e del successivo esercizio ferroviario sul fabbricato ormai esistente.

Il presente studio è stato ultimato a fine 2011, quando il quadro normativo vigente era rappresentato dal D.M. 14 gennaio 2008 (NTC 2008); tuttavia, trattandosi di una procedura in corso da tempo, le verifiche strutturali sono state condotte ai sensi del quadro normativo previgente.

Nel presente documento, per attualizzare lo studio, le verifiche strutturali sono riferite alle NTC 2008.

Figura 1
Planimetria e sezione trasversale A-2 del fabbricato in studio con sovrapposto il tracciato delle gallerie ferroviarie. L'asse delle gallerie forma un angolo di 24° rispetto al lato lungo del fabbricato.



3. Descrizione del fabbricato esistente

Le strutture portanti verticali in calcestruzzo armato sono costituite da pilastri isostatici prefabbricati e dal nucleo scala gettato in opera. I pilastri sono disposti su una maglia 13.50 x 16.00 m; il nucleo scala presenta setti disposti lungo un perimetro rettangolare di 3.30 x 5.50 m.

La copertura, realizzata con elementi in calcestruzzo armato precompresso, è composta da tegoli binervati che poggiano su travi principali isostatiche con sezione ad I. Nella zona a due piani, si utilizzano travi di banchina ad L su cui poggiano

solai realizzati con lastre piane in c.a.p. (con soletta collaborante gettata in opera per il primo livello).

Nell'ipotesi di piano di copertura in nitamente rigido (assicurata dalle connessioni tra i tegoli e le travi di copertura), la struttura resistente alle azioni orizzontali può essere considerata come mista telaio-pareti. A causa dell'eccentricità del nucleo scale rispetto al baricentro delle masse dell'edificio, gli effetti torsionali dovuti alle azioni orizzontali sono piuttosto evidenti e ciò ha comportato, in fase progettuale, un opportuno irrigidimento di alcuni telai perimetrali, in modo da ricentrare il baricentro delle rigidità.



Figura 2
Modello di calcolo ad elementi finiti originale, utilizzato nel 2006 per la progettazione del fabbricato.

Il tamponamento esterno è realizzato tramite pannelli prefabbricati, posti in opera orizzontalmente e poggianti sui bicchieri dei pilastri di bordo; questi ultimi presentano interasse dimezzato rispetto ai pilastri centrali, per consentire il corretto posizionamento dei pannelli.

Le fondazioni del fabbricato sono costituite da un graticcio di travi rovesce, di sezione a T rovescio, di altezza complessiva e impronta sul terreno pari a 200 cm. In corrispondenza dell'intersezione sotto i pilastri, le travi si allargano (con una rastremazione dell'anima a coda di rondine) per poter accogliere il bicchiere per l'alloggiamento dei pilastri prefabbricati.

In fase progettuale, non potendo utilizzare fondazioni profonde, si è preferito adottare la soluzione a graticcio di travi anziché quella costituita da plinti collegati da travi di sezione ridotta, atte unicamente a contrastare le azioni orizzontali indotte dal sisma, sia per ottenere una migliore e più omogenea distribuzione delle pressioni sul terreno (che presenta non elevate caratteristiche di portanza), sia per limitare il più possibile i cedimenti differenziali.

Nel progetto originale è presente uno studio di dettaglio della zona di intersezione delle travi di fondazione, che ospita il bicchiere del pilastro prefabbricato (eseguito con il software 2S.I. Pro-Sap).

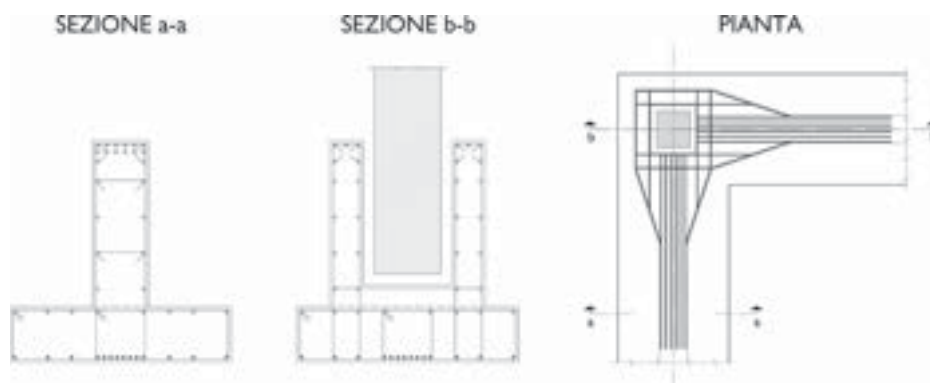
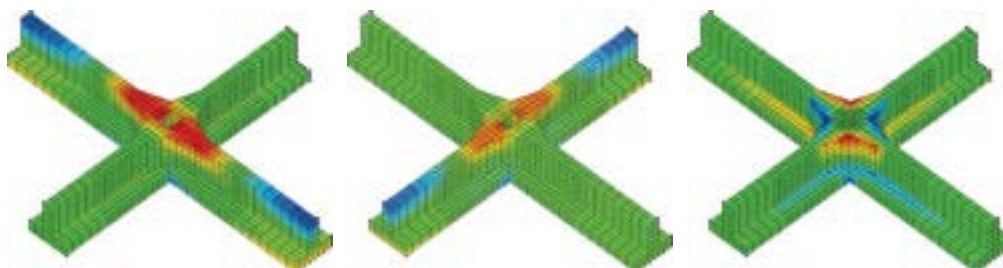


Figura 3
Disegni di armatura delle fondazioni del progetto originale del 2006.

Figura 4
Disegni di armatura delle
fondazioni del progetto
originale del 2006
(in basso).



Figura 5
Stress analysis del modello
FEM di dettaglio utilizzato
nel 2006 nella progettazione
delle fondazioni.

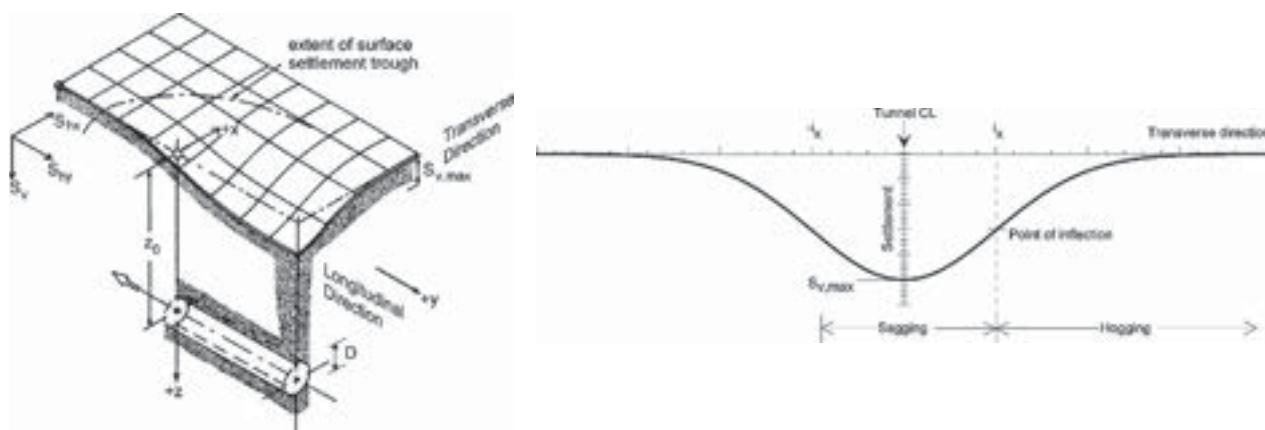


4. Il fenomeno della subsidenza da scavo

La costruzione di una galleria nel sottosuolo è inevitabilmente accompagnata da movimenti del terreno circostante e da una relativa variazione dello stato tensionale dello stesso.

In corrispondenza del piano di campagna, soprattutto qualora lo scavo sia poco profondo, si può manifestare la formazione di un bacino di subsidenza più o meno esteso, caratterizzato da cedimenti sulla superficie del terreno, i quali, a loro volta, si ripercuotono sulle fondazioni e sulle strutture degli edifici sovrastanti. In alto in Figura 6 è indicata schematicamente la formazione dei cedimenti in superficie all'avanzare dello scavo della galleria.

Figura 6
Bacino di subsidenza indotto
dall'avanzamento dello scavo
di una galleria e relativo
profilo trasversale.



La deformata in corrispondenza di una sezione ortogonale all'asse della galleria (in basso in Figura 6) ha un andamento molto prossimo ad una distribuzione normale gaussiana: un'idealizzazione, confermata da numerosi studi eseguiti, che consente notevoli vantaggi dal punto di vista matematico.

Gli spostamenti superficiali dipendono da molti fattori, tra i quali le modalità di scavo e le caratteristiche delle macchine utilizzate, la deformabilità dei terreni interessati, la variazione dello stato tensionale indotta dallo scavo o l'eventuale variazione delle condizioni idrauliche (circostanza, quest'ultima, da escludersi nel caso in esame in considerazione delle modalità di scavo previste e della tipologia dei terreni attraversati).

Nel presente studio la subsidenza viene analizzata secondo un approccio numerico 2D e 3D, che consente di circoscrivere il fenomeno nel contesto geologico in esame.

4.1 Analisi numerica geotecnica

Lo studio del fenomeno di subsidenza indotta dallo scavo della galleria viene affrontato per via numerica utilizzando i software a elementi finiti PLAXIS 2D versione 2011 e PLAXIS 3D TUNNEL versione 2.4.

Per quanto riguarda la geometria del problema, il modello bidimensionale include la posizione di entrambe le canne della galleria ferroviaria, ponendosi come obiettivo l'analisi comparativa tra l'effetto della doppia escavazione e il caso di scavo singolo; al contrario il modello tridimensionale, essendo principalmente volto a determinare forma ed estensione del catino di subsidenza in funzione dell'avanzamento longitudinale del tunnel, è stato invece costruito sfruttando la simmetria geometrica della singola canna, in condizioni di campo libero.

Il comportamento dei vari strati di terreno coinvolti, principalmente orizzonti alluvionali posti su un substrato marnoso, è stato simulato attraverso il modello costitutivo *Hardenig-Soil* (Schanz et al., 1999), un modello a doppia superficie di incrudimento, in grado di cogliere le deformazioni irreversibili legate sia a compressioni volumetriche che tensioni deviatoriche. Tutti i parametri costitutivi per il terreno impiegati nelle analisi sono ricavati o desunti dai risultati di indagini geognostiche eseguite nello specifico lotto di appartenenza del fabbricato in esame, integrando e confrontando tali dati con i risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati da indagini realizzate nelle aree limitrofe.

Lo scavo della galleria è previsto per mezzo di una *Tunnel Boring Machine* (TBM) con dispositivo di sostegno del fronte mediante circolazione dello stesso materiale di scavo fluidificato (sistema *Earth Pressure Balance*, EPB). I dati di input a disposizione riferiscono un foro caratterizzato da diametro netto interno di 8.60 m con un rivestimento generico di spessore pari a 75 cm, senza specificare se tale spessore sia costituito da un unico ordine di rivestimento o, come in genere avviene nel caso di utilizzo di ricorso a TBM con EPB, dalla sovrapposizione di due ordini, uno prefabbricato (temporaneo) e uno in calcestruzzo (permanente). Ai fini della presente analisi del fenomeno di subsidenza si è scelto di includere nel modello unicamente il supporto temporaneo, non essendo rilevante la ridistribuzione degli sforzi tra i vari ordini di rivestimento e ritenendo verosimilmente conclusa la perdita di volume in seguito della prima installazione. La modellazione del rivestimento temporaneo ha previsto l'adozione di elementi di volume definiti sulla base di un generico calcestruzzo armato classe C40/50. La rigidità del sostegno ha tenuto conto dell'indebolimento flessionale costituito dai giunti di connessione tra i segmenti prefabbricati (Muir Wood, 1975). Il comportamento meccanico delle interfacce tra rivestimento della galleria e terreno è stato assunto di tipo elastico-perfettamente plastico.

La simulazione delle operazioni di scavo della galleria ha visto la presenza della TBM nelle prime fasi di calcolo. La schematizzazione numerica bidimensionale della macchina è tradizionalmente basata su due contributi: un guscio circolare delle dimensioni dello scavo e caratterizzato da un valore di rigidità ben superiore rispetto al terreno circostante, con assegnata una massa volta a rappresentare il peso della TBM stessa. Tali aspetti di modellazione sono stati estesi anche al problema tridimensionale, con l'unica differenza rispetto al caso 2D che la pressione al fronte di scavo esercitata dal meccanismo EPB e la pressione imposta alla malta di intasamento del vuoto anulare prima dell'installazione del rivestimento primario sono state esplicitamente tenute in conto, così come i singoli componenti strutturali appartenenti alla TBM (Figura 7).

