

Capannoni monopiano prefabbricati: distribuzione probabilistica dei sistemi e sottosistemi strutturali dagli anni sessanta ad oggi

Single-storey precast buildings: probabilistic distribution of structural systems and subsystems from the sixties

Davide Bellotti¹, Chiara Casotto², Helen Crowley³, Manya G. Deyanova⁴, Fabio Germagnoli⁵, Giancarlo Fianchisti⁶, Elena Lucarelli⁷, Stefano Riva⁸, Roberto Nascimbene⁹ ■

Sommario

Gli eventi sismici che il 20 e 29 maggio 2012 hanno colpito la pianura emiliana hanno evidenziato la vulnerabilità di molti capannoni prefabbricati tipici della pratica edilizia italiana degli ultimi decenni. Gli schemi strutturali di tali capannoni sono in genere contraddistinti da un livello di flessibilità non trascurabile, risultato della combinazione di pilastri a tutta altezza incastrati alla base, elevate altezze interpiano e travi con collegamenti schematizzabili come cerniere (o comunque non in grado di trasferire momenti flettenti significativi), se non addirittura in semplice appoggio e quindi basati sul solo attrito. In molti casi, l'uso di queste tipologie di connessione ha condotto allo scalzamento degli elementi portati, soprattutto per modeste lunghezze di appoggio, e al loro conseguente crollo. L'inidoneità dei collegamenti rispetto alle azioni sismiche agenti è frequentemente anche il motivo principale del crollo di elementi non strutturali, quali pannelli di tamponamento prefabbricati, e del ribaltamento di pareti in muratura esterne.

Lo scopo di questo lavoro è di effettuare una classificazione dei capannoni prefabbricati presenti su estese porzioni del territorio italiano e di evidenziarne le caratteristiche peculiari, quali anno di costruzione (e quindi normativa di riferimento) e dimensioni geometriche. Da queste prime informazioni, è possibile effettuare valutazioni preliminari qualitative circa la possibile risposta attesa, e per alcuni casi valutarne la vulnerabilità attraverso metodi semplificati. A tale scopo si è fatto riferimento a tre differenti database: il primo include i dati dei rilievi effettuati tra giugno e novembre 2012 nella provincia di Piacenza dal settore Analisi Strutturale di Eucentre nell'ambito di un progetto, nato a seguito degli eventi sismici occorsi in Emilia a maggio dello stesso anno, in collaborazione con Confindustria Piacenza, e finalizzato alla valutazione della vulnerabilità delle strutture produttive dei loro associati. Il gruppo di lavoro ha effettuato numerosi sopralluoghi in zone caratterizzate dalla presenza di capannoni prefabbricati realizzati prevalentemente tra il 1950 ed il 2010, collezionando dati relativi alla geometria, alla tipologia strutturale, allo schema statico, alle connessioni ed agli elementi strutturali e non strutturali costituenti i capannoni stessi, così come alle tipologie di materiale impiegato.

La seconda base di dati è stata raccolta dal Servizio Sismico della Regione Toscana (attualmente Settore Sismica) tra il 2003 e il 2008 al fine di valutare il rischio sismico nelle aree produttive della Toscana.

Il terzo archivio, di dominio pubblico, è stato realizzato tra il 2005 e il 2008 ad opera di Assobeton, che ha raccolto una serie di informazioni sulle principali tipologie di edifici prefabbricati di produzione corrente negli ultimi decenni.

Parole chiave: Capannoni prefabbricati, terremoto Emilia Romagna, vulnerabilità strutture produttive, pericolosità sismica Piacentino, curve di fragilità.

Abstract

The seismic events that struck the Emilia region on May 20th and 29th, 2012 have highlighted the vulnerability of many industrial RC precast buildings, which form a large portion of the industrial structures

¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) - ✉ davide.bellotti@eucentre.it
² Graduate School in Understanding and Managing Extremes (UME School) - ✉ chiara.casotto@umeschool.it
³ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) - ✉ helen.crowley@eucentre.it
⁴ Graduate School in Understanding and Managing Extremes (UME School) - ✉ manya.deyanova@umeschool.it
⁵ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) - ✉ fabio.germagnoli@eucentre.it
⁶ Regione Toscana - Settore Sismica - ✉ giancarlo.fianchisti@regione.toscana.it
⁷ Regione Toscana - Settore Sismica - ✉ elena.lucarelli@regione.toscana.it
⁸ Confindustria Piacenza - ✉ riva@assind.pc.it
⁹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) - ✉ roberto.nascimbene@eucentre.it

in Italy, built in the last 5 decades. The structural scheme of these precast buildings is typically characterized by high flexibility due to the very slender (aspect ratios often greater than 10) cantilever columns and hinged beam-column connections. The latter rely either only on friction between the beam and the column, or also on steel dowels protruding from the columns. In many cases the use of such connections has led to the