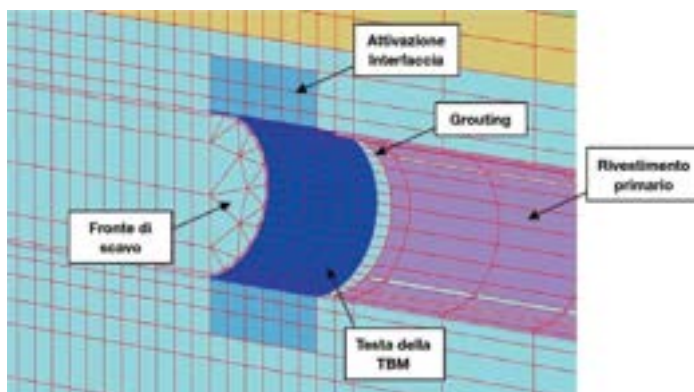
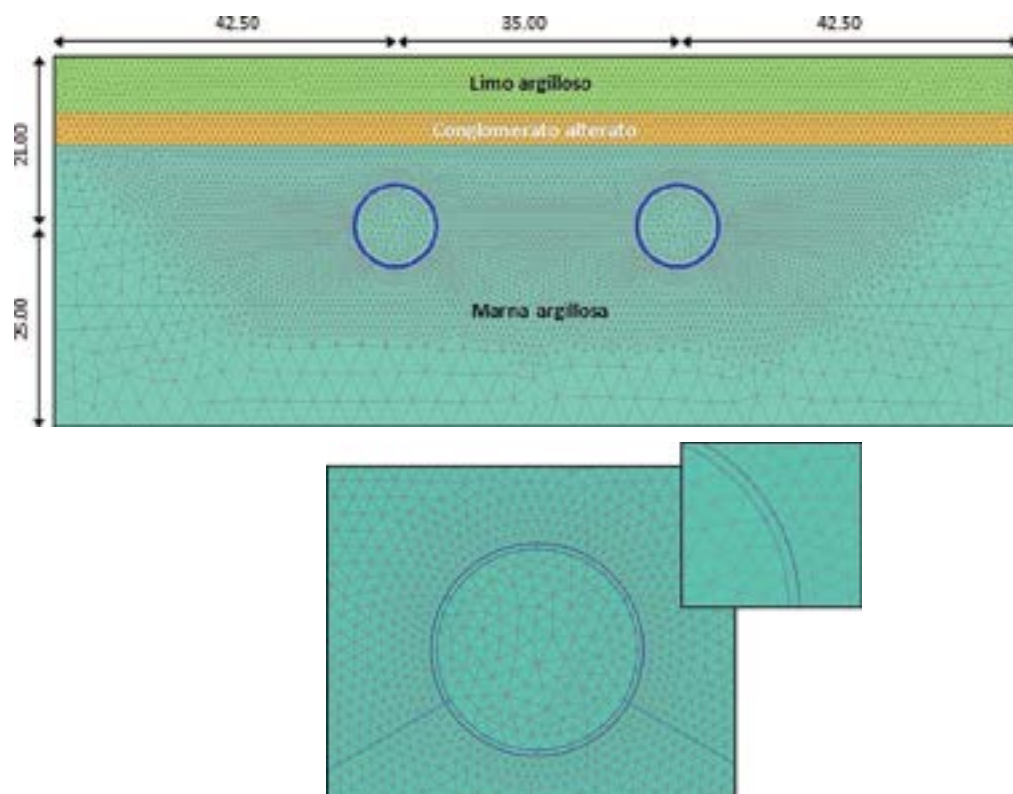


Figura 7
Dettaglio degli elementi strutturali nell'analisi 3D.

In Figura 8, in alto, è mostrata la mesh ad elementi finiti adottata per il calcolo dei cedimenti indotti dallo scavo della coppia di gallerie nello schema bidimensionale: 15182 elementi a sei nodi per un totale di 30927 nodi. La scelta di utilizzare elementi a sei nodi ha permesso di impiegare una mesh più raffinata rispetto a quella che sarebbe risultata dall'impiego di elementi a 15 nodi, in maniera tale da rendere possibile un raffinamento selettivo della stessa nelle aree ritenute più significative. Le dimensioni complessive della mesh di 120 m in direzione trasversale e 46 m in profondità obbediscono alla necessità di posizionare i contorni a una distanza tale da non interferire con il problema analizzato. In Figura 8, in basso, è evidenziato il dettaglio della modellazione del rivestimento adottato nell'analisi degli effetti associati al fenomeno di subsidenza.

Figura 8
Rappresentazione della mesh di elementi finiti 2D e dettaglio di modellazione della galleria.



Pur richiedendo una mesh più grossolana rispetto al caso bidimensionale per esigenze di convergenza, il modello tridimensionale è stato comunque oggetto di raffinamento nelle aree ritenute più significative per le finalità preposte (Figura 7). Le dimensioni complessive della mesh sono di 150 m in direzione longitudinale (asse della canna), di 41 m in profondità e 60 m in direzione trasversale, per un totale di 32640 elementi a 15 nodi. La scelta di un'adeguata dimensione parallela all'asse di sviluppo della galleria ha obbedito alla necessità di ovviare all'inevitabile disturbo arrecato dal *boundary* di ingresso dello scavo: al tratto di interesse contenuto da tre sezioni poste a una distanza relativa di circa 22.50 m l'una dall'altra, come indicato con le sigle A-1, A-2 e A-3 in Figura 1, sono stati pertanto aggiunti due volumi addizionali, all'inizio e all'estremità posteriore del modello (Figura 9). Per quanto riguarda le condizioni iniziali, ai materiali è generalmente assegnato il valore del rapporto di sovraconsolidazione (OCR) emerso dai risultati dalle indagini di laboratorio. Tale rapporto risulta essere usualmente più marcato negli strati prossimi alla superficie, tendendo all'unità con la profondità. Il caso in esame non fa eccezione, con un valore del rapporto di sovraconsolidazione pari a quattro nel primo strato di limo argilloso e pari all'incirca a due nella parte sommitale del substrato di argilla marnosa. Il livello di falda, non essendo previsto alcun mutamento sostanziale, è stato mantenuto costante alla posizione iniziale di -3.0 m rispetto al piano campagna per tutta la durata dell'analisi.

4.2 Modellazione 2D

Per simulare lo scavo della galleria in un'analisi ad elementi finiti in 2D, l'effetto della terza dimensione mancante deve essere comunque incluso, quantomeno in maniera indiretta. L'aspetto che si perde in una modellazione bidimensionale è legato principalmente all'arco di tensione che si genera attorno al fronte non supportato di scavo; tale arco è nella realtà in grado di sostenere i carichi verticali trasferendoli sulla parte già supportata. Il metodo impiegato per compensare questo effetto è quello in cui è prescritta una contrazione della galleria o una perdita di volume in percentuale. Tale metodo prevede due fasi di calco-

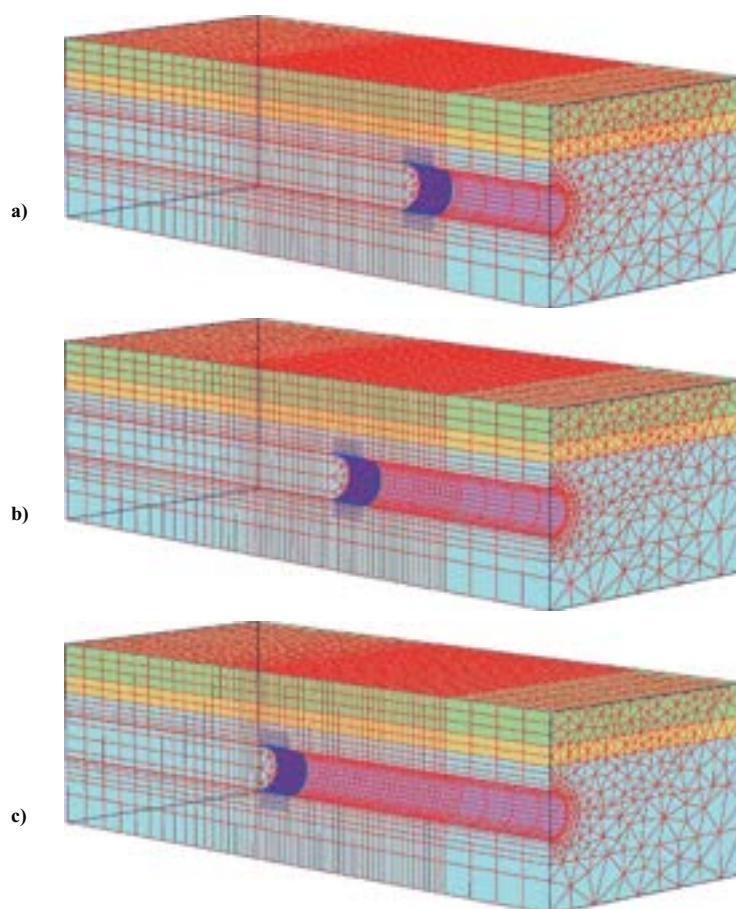


Figura 9
Modellazione
dell'avanzamento dello scavo:
a) sezione A-1;
b) sezione A-2;
c) sezione A-3.

lo: durante la prima fase lo scavo è simulato dalla rimozione del materiale all'interno del tunnel, con attivazione dell'elemento strutturale relativo alla TBM libero di deformarsi. Nella seconda fase di calcolo, l'elemento strutturale viene contratto sino a raggiungere la percentuale prevista. Dato che la rigidità della struttura è in genere superiore di diversi ordini di grandezza rispetto a quella del terreno, la contrazione prescritta produce una deformazione radiale verso il centro del foro. La presenza del peso della TBM nei clusters inferiori serve a compensare tale tendenza.

Su esplicito requisito iniziale, l'analisi numerica è cautelativamente condotta sulla base di un valore di contrazione del 2%, pur ritenendo improbabile in presenza del sistema EPB una perdita di volume superiore all'1% (Potts e Zdravkovic, 2001); il valore del 2% è da riferirsi a condizioni eccezionali, legate ad eventuali imprevisti sul funzionamento delle macchine di scavo.

Le fasi di calcolo adottate per ricavare il quadro deformativo indotto dallo scavo sono:

- Fase 0: Generazione tensioni iniziali.
- Fase 1: Scavo della galleria mediante TBM.
- Fase 2: Valore di Contrazione del 2%.

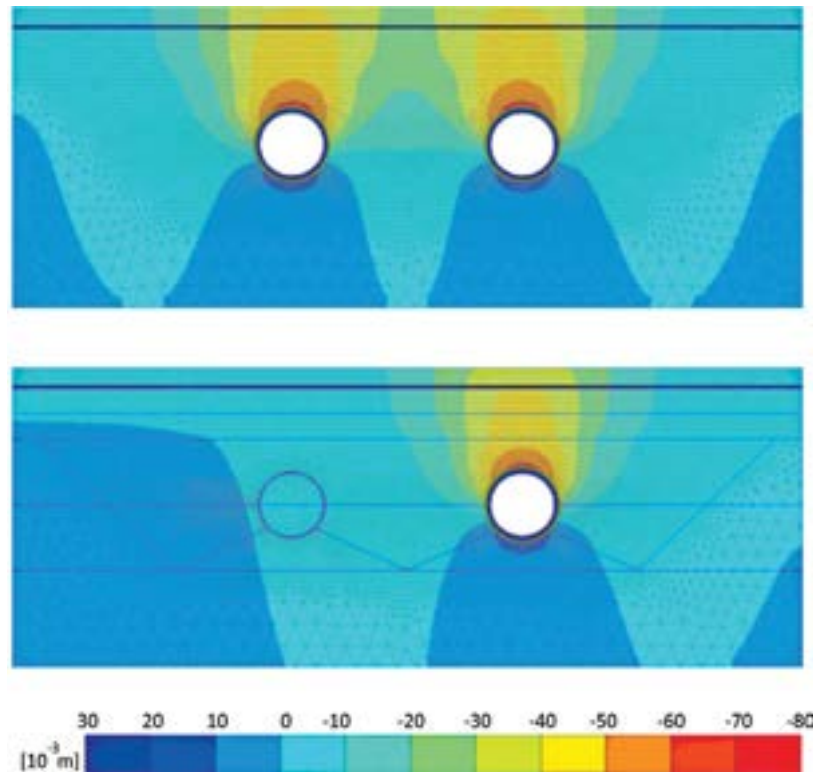
In Figura 10a è riportato il quadro deformativo al termine della fase di contrazione, nel caso di escavazione contemporanea di entrambe le canne della galleria. La scala cromatica evidenzia un cedimento lievemente superiore a sei centimetri in calotta, tendente ai quattro centimetri in supercie. La sovrapposizione degli effetti dovuti alla compresenza di entrambe le canne è presente, anche se di modesta entità.

In Figura 10b è riportato invece l'andamento dei cedimenti verticali al termine della fase di contrazione nell'escavazione di una singola canna. La scala cromatica riporta anche in questo caso un cedimento lievemente superiore ai sei centimetri in calotta, con un valore in supercie di tre centimetri circa, confermando l'osservazione precedente in proposito dell'effetto di mutua interazione tra le canne.

4.3 Modellazione 3D

Per poter modellare l'interazione tridimensionale della galleria, è necessario dimensionare alcuni aspetti aggiuntivi, segnatamente la pressione al fronte di scavo esercitata dal meccanismo EPB, la pressione imposta alla malta di intasamento prima dell'installazione del rivestimento primario, nonché la spinta applicata dai pistoni idraulici al rivestimento in posto nell'a-

Figura 10
Cedimento verticale (mm) in
corrispondenza della sezione
A-1: a) caso di doppio scavo,
b) caso scavo singolo.



vanzamento della testa. Per quanto riguarda il terzo aspetto, ci si è riferiti a valori tipici associati a macchine di dimensioni standard (quale quella prevista per lo scavo in analisi).

Come nel caso dell'analisi bidimensionale, è inserita una contrazione di 2% per modellare la conicità della TBM e le altre cause, ordinarie e straordinarie, di perdita di volume. Sia il supporto al fronte di scavo che la pressione di *grouting* sono determinati avendo come riferimento il ripristino delle pressioni orizzontali e litostatiche. In assenza di precisi dati di input, per indagare l'effetto della pressione della malta di intasamento sul fenomeno di subsidenza, ci si avvale di uno studio parametrico a partire dal valore litostatico in calotta.

La distanza che separa la sezione A-1 dalla sezione A-3 è stata suddivisa in 30 conci di spessore 1.50 m. Durante l'analisi lo scavo viene successivamente traslato concio dopo concio verso la seconda sezione di riferimento. I passi fondamentali impiegati per ricavare il quadro deformativo indotto dallo scavo sono:

- Fase 0: Generazione tensioni iniziali.
- Fase 1: Inserimento della TBM nel tratto iniziale della mesh.
- Fasi da 2 a 16: Avanzamento dalla Sezione A-1 alla Sezione A-2.
- Fasi da 17 a 31: Avanzamento dalla Sezione A-2 alla Sezione A-3.

L'immagine in Figura 10 mostra la rappresentazione in scala cromatica della distribuzione di cedimento verticale al termine dell'ultima fase di avanzamento dello scavo, nel solo caso di avanzamento della singola canna in condizioni di campo libero. È possibile quantificare maggiormente il cedimento massimo nella misura di 3.5 cm, nonché valutare qualitativamente la distribuzione bidimensionale del catino di subsidenza. I valori di spostamento di entità trascurabile posti alle estremità, confermano l'adeguatezza dei margini assunti ai contorni del problema.

Dallo studio parametrico effettuato emerge che una pressione di *grouting* pari al 50% del valore litostatico in calotta è sufficiente a garantire la stabilità e produce una curva di subsidenza longitudinale caratterizzata dal 36% del cedimento totale al fronte di scavo, con area di influenza di 27 m circa, sia per quanto riguarda il disturbo nell'avanzamento dello scavo, che per il raggiungimento del massimo cedimento a tergo. Tale distribuzione, e in particolare la percentuale di cedimento al fronte ridotta rispetto al 50% di usuale riferimento assunta nei calcoli a carattere preliminare, rientra pienamente nelle evidenze pubblicate in Letteratura.

4.4 Curve di subsidenza adottate

Le curve di subsidenza trasversali e longitudinali determinate con l'approccio numerico tridimensionale vengono comparate con le curve desumibili da un approccio analitico semi-empirico, più cautelativo ma che non tiene conto delle specificità del sito.

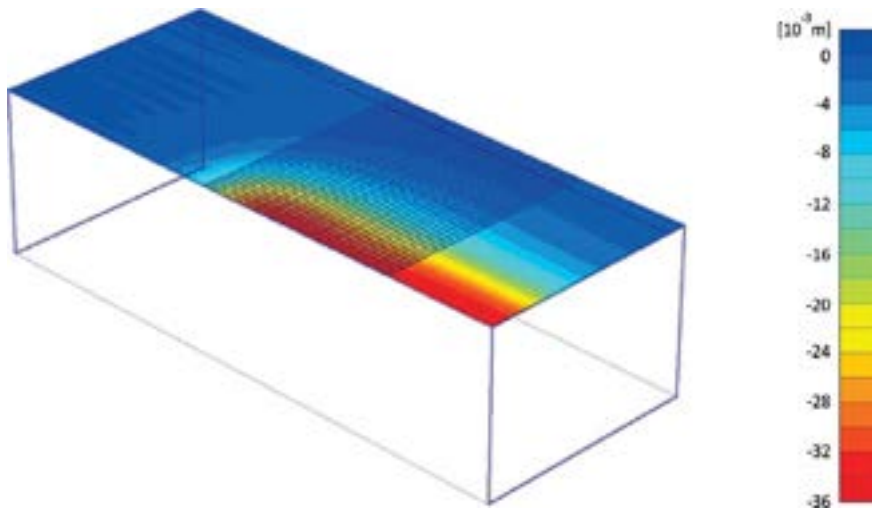


Figura 11
Andamento degli spostamenti verticali in superficie (mm) nell'ultima fase di avanzamento.

Tale trattazione (Tanzini, 2006) si basa sugli studi di Attewell (1986) e Rankin (1988), che hanno riepilogato l'approccio empirico di O'Reilly e New (1982). Con riferimento alla Figura 6, l'andamento del cedimento trasversale ρ può essere così descritto:

$$\rho(x) = \left(\frac{0.313 \cdot V_P \cdot D^2}{K \cdot z_0} \right) \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2 \cdot K^2 \cdot z_0^2} \right)} \quad (1)$$

in cui x è l'ascissa in corrispondenza del punto di interesse, z_0 è la profondità dell'asse della galleria, D il diametro della galleria, K un parametro che definisce l'estensione del bacino di subsidenza in funzione del tipo di terreno e V_P la percentuale di volume perso rispetto al volume di scavo della galleria.

In letteratura esistono altri metodi accreditati per stimare i profili trasversali dei cedimenti, tuttavia la formulazione di Attewell, oltre ad essere la più indicata per il tipo di terreno in esame, fornisce risultati maggiormente cautelativi sia in termini di cedimento massimo, sia in termini di pendenza della curva di subsidenza (e quindi di deformazioni orizzontali).

Per il profilo longitudinale dei cedimenti viene adottata la seguente formulazione di Sagaseta (1987):

$$\rho(y) = \frac{V_S}{2\pi z_0} \cdot \left(1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + z_0^2}} \right) \quad (2)$$

in cui y è la distanza dal fronte di scavo e V_S è il volume perso dallo scavo.

Per la caratterizzazione della (1) e della (2) si utilizzano i seguenti parametri:

- volume perso $V_P = 2\%$;
- coefficiente $K = 0.5$ (tipico delle argille).

Dall'applicazione dei metodi analitici e numerici, gli andamenti dei cedimenti verticali dovuti alla subsidenza assumono le configurazioni riportate nei diagrammi di Figura 12, riferiti a una sezione trasversale rispetto all'asse delle gallerie e relativa alla quota media del piano di posa delle fondazioni del fabbricato.

In entrambi i casi, le curve di subsidenza determinate tramite l'approccio numerico (in verde) prevedono bacini caratterizzati da una lieve maggior estensione trasversale ma da minor cedimento verticale assoluto, quest'ultimo ridotto di oltre il 30%. L'acclività delle curve determinate con i due approcci risulta piuttosto simile, segno di una corretta individuazione del parametro K . Per quanto riguarda l'avanzamento del fronte di scavo, si ottengono i valori dei cedimenti verticali riportati nel diagramma di Figura 13, riferito ad una sezione longitudinale lungo l'asse della canna di monte nel caso di scavo di una singola canna. Come si può rilevare, le due curve presentano, pur se riferite a cedimenti massimi differenti, lo stesso andamento e la stessa acclività in prossimità del fronte di scavo.

Figura 12
Andamento dei cedimenti verticali del terreno dovuti alla subsidenza indotta dallo scavo di una sola canna (sopra) e di entrambe le canne (sotto) lungo una sezione trasversale all'asse delle gallerie.

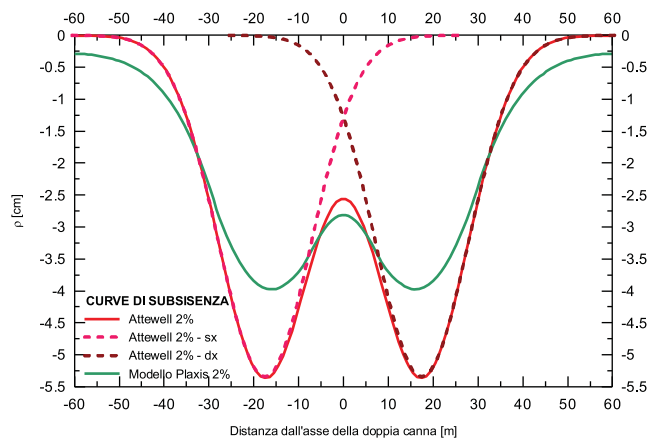
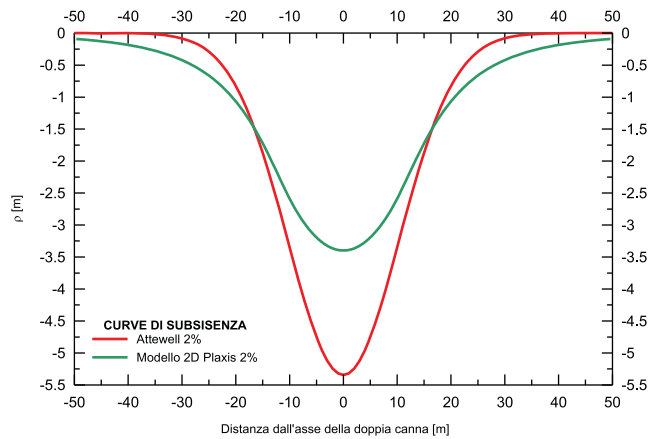
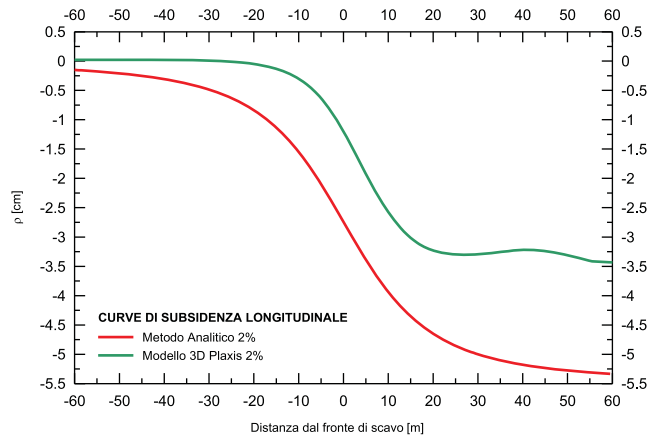


Figura 13
Andamento dei cedimenti verticali del terreno dovuti alla subsidenza indotta dallo scavo di una sola canna lungo una sezione longitudinale all'asse della galleria di monte.



5. Scenari analizzati

Le analisi degli effetti indotti dai cedimenti sulle strutture del fabbricato vengono condotte con riferimento sia alle curve determinate analiticamente che a quelle determinate numericamente. Dall'esame di Figura 12 e Figura 13 si rileva che lo scenario più severo per i cedimenti, sia in termini di cedimento massimo che di acclività delle curve, è rappresentato dalle curve analitiche calcolate con il metodo di Attewell. Pertanto, ai fini delle verifiche strutturali, si riportano i soli risultati relativi alle curve analitiche. Con riferimento a queste ultime, dalla Figura 12 si rileva come le curve relative allo scavo delle singole canne si sovrappongano perfettamente alla curva complessiva al di fuori dell'intervallo (-20,+20 m) rispetto all'asse delle due gallerie. Al variare delle progressive della galleria, l'impronta del fabbricato può ricadere in tale intervallo, pertanto risulta maggiormente penalizzante, in termini di distorsioni del piano di fondazione, considerare lo scenario che prevede il cedimento indotto dallo scavo di una sola canna.

Viene quindi analizzato lo scenario corrispondente allo scavo della sola canna di monte, per il quale si esaminano, oltre allo scavo completo, anche gli avanzamenti parziali del 25%, 50% e 75% del fronte di scavo, che costituiscono punti notevoli nell'analisi degli effetti dei cedimenti sul fabbricato (Figura 1):

- Scenario A: scavo completo della galleria.
- Scenario A-1: fronte di scavo in corrispondenza dell'inizio dell'interferenza con il fabbricato (25%).
- Scenario A-2: fronte di scavo in corrispondenza della fine della zona a due piani (50%).
- Scenario A-3: fronte di scavo per ottenere la massima distorsione nella zona monopiano (75%).

Per indagare il comportamento sismico della struttura si considera lo scenario in cui lo scavo di entrambe le canne delle gallerie sia stato completato.

In fase di verifica strutturale, le azioni eccezionali vengono usualmente combinate con i soli carichi quasi permanenti (§2.5.3 NTC 2008). Lo studio in esame, su specifica richiesta, viene condotto con ipotesi molto cautelative: scavo con volume perso del 2% in concomitanza con le sollecitazioni strutturali statiche a SLU; in sostanza, si considera lo scenario in cui agiscono sulla struttura le azioni statiche ultime e contemporaneamente si ha un imprevisto durante lo scavo della galleria.

Le stesse ipotesi vengono adottate, molto cautelativamente, anche per le azioni sismiche: in sostanza, si considera lo scenario in cui agiscono sulla struttura le azioni sismiche ultime (SLV) e precedentemente si era verificato un imprevisto durante lo scavo della galleria.

6. Effetti della subsidenza sul fabbricato

Per effettuare l'analisi degli effetti dei cedimenti e delle deformazioni indotti sulla struttura dalla subsidenza, si utilizzano modelli di calcolo agli elementi finiti. I primi modelli utilizzati sono caratterizzati da un legame elastico lineare per gli elementi in calcestruzzo armato. In relazione all'entità delle deformazioni in gioco e alla geometria degli elementi strutturali (in particolar modo quelli di fondazione), per cogliere il reale comportamento della struttura appare fondamentale poterne indagare l'evoluzione in campo non lineare, considerando legami di tipo elasto-plastico per i materiali calcestruzzo e acciaio. Dopo accurate valutazioni preliminari concernenti la tipologia di elementi finiti più idonea a descrivere il problema, si è scelto di utilizzare una modellazione con elementi a barre per le travi di fondazione; inoltre, nelle analisi sismiche, anche pilastri e setti del nucleo scale vengono modellati con elementi a barre, mentre le rimanenti strutture in elevazione (aventi schema isostatico) sono modellate mediante elementi elastici.

Rispetto ai modelli a plasticità concentrata, che condensano tutte le risorse inelastiche nelle cerniere plastiche (l'elemento finito è di per sé elastico-lineare, ma alle sue estremità vengono introdotte zone a comportamento non-lineare), i modelli a plasticità diffusa (a barre), pur richiedendo oneri computazionali maggiori, assicurano previsioni con un grado di precisione molto maggiore, in quanto consentono di cogliere il reale comportamento inelastico lungo tutto l'asse dell'elemento. Quest'ultimo aspetto risulta di fondamentale importanza nel problema in esame, in quanto modellando con elementi a barre le travi di fondazione è possibile coglierne in modo continuo il reale comportamento deformativo e di sollecitazione all'atto dell'imposizione dei cedimenti indotti dalla subsidenza.

Il codice di calcolo utilizzato nelle analisi, Midas Gen, utilizza la formulazione dell'elemento *force-based element*, descritta da Spacone et al. (1996), (Analysis Manual for MIDAS/Gen, 2010).

6.1 Legami costitutivi dei materiali strutturali

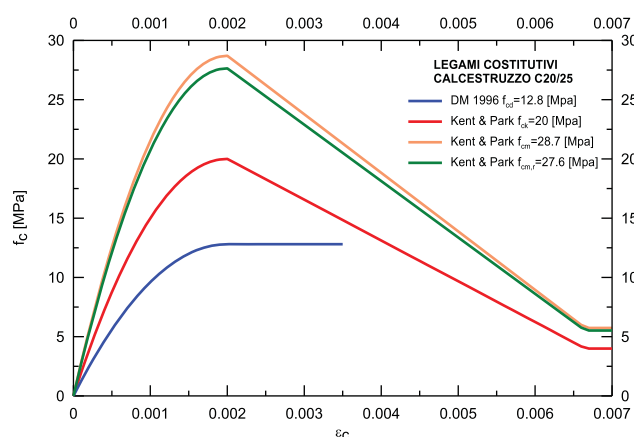
La scelta del legame costitutivo è fondamentale per una corretta definizione del comportamento delle sezioni. Nel caso in esame gli elementi a barre vengono utilizzati per modellare le travi di fondazione (sollecitate prevalentemente in flessione retta) e, nello scenario sismico, i pilastri e il vano scala (soggetti a flessione deviata e sollecitazioni cicliche). Per le travi di fondazione l'utilizzo di un legame che consideri il confinamento del calcestruzzo non è quindi strettamente necessario, mentre per i pilastri risulta essenziale.

Per il calcestruzzo confinato, uno dei legami maggiormente utilizzati è quello proposto da Kent & Park (1971), modificato da Scott et al. (1982).

Con riferimento alla struttura in esame, le opere di fondazione sono realizzate in calcestruzzo classe C20/25, il nucleo scale in C25/30, i pilastri in C40/50. A titolo di esempio, con riferimento al calcestruzzo utilizzato nelle fondazioni, in Figura 14 si confronta il diagramma parabola rettangolo, tipico dei codici normativi (D.M. 96, NTC 2008, EC2), con quello di Kent & Park relativo a 3 valori della resistenza del calcestruzzo: la resistenza caratteristica f_{ck} , la resistenza media teorica f_{cm} e la resistenza media reale $f_{cm,r}$, determinata attraverso le prove materiali condotte su 56 provini cubici. Si rileva come la resistenza media reale sia in perfetto accordo con quella media teorica.

Il diagramma parabola-rettangolo con il valore di resistenza di progetto è il più cautelativo, sia in termini di resistenza di picco, sia in termini di deformazione a rottura: pertanto viene adottato, a favore di sicurezza, per tutti gli scenari in studio. A titolo di raffronto, viene eseguita l'analisi anche considerando il legame di Kent & Park con $f_{cm,r}$ del calcestruzzo impiegato

Figura 14
Confronto tra la curva parabola-rettangolo e le curve di Kent & Park per il calcestruzzo delle fondazioni.



(conoscendo i materiali con un livello di conoscenza accurata LC3, è possibile adottare $FC = 1$).

Per l'acciaio da armatura, il comportamento non-lineare usualmente utilizzato in analisi non lineari è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973), modificato da Filippou et al. (1983), che include la deformazione isotropa per incrudimento. Nel caso in esame, tale legame è pienamente descrittivo del comportamento dell'acciaio dei pilastri e del vano scala; nei modelli di calcolo si utilizza cautelativamente il valore di snervamento caratteristico dell'FeB44k ($f_{yk} = 374$ (MPa)). Per gli elementi in essi di fondazione, non soggetti a sollecitazioni cicliche, si utilizza un legame semplificato: una bilatera incrudente, con snervamento pari a quello caratteristico; a titolo di raffronto, nelle analisi in cui si utilizza il legame di Kent & Park per il calcestruzzo, si adotta per l'acciaio una bilatera incrudente con snervamento e coefficienti di incrudimento pari a quelli medi rilevati sui campioni di acciaio testati ($f_{yk} = 505$ (MPa), $b = 0.34$).

6.2 Modelli di calcolo strutturali

I modelli a elementi finiti a breve utilizzati per le analisi di subsidenza discendono dal modello FEM originale utilizzato per il progetto del fabbricato, del quale vengono mantenuti geometria e carichi.

In considerazione del lasso temporale (superiore a 10 anni) intercorrente tra la costruzione del fabbricato e la futura realizzazione della galleria, è ipotizzabile che il fabbricato abbia già manifestato alcuni cedimenti di fondazione quando avverranno i cedimenti di subsidenza. Non potendo ipotizzare quale percentuale dei cedimenti a lungo termine la struttura avrà manifestato all'atto dello scavo della galleria, cautelativamente si assumono gli interi cedimenti a lungo termine. I modelli della struttura utilizzati per il calcolo degli effetti indotti dalla subsidenza, vengono quindi considerati nella configurazione geometrica deformata a causa dei cedimenti a lungo termine.

Rispetto al modello di partenza, per poter simulare il cedimento indotto dalla subsidenza, gli elementi di fondazione su suolo elastico alla Winkler vengono sostituiti da normali elementi trave, appoggiati su vincoli rigidi, ai quali viene successivamente imposto il cedimento indotto dalla subsidenza. Assumere la configurazione deformata delle travi di fondazione sul bacino di subsidenza come uno scenario di cedimenti imposti si è ritenuta una semplificazione ammissibile in quanto da precedenti analisi si è rilevato che, anche nell'ipotesi di considerare una rigidità non fessurata degli elementi di fondazione, tutto l'impalcato si adagia sul bacino di subsidenza, senza rimanere sollevato in alcun punto.

Gli elementi di fondazione vengono modellati con elementi a breve, adottando due sezioni tipiche: a T rovescio per le mezzerie delle travi e a bicchiere per gli appoggi in prossimità dei pilastri; per ogni sezione si impiegano circa 300 elementi per il calcestruzzo, oltre a quelle relative alle barre di armatura.

Nel modello utilizzato per le analisi sismiche, anche i pilastri (rettangolari) ed il nucleo scale (anulare) vengono modellati con elementi a breve, utilizzando sezioni con circa 500 elementi per il calcestruzzo.

6.3 Risultati

Si riportano di seguito le risultanze delle analisi condotte per lo scenario statico (metodo di Attewell applicato allo scavo di una sola galleria, avanzamenti del fronte di scavo del 25%, 50%, 75% e completo, combinazione con azioni statiche a SLU), in quanto, oltre ad essere maggiormente penalizzanti rispetto allo scenario sismico, evidenzia maggiormente gli effetti deformativi sull'impalcato di fondazione.

In considerazione dello schema statico della struttura in elevazione, gli unici elementi del fabbricato caratterizzati da una marcata iperstaticità sono le fondazioni, costituite da un graticcio di travi rovesce che, nell'adattarsi ai cedimenti indotti dalla subsidenza, subiscono variazioni delle caratteristiche di sollecitazione, la cui reale variazione viene colta dagli elementi a breve, che considerano l'effettivo stato fessurativo della sezione e quindi utilizzano la corretta rigidità.

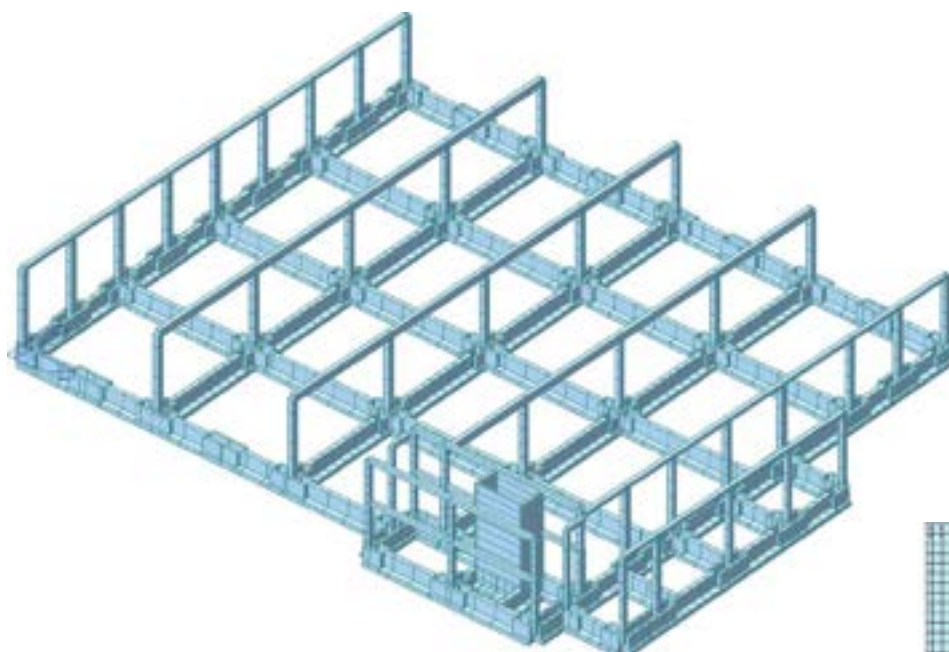
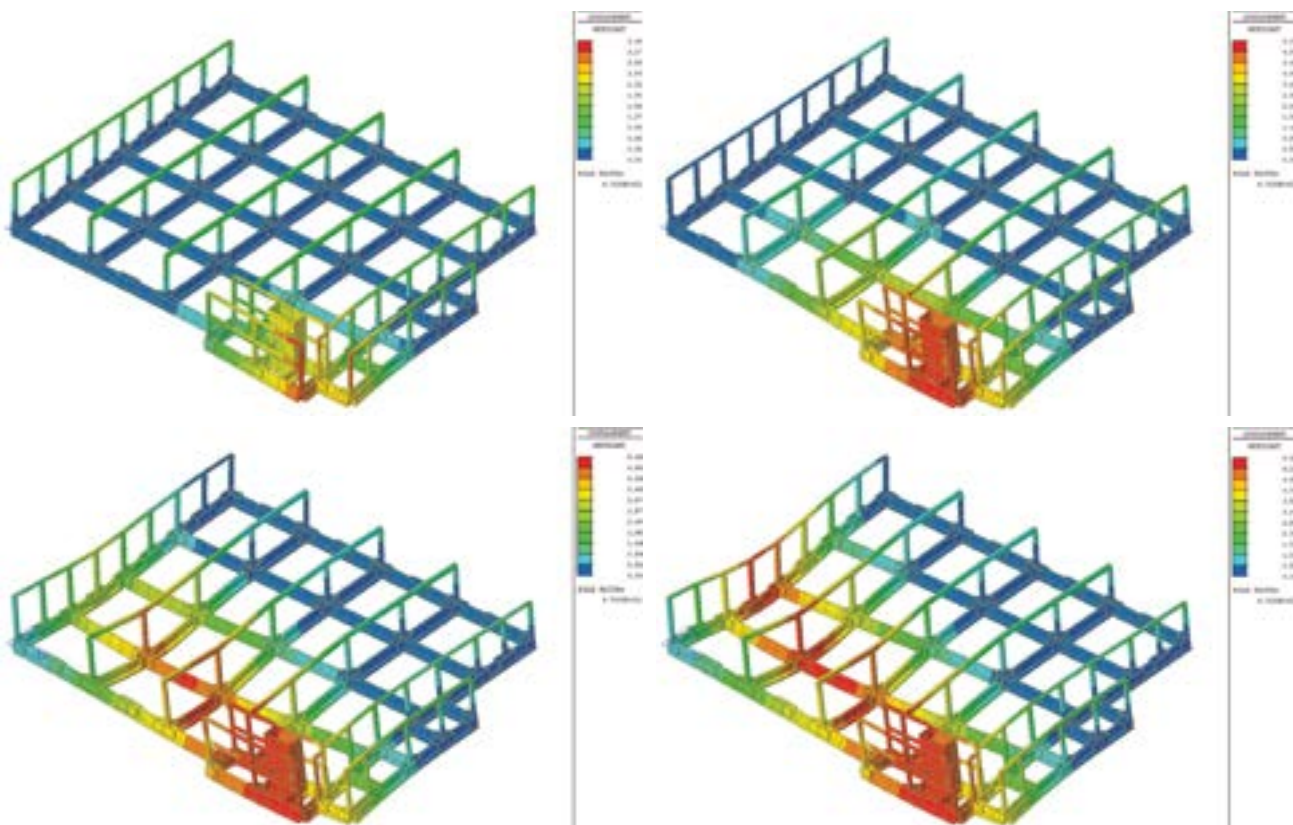


Figura 15
Modello utilizzato nelle analisi e sezioni tipiche a bre delle travi di fondazione.



Figura 16
Deformata del fabbricato all'avanzare del fronte di scavo della galleria di monte.



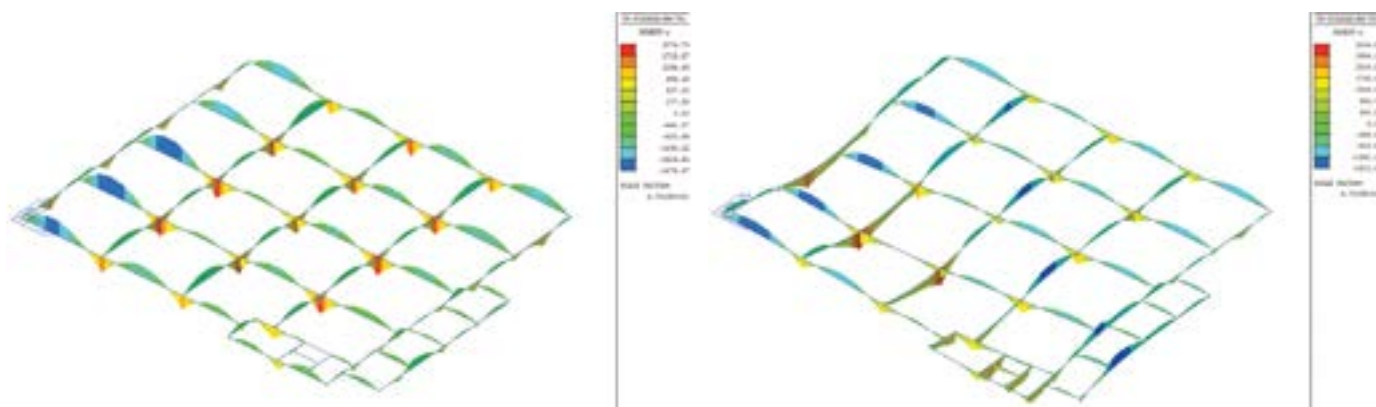
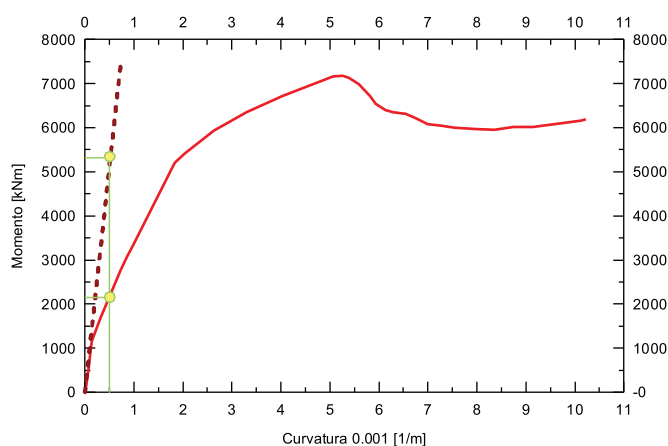


Figura 17
Momento agente negli
elementi di fondazione prima
e dopo il verificarsi dei
cedimenti da subsidenza
(in alto).

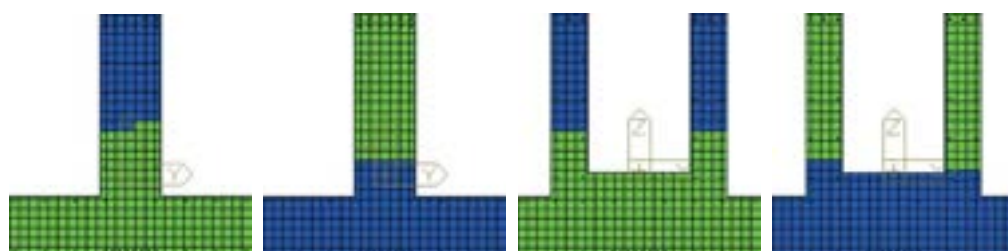
Figura 18
Diagramma Momento-
Curvatura relativo a una
sezione a T rovescio
dell'impalcato di fondazione
(a destra).



È interessante rilevare (Figura 17) che l'incremento di sollecitazione non risulta essere particolarmente elevato rispetto alla configurazione di partenza (momento in campata sostanzialmente invariato, momento sotto i pilastri incrementato del 20-30%, localmente fino al 50%), in quanto gli elementi di fondazione si trovano prevalentemente in Stato II, caratterizzato da calcestruzzo in zona tesa fessurato, calcestruzzo in zona compressa ancora sul ramo elastico ed acciaio teso in campo elastico. In altri termini, la rigidezza fessurata in stato II delle sezioni delle travi di fondazione in esame corrisponde a circa il 40% della rigidezza non fessurata in stato I; tale valore è in linea con quanto suggerito da Paulay & Priestley (1992), che per le sezioni a T prevedono un valore di rigidezza fessurata compreso tra il 25% ed il 45% del valore non fessurato. Nel caso in esame si è prossimi al valore superiore dell'intervallo in quanto sono presenti notevoli sforzi di compressione, che tendono a ridurre la fessurazione nella sezione e quindi ad aumentarne la rigidezza.

Evidenza di ciò è data nel diagramma momento-curvatura di una trave a T rovescio dell'impalcato (Figura 18): sotto lo sforzo normale (-1500 kN), si impone la distorsione dovuta alla subsidenza nella sezione in esame (curvatura 0.0005 (1/m)) e si rileva che essa porta la sezione in stato II, al quale corrisponde un momento sollecitante pari al 40% di quello che si avrebbe in stato I.

Figura 19
Report dello stato tensionale
delle sezioni tipiche
dell'impalcato di fondazione.



Per quanto concerne le verifiche di sicurezza, i modelli adottati sono in grado di fornire, per ogni elemento adottato, il reale stato tensionale nelle sezioni di interesse e pertanto risulta agevole eseguire le verifiche degli elementi pressoinflessi. Per l'impalcato in esame e per gli scenari analizzati, le verifiche conducono sempre ad esito positivo: le sezioni rimangono tutte in Stato II, con le armature che non raggiungono ancora lo snervamento; pertanto il limite di capacità rotazionale non viene raggiunto per nessun elemento.

Anche le verifiche a taglio, per le quali si utilizzano le consuete formulazioni, risultano soddisfatte.

Svolgendo le analisi utilizzando le reali resistenze dei materiali e sfruttando il contributo del confinamento del calcestruzzo, è possibile pervenire a resistenze ultime delle sezioni decisamente più elevate (in alcuni casi anche del 50%).

Per quanto concerne le verifiche dei pilastri e del nucleo scala nello scenario sismico, si segue lo stesso criterio descritto per le travi di fondazione. Le verifiche risultano soddisfatte; si rileva inoltre che a SLD le sezioni rimangono tutte in Stato II.

Una considerazione, infine, sul tamponamento del fabbricato. Il meccanismo di collegamento tra pannelli orizzontali e pilastri consente assestamenti dovuti, in prima istanza, al gioco foro bullone e successivamente alla possibilità di scorrimento lungo guide metalliche, una volta superata la resistenza per attrito dei bulloni. Il sistema di aggancio consente movimenti in direzione verticale e orizzontale dell'ordine di 10 cm, mentre gli spostamenti orizzontali massimi dovuti alla subsidenza sono dell'ordine di 0.5 cm per ogni singolo pannello: non sono quindi attesi danneggiamenti dei tamponamenti.

7. Conclusioni

Lo studio condotto dimostra l'efficacia delle analisi numeriche in ambito geotecnico e strutturale per valutare gli effetti della subsidenza da scavo sugli edifici, in quanto consente di cogliere il comportamento del terreno e dei fabbricati in modo più accurato e realistico rispetto ai tradizionali approcci. Le analisi numeriche hanno infatti consentito di verificare che l'edificio in studio, pur essendo stato progettato tradizionalmente, si è rivelato idoneo a sopportare i cedimenti indotti dallo scavo di una galleria sotterranea senza subire significativi danneggiamenti e senza richiedere interventi di rinforzo.

La metodologia proposta può essere estesa anche ai fabbricati di nuova costruzione e a differenti tipologie di cedimenti, in modo da ottimizzare il progetto.

Si osserva che, nonostante in ambito geotecnico i metodi tradizionali interpretino ancora un ruolo importante nel processo di progettazione dello scavo di una galleria, l'analisi numerica geotecnica risulta al giorno d'oggi uno strumento imprescindibile per la maggior parte dei problemi di interazione tra le nuove realizzazioni e l'esistente. Attraverso questo potente metodo di calcolo aspetti peculiari quali il complesso comportamento meccanico del terreno, inusuali condizioni al contorno e l'interazione terreno-struttura possono essere tenuti pienamente in considerazione senza l'obbligo di effettuare pesanti ipotesi semplificatrici. Dal punto di vista strutturale, si sottolinea che l'utilizzo degli elementi a barra trova importanti applicazioni, oltre che in ambito sismico, anche in campo statico, in quanto consente di considerare l'effettivo stato fessurativo delle sezioni e quindi di utilizzare la corretta rigidità nel corso delle analisi.

Si rileva infine che, pur risalendo ad alcuni anni fa, lo studio condotto risulta ancora oggi significativo delle metodologie numeriche disponibili in ambito geotecnico e strutturale per l'analisi degli effetti della subsidenza da scavo; inoltre il continuo progresso di software e hardware rende oggi tali analisi più rapide e economicamente sostenibili anche per progetti di minor importanza.

Bibliografia

- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999) - Formulation and verification of the Hardening Soil Model, In Proc. Beyond 2000 in Computational Geotechnics, 281-296.
- Muir Wood A.M. (1975) - The circular tunnel in elastic ground, *Geotechnique*, vol. 25 no.1, 115-127.
- PLAXIS 2D 2010 (2010) - Reference Manual.
- Potts D.M., Zdravkovic L. (2001) - Finite element analysis in geotechnical engineering. Theory, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Thomas Telford.
- Tanzini M. (2006) - Gallerie - Aspetti geotecnici nella progettazione e costruzione, II edizione, Dario Flaccovio Editore
- Spacone E., Filippou F.C., Taucher F.F. (1996) - Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 25, 711-725, DOI 10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9.
- Analysis Manual for MIDAS/Gen (2010) - Midas Information Technology Co., Seohyeon-dong.
- Paulay T., Priestley M.J.N. (1992) - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley and Sons Inc.

Gli Autori

Alessandro Desimoni

Alessandro Desimoni si è laureato in Ingegneria Civile indirizzo Strutture presso l'Università di Genova, proseguendo la propria formazione attraverso la frequenza di numerosi corsi professionali. Dal 2003 esercita la libera professione occupandosi di progettazione di opere civili e infrastrutturali in acciaio, calcestruzzo armato e miste acciaio-calcestruzzo, con particolare riguardo alla modellazione FEM e alle analisi

dinamiche e non lineari. È docente in corsi di aggiornamento professionale nel campo delle strutture in acciaio e calcestruzzo armato in zona sismica e del metodo agli elementi finiti.

Lorenzo Leoni

Lorenzo Leoni dopo la laurea quinquennale in Ingegneria Civile all'Università degli Studi di Parma, nel 2009 ha ricevuto un Master of Science in Ingegneria Geotecnica dall'Università di Strathclyde (Glasgow). Da allora ha lavorato presso WeSI Geotecnica come analista numerico, specializzandosi nella progettazione geotecnica attraverso metodi numerici. Dal 2014 è attivo in qualità di organizzatore o relatore in corsi di aggiornamento professionale aventi come tema argomenti geotecnici, e in particolare il metodo degli elementi finiti applicato alla Geotecnica.

Martino Leoni

Martino Leoni si è laureato all'Università di Parma, dove ha anche ottenuto il Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica nel 2005. Dopo il trasferimento all'Università di Stoccarda per un post-dottorato, ha sviluppato modelli costitutivi per la viscosità delle argille tenere per poi, nel 2009, fondare WeSI Geotecnica. In qualità di socio amministratore e specialista di analisi numeriche ha assunto il ruolo di coordinatore delle attività di ricerca e sviluppo all'interno della società. È docente dal 2007 al corso Advanced Course on Computational Geotechnics programmato annualmente da PLAXIS BV in Olanda, nonché organizzatore e docente dei corsi di Geotecnica computazionale per utenti PLAXIS tenutisi in Italia dal 2008.

Recensioni

VOLUME

Salvatore Lombardo e Vincenzo Venturi ■

Collaudo statico delle strutture

Editore: **Dario Flaccovio Editore**
Anno: **2010**
Volumi: **2**
Pagine: **896**



Si tratta di due volumi che costituiscono di fatto un completo trattato sui compiti del Collaudatore statico, ma anche sul ruolo del Direttore Lavori.

Purtroppo la pubblicazione è del 2010 e quindi in parte superata: non tratta ad esempio della UNI EN 1090, entrata in vigore in data 01.07.2014. In considerazione anche della imminente pubblicazione dell'aggiornamento delle NTC 2008 e dell'auspicabile adeguamento del T.U. 380/2001, si spera in un aggiornamento dei 2 volumi. Il 1° volume presenta una serie di moduli, che costituiscono una traccia sufficientemente completa per il Direttore Lavori ed il Collaudatore, pur con qualche carenza:

- Il modulo **Relazione a strutture ultimate** prevede l'elencazione dei campioni di materiale, ma non la dimostrazione che il loro numero è sufficiente in funzione dei quantitativi di materiale messo in opera: il D.L. deve riportare, ad esempio, quanti m³ di calcestruzzo si sono gettati, in quanti giorni, quanti m³ per singolo giorno di getto e dimostrare che il numero di cubetti prelevati rispetta le richieste di legge; altrettanto per le barre di armatura, ecc. Analoga mancanza per quanto riguarda le prove di carico sui pali: non si cita il numero di pali realizzati, in modo da dimostrare che il numero di pali provati è sufficiente.
- Il Modulo **Certificato di Collaudo** fa riferimento alle sole strutture in cemento armato, dimenticando tutte le altre tipologie; d'altra parte un modulo che prevedesse tutte le possibili casistiche risulterebbe farraginoso. Come nel Modulo **Relazione a strutture ultimate**, è prevista l'elencazione dei campioni di materiale, ma non la dimostrazione che il loro numero è sufficiente; se non lo ha già fatto il D.L., è compito del Collaudatore dimostrare che il numero di campioni prelevati o di prove di carico eseguite (ad esempio sui pali) rispetta le richieste di legge.

Il Modulo ricorda poi la necessità di citare i Verbal di prelievo dei campioni.

Il Modulo è complessivamente ben predisposto e costituisce un valido aiuto ad effettuare una check list di quello che il Collaudatore deve verificare.

Utile poi il capitolo **Le verifiche geometriche**, che ricorda i controlli minimi da eseguire sulle geometrie delle strutture per il rispetto delle norme: larghezza delle travi, spessore delle pareti, dimensioni dei pilastri, minimi di armatura, ecc.

In fine sono presenti due pratici Capitoli sulle prove di carico sui solai e quelle sui ponti.

Il 2° volume presenta una ampia trattazione, evidente frutto della esperienza diretta di uno degli autori, sui controlli di materiali ed elementi strutturali in opera (distruttivi e non distruttivi), così utili in questo periodo di frequenti verifiche di strutture esistenti: prelievi di carote di calcestruzzo, prelievi di spezzoni di armatura, prove di pull-out, controlli in opera sulle saldature (con ampia trattazione delle problematiche riscontrabili su queste), prove di carico e controlli non distruttivi su pali e tiranti, ecc. Non sono presenti però le prove sulle murature in opera, con l'uso di martinetti piatti, singoli e doppi, ecc.

È presente invece un dettagliato Capitolo sul degrado del calcestruzzo e sulle relative indagini.

In conclusione, i 2 volumi costituiscono un quasi completo Manuale sull'argomento Collaudo, che ricorda all'ingegnere molte nozioni teoriche e pratiche: dalla modalità di confezionamento dei provini di calcestruzzo, fino alle modalità di prove di carico dei pali, ecc. Pur con qualche limite, sicuramente una pubblicazione utile nella biblioteca dell'ingegnere.

Recensione a cura di **Aldo Riccardi**

L'autore scrive

VOLUME

Alessandro Galasco e Sara Frumento ■

Adeguamento e miglioramento sismico degli edifici in muratura

Editore: **Grafill**
 Anno: **2017**
 ISBN: **88-8207-875-1**
 Pagine: **510**

È prossima l'uscita del volume *Adeguamento e miglioramento sismico degli edifici in muratura* edito dalla casa Editrice Grafill e scritto dagli Ing. Alessandro Galasco e Sara Frumento. L'opera in veste rinnovata, rispetto alla precedente edizione, è incentrata sulla valutazione e l'interpretazione della risposta degli edifici esistenti in muratura.

Rimarcare l'aggettivo *esistenti* è d'obbligo, in quanto le costruzioni esistenti sono spesso oggetto di trasformazioni che ne caratterizzano il cambiamento della

risposta strutturale nei confronti, in particolar modo, del terremoto. I recenti eventi sismici in Italia centrale (24 agosto e 26 e 30 ottobre 2016) hanno nuovamente messo in evidenza l'esigenza di una progettazione oculata e coerente con il contesto territoriale urbano: le modi che apportate su una struttura per ragioni architettoniche o funzionali infatti devono essere tali da non pregiudicare l'efficienza; non è sempre facile tuttavia, operando con la tecnologia muratura, stabilire l'impatto che una modifica strutturale può avere sulla sicurezza complessiva.

Il volume è strutturato in modo da seguire le fasi di calcolo così come richieste dalle Norme Tecniche delle Costruzioni, e relativa circolare esplicativa n. 617/2009, con indicazioni delle novità previste dalla revisione in corso delle stesse.

Per meglio descrivere le procedure di calcolo sono presentati alcuni esempi semplici sviluppati sia in ambito lineare sia mediante calcolo non lineare. Il calcolo lineare è comunemente utilizzato per l'analisi alle azioni verticali mentre il calcolo non lineare è più indicato per la risposta sismica poiché consente di cogliere il comportamento anelastico, proprio della tecnologia approfondita.

Nel capitolo 3 è approfondito l'approccio lineare sia alle azioni verticali sia alle azioni sismiche attraverso casi studio di cui viene riportato in esteso il calcolo. Si approfondisce inoltre il calcolo semplificato di edifici a struttura semplice (in ambito statico ed eventualmente sismico).

Prima di concentrarsi sull'analisi non lineare il capitolo 4 approfondisce l'analisi cinematica, ovvero il metodo di calcolo riservato alle risposte di primo modo (cinematismi locali). Si parte dall'individuazione dei potenziali meccanismi che potrebbero compromettere la risposta globale dell'edificio, anticipando il collasso di una parte di esso; si procede con il calcolo cinematico (lineare o non lineare) ed individuate le eventuali carenze strutturali si conclude ipotizzando una serie di interventi strutturali volti a migliorare il comportamento di insieme della costruzione scongiurando tali meccanismi. L'inibizione dei fenomeni di primo modo rappresenta, infatti, un passo fondamentale verso una buona progettazione; il passo successivo richiede la valutazione della risposta strutturale di insieme ad un evento sismico.

Lo strumento più efficace, a tale scopo, è l'analisi statica non lineare, descritta in dettaglio nel capitolo 5: il calcolo non può prescindere da una modellazione numerica capace di simulare il comportamento meccanico della costruzione, cogliendo appieno il comportamento anelastico della muratura. L'approccio generalmente più efficace è mediante la riconduzione al modello di telaio equivalente, seguita in questo testo.

La struttura muraria è suddivisa in tre macroelementi: i pannelli murari verticali (maschi), le fasce e gli elementi di collegamento, compresi tra i primi due, detti nodi rigidi, che, nella pratica, corrispondono alle aree di muratura dove difficilmente si attuano meccanismi di danno. In linea con la vigente normativa, il software Tremuri (usato dagli Autori per la conduzione degli esempi trattati) consente di restituire la risposta strutturale in termini di spostamento e taglio alla base (curva di capacità) e di effettuare le verifiche di sicurezza per gli stati limite prestazionali previsti.

Per meglio descrivere le assunzioni e le peculiarità del metodo, il capitolo 6 prende in esame, passo-passo, lo studio della risposta sismica di un singolo caso studio, utilizzandolo come esempio di analisi degli esempi trattati nel successivo capitolo 7. Nel capitolo 7 infine si presentano diverse esperienze progettuali di calcolo di vulnerabilità sismica a completamento di quanto

già mostrato in precedenza: si approfondiscono alcune situazioni di intervento frequenti nella pratica, ovvero casi di miglioramento, adeguamento sismico ed intervento locale, cercando di fornire un criterio per la loro distinzione.

Le attuali norme tecniche, infatti, forniscono delle opportune definizioni che però nella pratica lasciano talvolta spazio a dubbi circa la loro interpretazione. Gli Autori presentano fra gli altri, un esempio contestualizzato, nello specifico nella Regione Liguria, proprio per offrire al lettore un'interpretazione del recepimento della normativa sia a livello nazionale, sia poi a livello locale. Il caso studio è il punto di partenza per osservare criticamente la sottile differenza che talvolta separa l'intervento di miglioramento da quello di adeguamento, quest'ultimo evidentemente più oneroso, in termini di requisiti, in quanto le verifiche post intervento devono garantire la medesima sicurezza di un edificio di nuova progettazione. A questo aspetto se ne aggiungono molti altri, tra cui il livello di conoscenza acquisito e il cambiamento previsto per questi interventi dall'aggiornamento, in corso di approvazione, delle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni.

Il livello di conoscenza viene raggiunto attraverso un preciso iter, descritto dalle norme, che prevede come primo passo l'analisi storica della costruzione: gli interventi, le trasformazioni e le eventuali demolizioni subiti dall'edificio durante la sua vita. A questa fase preliminare si aggiunge poi l'eventuale campagna diagnostica atta a classificare le proprietà meccaniche della muratura e dei suoi elementi costituenti, nonché il comportamento relativo tra strutture verticali ed orizzontali. È anche dalla conoscenza di questi aspetti che si possono individuare gli interventi di consolidamento, o meglio le carenze della costruzione da eliminare mediante un eventuale progetto di adeguamento o miglioramento. Generalmente si cerca di eliminare i comportamenti singolari a favore di quelli di insieme, di modo che la costruzione si comporti secondo le aspettative prestazionali previste in termini globali.

I recenti eventi sismici hanno inoltre evidenziato come le costruzioni murarie facciano spesso parte di aggregati urbani che interagiscono evidentemente sulla risposta complessiva. A questo proposito, nel volume è riportato un esempio di edificio in aggregato in cui si procede, come previsto dalle attuali norme NTC08, alla definizione della corrispondente unità strutturale (US). In questi casi, ricorrenti soprattutto nei centri storici, la tecnologia muraria è il risultato di accrescimenti e di demolizioni parziali avvenuti nel tempo, e non sempre è immediata la definizione dell'unità strutturale (US, come definito nelle NTC08) su cui condurre le analisi e non è sempre chiaro come gestire l'interazione fra le diverse parti.

A conclusione del libro è infine proposto un esempio di compilazione della Scheda di II Livello della Protezione Civile (Scheda - DPCLiv1-2 DM 2008) inerente a un edificio sensibile/strategico sviluppato partendo dal calcolo di vulnerabilità necessario per la compilazione dei campi richiesti dalla scheda medesima.

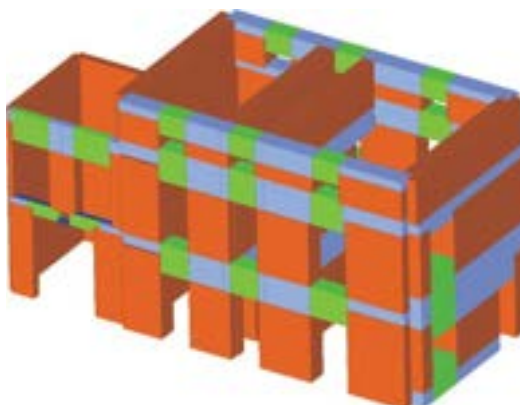
Figura 1

Modello struttura in muratura.



Figura 2

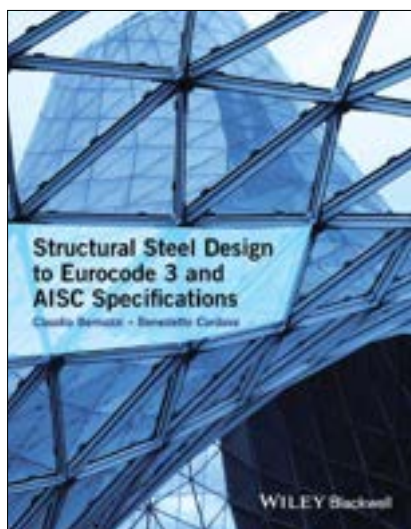
Modello diviso in macro elementi.



Claudio Bernuzzi e Benedetto Cordova ■

Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications

Editore: Wiley-Blackwell
 Anno: 2016
 ISBN: 9781118631287
 Pagine: 536



Le articolate dinamiche socio-economiche che si sono instaurate ormai da alcuni anni portano sempre più frequentemente i costruttori a realizzare opere in acciaio anche in altre nazioni, addirittura in altri continenti. Risulta quindi sempre più frequentemente richiesto agli ingegneri l'utilizzo di normative vigenti in altri Stati e quelle sicuramente più diffuse sono l'Eurocodice e la normativa in uso negli Stati Uniti d'America. In aggiunta, la recente internazionalizzazione di alcuni nostri atenei anche nell'ambito dell'offerta didattica per ingegneri civili e strutturisti impone percorsi formativi aggiornati, che, in aggiunta ai riferimenti nazionali, facciano riferimento anche a contesti di più ampio respiro. Con queste premesse, abbiamo cercato di dare un contributo che speriamo possa essere di interesse e di attualità, proponendo, in aggiunta ad alcuni concetti basilari relativi al calcolo delle strutture in acciaio, anche diffusi richiami alle regole di progetto in accordo alle normative Europee e Statunitensi, con circa il 20% del testo dedicato a concreti esempi numerici.

Il volume, scritto in lingua inglese ed edito da Wiley-Blackwell, nasce dall'ultimo testo di Bernuzzi *Progetto e verifica delle strutture in acciaio*, edito da Hoepli nel 2011. Cosa c'è di nuovo rispetto al testo italiano? A parte l'aver approfondito alcuni argomenti già in parte trattati, quali, ad esempio la torsione (capitolo 8), le verifiche tensionali nella sezione (capitolo 10), e gli approcci per il calcolo dei telai (capitolo 12), la caratteristica fondamentale del testo è quella di fare riferimento a due importanti normative relative all'acciaio strutturale, forse le due più diffuse al mondo adesso che le British Standard (BS5950) non sono più aggiornate: le norme europee (Eurocodice 3, EN 1993) e le norme usate negli Stati Uniti (ANSI/AISC 360-10). Capitolo per capitolo, argomento per argomento, accanto all'inquadramento teorico, vengono illustrate in parallelo le prescrizioni normative sia dell'Eurocodice

3 che delle AISC 360, mettendo in evidenza somiglianze e differenze. Anche gli esempi numerici sono svolti in parallelo usando entrambe le normative. Il testo risulta quindi particolarmente utile non solo per gli studenti europei ed americani dei corsi di strutture in acciaio, ma anche per i progettisti che devono progettare in Paesi dove è prescritto l'impiego degli Eurocodici o delle AISC. Il volume è strutturato in 16 capitoli, ciascuno strutturato indipendentemente dagli altri al fine di facilitare la consultazione. Il Capitolo 1 parla di aspetti generali quali le proprietà dell'acciaio, le normative (europee e americane) che lo caratterizzano, i processi di produzione, le imperfezioni, le prove sui materiali.

Nel Capitolo 2, una breve trattazione della verifica semiprobabilistica agli stati limite fa da introduzione ai principi sui quali si fondano le verifiche previste da Eurocodice 3 ed AISC.

I sistemi intelaiati ed i metodi di analisi, rigorosi e semplici, caratterizzano il Capitolo 3.

Il Capitolo 4 confronta la classificazione delle sezioni trasversali stabilita dall'Eurocodice 3 con quella delle norme americane.

Seguono alcuni capitoli dove vengono affrontati i problemi di dimensionamento e verifica delle aste singole: soggette a trazione semplice (Capitolo 5), a compressione semplice (Capitolo 6), a flessione e taglio (Capitolo 7), a torsione (Capitolo 8: una trattazione davvero estesa del problema), a pressoflessione (Capitolo 9) e alla combinazione di azione assiale, flessione, taglio e torsione (Capitolo 10).

Il Capitolo 11 tratta del problema, molto comune nella pratica progettuale, delle anime di travi o colonne soggette a carichi concentrati, trasversali all'asse del profilo, che possono causarne lo schiacciamento per plasticizzazione o instabilità.

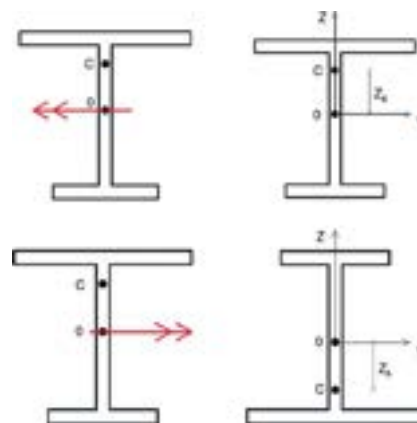


Figura 1 - Casi di carico a flessione per sezioni a I a angoli disuguali simmetriche rispetto ad un solo asse.

Il Capitolo 12 confronta i metodi proposti, sia dall'Eurocodice 3 che dalle AISC 360, per il calcolo dei telai, tenendo conto sia delle imperfezioni di fabbricazione e di montaggio che degli effetti del second ordine locali e globali. I Capitoli 13 e 14 si occupano, rispettivamente, di connessioni bullonate e saldate. Particolare enfasi è stata data, oltre che agli aspetti di calcolo, anche alle differenze (ed alle somiglianze) negli aspetti realizzativi relativi alle due normative trattate.

Il Capitolo 15 tratta poi delle connessioni, ed in fine il Capitolo 16 parla delle aste composte (tralicciate, calastrellate o imbottite). Chiudono il volume due appendici: la prima relativa ai fattori di conversione tra le unità di misura tipicamente adottate in Europa e quelle impiegate negli Stati Uniti; la seconda riporta, oltre ad una bibliografia essenziale, una davvero estesa lista di normative e standard industriali, europei ed americani, relative alle costruzioni in acciaio.

Giova sottolineare ancora la grande abbondanza, in quasi tutti i capitoli, di esempi di calcolo interamente svolti con entrambe le normative e con l'impiego di entrambi i sistemi di misura. Esempi utili sia allo studente per imparare, che al professionista per progettare in quanto reali, cioè relativi a situazioni geometriche e di carico comunemente riscontrabili nella pratica progettuale.

VOLUME

Nicola Mordà ■

Calcolo pratico delle costruzioni in muratura

Editore: **Maggioli Editore**
Anno: **2016**
ISBN: **8891617514/9788891617514**
Pagine: **318**



Il patrimonio edilizio italiano è costituito in maggioranza da strutture portanti in muratura. Tale tipologia costruttiva ha in Italia un ampio ventaglio di declinazioni, essendo numerose le tipologie murarie dislocate sul territorio nazionale, con forti specializzazioni costruttive locali legate alla presenza di particolari elementi naturali (si pensi alle murature con blocchi di tufo), a volte con disomogeneità legate alla disponibilità economica dei committenti.

Sotto tale profilo nel testo si è cercato di coordinare le tipologie più ricorrenti secondo le classifiche effettuate al livello di studi regionali, imbastite soprattutto dopo il sisma dell'Umbria e delle Marche del 1997 e successivamente sviluppate a seguito degli altri eventi, e facendo riferimento alle codici del manuale AEDES.

Poter riconoscere la tipologia muraria è già un valido punto di partenza per il tecnico che dovrà trattare a livello progettuale e con strumenti analitici tale tipologia strutturale.

Nella stesura del volume si è scelto come punto di partenza quello della descrizione tipologica del materiale muratura (capitolo 1) in cui sono, come detto, raccolte le murature più ricorrenti sul territorio; alla descrizione costruttiva si accompagnano le indicazioni circa le usuali carenze riscontrate nelle varie costruzioni murarie, segnalatrici di potenziali vulnerabilità in particolare sotto il profilo sismico, e la descrizione delle prove diagnostiche per identificare dal punto di vista meccanico la muratura stessa. Tale fase diagnostica è imprescindibile per una corretta gestione del processo progettuale ed una modellazione della capacità puntuale degli elementi murari che consenta al tecnico di avere un grado di conoscenza significativo. Nel testo, tale fase è completata con l'analisi dei costi delle varie prove come riportate in vari prezziari regionali.

La caratterizzazione meccanica in sito trova poi la sua estensione analitica nel capitolo 2 dove si riporta la descrizione meccanica correntemente utilizzata nella pratica partendo da quella delle norme vigenti.

In questo capitolo si è dato ampio spazio alla descrizione del legame costitutivo, raccogliendo anche varie espressioni di letteratura che possono essere utilmente adottate ad integrazione e approfondimento di quanto suggerito dalle norme come livello minimo di descrizione del comportamento meccanico. Spesso tali formulazioni possono ritornare utili per non incorrere in appesantimenti a livello di interventi; in altre situazioni consentono, invece, di avere maggior conoscenza con i parametri mec-

canici dedotti dalle prove in sito, correlando i legami dedotti dalle prove con quelli teorici.

Inoltre, in questo capitolo, si è scelto di riportare in modo molto dettagliato le formulazioni analitiche che consentono di dedurre dalla resistenza delle malte dei blocchi quella del composito muratura. Ciò per un semplice fatto pratico-economico: le prove sui componenti hanno dei costi che consentono delle mappature molto ampie delle apparecchiature murarie, al contrario di altre prove decisamente costose e la cui dislocazione nel singolo intervento deve essere ottimizzata. Si raccolgono una serie di espressioni di letteratura e di norme di riferimento in grado di essere utilizzate *cum grano salis* dall'ingegnere per le deduzioni analitiche relativamente ai parametri meccanici delle murature che egli dovrà trattare. Nella stessa ottica, per esperienza personale, si trova molto utile l'approccio dell'IQM proposto dal prof. Borri che è inserito nel volume come strumento di pratico utilizzo.

Ampio spazio è anche dedicato alla raccolta delle formulazioni relative al comportamento a taglio dei pannelli murari, nell'ottica della trattazione della risposta in fase sismica.

Dal comportamento puntuale del materiale si dirama il percorso che prevede la descrizione del comportamento delle strutture murarie in condizioni gravitazionali (capitolo 3) e in condizioni sismiche (capitolo 4).

Sotto il primo profilo si è ritenuto utile riprendere la classificazione e gli studi delle varie tipologie murarie svolte dal prof. Pagano negli anni 60 del 1900, ricordare i meccanismi di diffusione dei carichi concentrati nelle murature con riferimento alla mancanza di simmetria elastica (si ricordano gli studi del prof. Giuffrè sul tema). Particolarmente interessanti risultano, se letti in chiave di moderni strumenti di modellazione e calcolo, gli schemi strutturali per l'analisi delle condizioni gravitazionali proposte dal prof. Pagano relativamente alla interazione murature-solai, alla gestione delle eccentricità ed alla presenza di catene. Sono inoltre riportate una serie di espressioni in termini di legami momento-curvatura presenti in letteratura utili per eventuali modellazioni di dettaglio in condizioni gravitazionali delle costruzioni murarie.

Il cap. 4 è dedicato al comportamento in condizioni sismiche. Vengono prese in considerazione le prescrizioni normative, arricchite da una serie di riferimenti di letteratura riguardanti la definizione del fattore di comportamento q .

A livello di modellazione, si è scelto di restare nel campo della pratica professionale descrivendo in dettaglio i modelli a telaio, nelle tre declinazioni più utilizzate al momento in Italia, con un breve cenno all'origine comune nel metodo POR. Tali modelli, sulla scorta del corretto percorso metodologico di verifica (rilievo, analisi storico-critica, diagnostica) e della descrizione macroscopica degli elementi del telaio (maschi e fasce di piano) consente di avere uno strumento di pratico utilizzo senza addentrarsi in formulazioni analitiche di difficile gestione per gli scopi pratici. I limiti di deformazione previsti dalla circolare 617/09 sono affiancati da una utile sintesi di letteratura tecnica.

In ultimo sono proposti i meccanismi usuali di collasso degli edifici per effetti locali corredati da immagini riprese dall'autore in ispezioni post-sismiche in campo, affiancate dalle indicazioni teoriche della manualistica.

Nel volume sono inclusi due paragrafi che riguardano due tipologie strutturali storiche ancora presenti in Italia: le murature in terra cruda e le murature con il sistema baraccato di origine Borbonica, uno dei primi esempi di costruzioni antisismiche, che ottimizza le prestazioni con l'uso congiunto del legno e della muratura. Questo sistema è oggi oggetto di attenzione come possibile sistema costruttivo moderno, e ad opinione dell'autore, si presterebbe anche a eventuali sviluppi come sistema di miglioramento delle costruzioni esistenti.

News

Dal 14 al 16 settembre 2017 a Milano si terrà il Convegno IF CRASC 2017 organizzato dall'Associazione Italiana di Ingegneria Forense AIF e dal Politecnico di Milano Dipartimento ABC. Scopo generale dell'edizione 2017 del Convegno è promuovere lo scambio di conoscenze e di esperienze maturate da esponenti del mondo accademico, liberi professionisti, funzionari di amministrazioni pubbliche, operatori di aziende private, giuristi e magistrati, nei rispettivi ambiti di competenza dell'Ingegneria Forense nei settori civile, industriale e dell'informazione.

Gli argomenti di specifico interesse sono:

- le situazioni in cui è determinante il fattore umano, anche in termini di errori colposi o azioni dolose, commessi nelle fasi di progettazione, esecuzione, gestione e controllo delle opere civili, dei processi industriali e delle reti informatiche ed elettroniche;
- le situazioni nelle quali sono presenti azioni estreme (come incendi, esplosioni e impatti) e a seguito delle quali possono svilupparsi eventi complessi (come collassi progressivi, disastri a catena e crisi catastrofiche);
- i criteri olistici di progetto di sistemi, strutture e infrastrutture: robustezza, durezza, resilienza, sostenibilità.

Le sessioni del Convegno verteranno inoltre su nuove problematiche emerse o divenute rilevanti negli ultimi anni, sia in Italia che all'Estero, compresi gli eventi sismici e gli atti di terrorismo. I lavori del Convegno prevedono relazioni generali, relazioni ad invito, presentazioni di memorie in sessioni parallele e una tavola rotonda avente ad oggetto l'individuazione delle principali problematiche giuridiche e tecnico-scientifiche di interesse per l'Ingegneria Forense.

NEWS

Convegno IF CRASC 2017a



Dal 9 al 13 gennaio si sta svolgendo a Santiago del Cile il 16° Congresso Mondiale di Ingegneria Sismica. I temi discussi vanno dai metodi prestazionali di valutazione della vulnerabilità delle strutture, alla realizzazione di nuove tecnologie per l'isolamento sismico, dalle strutture in cemento armato alla muratura, legno, acciaio; si parla di strutture ma anche di impianti, serbatoi, tubazioni, fondazioni. La grande novità di quest'anno è caratterizzata dalla sessione speciale organizzata dall'Associazione SPONSE che ha come scopo quello di sensibilizzare e promuovere la ricerca sul comportamento degli elementi non strutturali durante un evento sismico. Nei passati due Congressi mondiali, a Lisbona nel 2012 e a Pechino nel 2008, praticamente nessun articolo sugli elementi non strutturali veniva presentato. Nel frattempo diversi eventi sismici nel mondo, ed anche in Italia, hanno dimostrato che molti edifici subiscono pochi danni a livello di strutture portanti ma diventano inutilizzabili in quanto non operativi per il consistente danneggiamento agli elementi non strutturali (partizioni interne, tamponamenti, sistemi di condizionamento, quadri elettrici, serbatoi, controsoffitti, etc.). In questo 16° Congresso Mondiale di Ingegneria Sismica, si è svolta una delle più lunghe sessioni completamente dedicate agli elementi non strutturali, organizzata da SPONSE (sede in Eucentre a Pavia). Per la prima volta in un Congresso mondiale sono stati presentati 24 articoli sull'argomento, tra le 10.00 e le 19.30 dell'intera giornata di mercoledì 11 gennaio. Questo dimostra il crescente interesse verso queste problematiche. Abbiamo osservato in diversi eventi sismici come alcuni ospedali, scuole, quindi strutture strategiche, fossero negli elementi portanti poco danneggiati, ma assolutamente non operativi dal punto di vista degli elementi di funzionamento ordinario. Molta sperimentazione e modellazione numerica, anche in ambiente BIM, nel mondo, viene svolta dai maggiori centri di ricerca.

EUCENTREC'È

16th WCEE



EUCENTRE C'È Sicurezza Sismica del Patrimonio Edilizio



Workshop sul tema della sicurezza sismica del patrimonio edilizio: prevenzione, protezione ed emergenza, Cave (Rm), 24 Febbraio 2017.

Gli eventi sismici del Centro Italia 2016 hanno messo ancora una volta in evidenza la fragilità del territorio Italiano nei confronti degli eventi sismici. I Centri storici come Amatrice o Norcia sono stati distrutti e con essi centinaia di vite umane e il passato storico di questi territori, nonostante un numero elevato di tragedie susseguites nel tempo, non ultima quella dell'Aquila. L'esperienza accumulata dal punto di vista tecnico è enorme come testimoniato dalla qualità dei ricercatori Italiani che in campo internazionale sono i più riconosciuti e che trasmettono il sapere ai tecnici di domani nelle nostre Università. Nonostante ciò la cultura sismica nel nostro paese non può considerarsi soddisfacente. C'è evidentemente ancora bisogno di una azione incisiva su amministrazioni pubbliche e cittadini che li sensibilizzi sul tema e permetta così azioni di protezione a lungo termine.

In questo quadro, il workshop che si è tenuto lo scorso 24 febbraio a Cave (Rm), si presenta come una prima e utile occasione nel territorio della provincia di Roma per iniziare questo processo di sensibilizzazione, nella quale si è parlato diffusamente di eventi sismici in tema di prevenzione, protezione, sicurezza ed emergenza. Più in particolare è stato trattato un ampio ventaglio di argomenti (edilizia privata, edifici strategici, patrimonio artistico, infrastrutture, protezione sismica degli edifici, rapporto col mondo professionale, Emergenza) tutti però centrati sulla sicurezza sismica del patrimonio edilizio.

Sono intervenuti esponenti dell'Università Italiana esperti sul tema (prof. Fabrizio Paolacci, Prof. Camillo Nuti, Prof. Gianmarco De Felice), delegati di Eucentre (prof. Roberto Nascimbene), delegati della Rete dei Laboratori Sismici Italiani, Reluis (Prof. Luigi Di Sarno), tecnici dell'amministrazione pubblica (Ing. Paola Bardellino) e rappresentanti dell'Ordine degli Ingegneri di Roma (Ing. Giuseppe Carluccio).

EUCENTRE C'È Structures Congress 2017 Denver, Colorado April 6-8

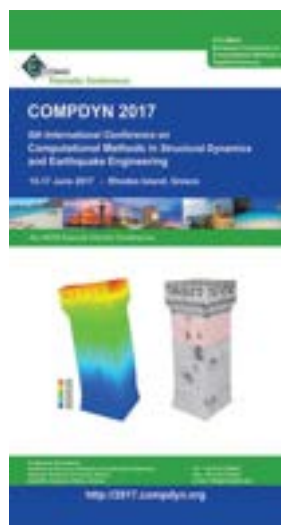
Dal 6 al 8 aprile si è svolto, a Denver in Colorado, il Structures Congress 2017, la conferenza organizzata dal Structural Engineering Institute (SEI) che fa parte dell'American Society of Civil Engineers (ASCE).

In questa sede si è discusso delle principali innovazioni nel campo dell'ingegneria sismica, della robustezza delle strutture e di resilienza. Le sessioni dei 3 giorni hanno toccato i temi relativi alle azioni eccezionali, al legno, agli edifici alti, all'adeguamento e al miglioramento delle strutture e alla progettazione di ponti; ci sono state, anche, delle sessioni dedicate alle normative, ai disastri naturali, alla sostenibilità, alla ricerca ed alla resilienza.



Quest'anno dal 15 al 17 giugno a Rodi si terrà la 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN). Il COMPDYN è una delle conferenze tematiche della European Community on Computational Methods in Applied Sciences (ECCOMAS) e una conferenza di particolare interesse dell'International Association for Computational Mechanics (IACM), che nasce nel 2007 con lo scopo di riunire le comunità scientifiche di Meccanica Computazionale, Dinamica Strutturale e Ingegneria Sismica.

Eucentre come centro di ricerca in ingegneria sismica parteciperà con numerosi contributi in diversi ambiti, quali: rischio implicito delle strutture, analisi accelerometriche, analisi numeriche su muri fuori piano, scenari di danno, rischio sismico e WebGIS.



EUCENTRE C'È

6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering

Negli ultimi decenni le tecniche sperimentali dell'ingegneria strutturale hanno avuto un notevole sviluppo grazie agli avanzamenti nel campo delle strategie di controllo delle prove lato software e hardware. Ad oggi, i più moderni laboratori su scala mondiale dispongono di attrezzature di prova che permettono la simulazione di condizioni di sollecitazione realistiche su diverse tipologie di strutture, elementi strutturali e non-strutturali, dispositivi di isolamento, ecc. Anche i sistemi di monitoraggio possono oggi contare su nuove tecnologie che consentono di superare le barriere fisiche che fino a pochi anni fa limitavano pesantemente il loro impiego; i nuovi orizzonti offerti dall'uso della strumentazione wireless aprono nuove possibilità di applicazione in vari settori della sperimentazione sia in laboratorio che in situ. Inoltre, la nuova tecnica di sperimentazione ibrida, basata sull'uso integrato di sottostrutture numeriche e sperimentali è sempre più sviluppata dal mondo della ricerca e il suo utilizzo è oggi possibile anche per applicazioni molto complesse, consentendo di estendere le potenzialità dell'indagine fino a raggiungere limiti fino a pochi anni fa quasi impensabili. La 7^a International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering (7AESE) rappresenta un importante evento per ricercatori ed utilizzatori dei metodi sperimentali per condividere esperienze e discutere sulle nuove tecniche e sulle procedure di sperimentazione di sistemi strutturali e/o dispositivi. L'obiettivo è quindi portare ad una migliore comprensione di metodi e strumenti per migliorare la caratterizzazione dei fenomeni sismici studiati. Qui di seguito vengono riportati i principali temi di cui si discuterà durante la conferenza:

Controllo strutturale (attivo/passivo)

Applicazione di risultati sperimentali nell'analisi e progettazione strutturale

Gestione dei dati e sistemi informatici dedicati

Simulazioni Ibride (pseudo-dinamiche, distribuite)

Sviluppo di software innovative per sperimentazione strutturale

Manutenzione durante il periodo di riferimento

Modellazione e simulazione numerica per la previsione e interpretazione di risultati sperimentali

Nuove tecniche di sperimentazione, misura e monitoraggio

Riduzione dati

Materiali avanzati per sensori e attuatori

Standardizzazione di procedure sperimentali

Monitoraggio della sicurezza strutturale

Tecnologia di sensori Wireless

È possibile iscriversi alla conferenza al sito <http://7aese.eucentre.it/>. In particolare, è possibile contribuire con una presentazione (PowerPoint) del proprio lavoro, che può essere accompagnato da un articolo; in alternativa, si può partecipare alla conferenza anche solamente per assistere alle presentazioni previste dal programma tecnico.

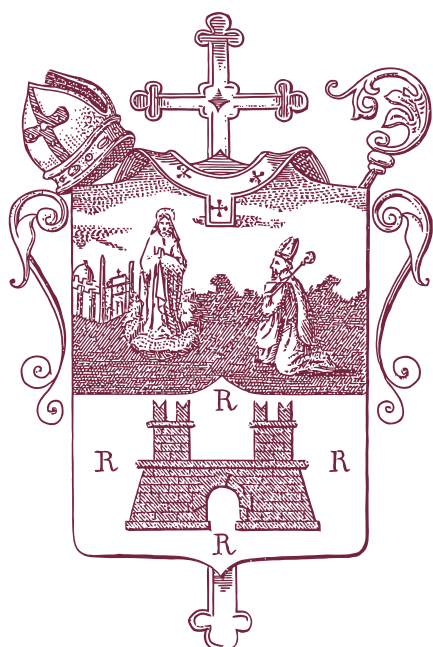
EUCENTRE C'È

7aese International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering

7aese

International Conference on Advances
in Experimental Structural Engineering





Auditorium

Chiesa dei Santi Giacomo e Filippo

La Chiesa dei Santi Giacomo e Filippo, completamente restaurata e trasformata in Auditorium, si propone come sede tecnologicamente avanzata per eventi in una cornice istituzionale che combina arte, storia e funzionalità. Una struttura unica che richiama immediatamente i valori architettonici del barocco, dotata delle più moderne tecniche audio video, con una capienza di circa 100 posti a sedere.

Per informazioni e prenotazioni:

Collegio Riboldi - Via Luigi Porta, 10 - 27100 Pavia

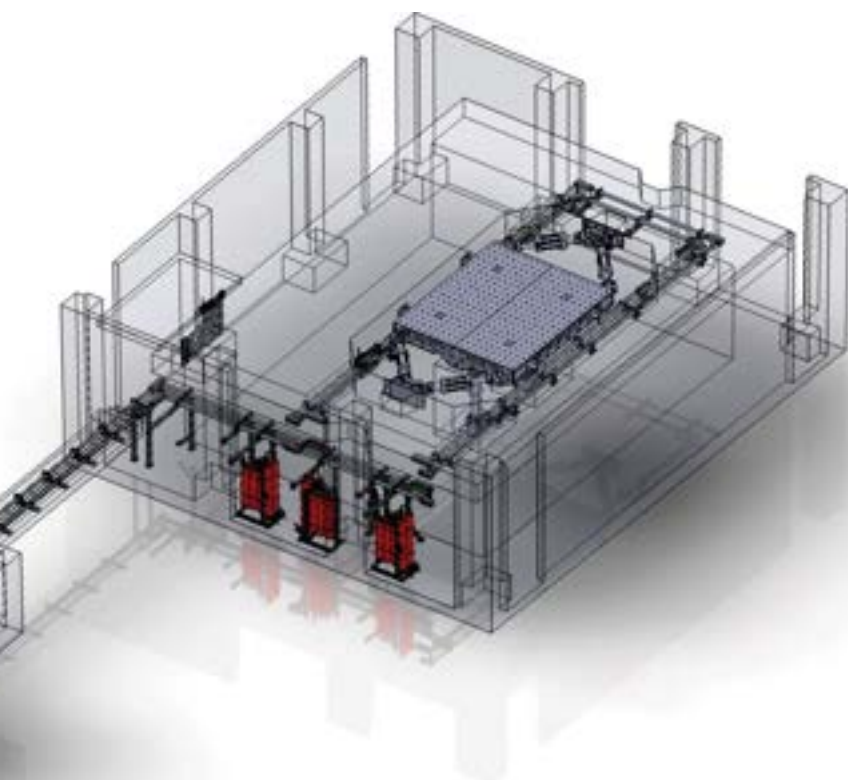
Tel. (+39) 0382.5169891 - Cell. 349.4768032

E-mail: info@collegioriboldi.it - Sitoweb: www.collegioriboldi.it





Ampliamento Laboratorio Eucentre



EUCENTRE ha progettato e sta realizzando un importante ampliamento dell'Laboratorio EUCENTRE, che prevede l'installazione di una nuova tavola vibrante, sviluppata principalmente per l'esecuzione di prove dinamiche su elementi non strutturali o di test sismici su sistemi strutturali di massa limitata. Le prestazioni di questa struttura di prova saranno progressivamente incrementate dai 4 gradi di libertà dell'installazione iniziale fino ai 6 gradi di libertà della fase evoluta.

Dati tecnici Tavola Vibrante 4 gradi di libertà

Spostamento in X	+/- 250 mm
Spostamento in Z	140 mm
Massa massima per provino	30 ton
Velocità di Picco	0,5 m/sec
Forza di Picco in X	2000 kN

Dati tecnici Tavola Vibrante 6 gradi di libertà

Spostamento in X	+/- 500 mm
Spostamento in Y	+/- 500 mm
Spostamento in Z	140 mm
Massa massima per provino	30 ton
Velocità di Picco	2,0 m/sec
Forza di Picco in X e Y	1400 kN



EUCENTRE

Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica

www.eucentre.it



COS'È EUCENTRE

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

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

LE AREE DI RICERCA

- Aerospazio
- Analisi Strutturale
- Elementi non strutturali
- Geotecnica sismica
- Innovazione tecnologica
- Meccanica computazionale
- Azione e progettazione sismica (SIDE)
- Risk Governance
- Scienze ambientali, salute e sicurezza (EHS)
- Analisi multirischio e servizi Copernicus
- Strutture in muratura
- TREES Lab, Metodi sperimentali e isolamento sismico
- Vulnerabilità e gestione territoriale

IL PROGRAMMA “SOSTENITORI DI EUCENTRE”

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

I vantaggi di Convenzionarsi con Eucentre:

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

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



EUCENTRE

Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica

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



WE ARE EUCENTRE

More than a hundred people from all
over the world working together on
training and research in earthquake
engineering and risk mitigation



EUCENTRE

Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica

www.eucentre.it



Diventa nostro autore.

Diventare nostro autore è semplice
basterà contattare la redazione di
Progettazione Sismica,
via e-mail all'indirizzo:
giulia.faga@progettazionesismica.it
oppure chiamando al numero
telefonico 0382.5169894.
Per maggiori informazioni e novità
sulla rivista è possibile visitare
il sito **www.progettazionesismica.it**

ISBN 978-88-6198-105-8



9 788861 981058

follow us



www.progettazionesismica.it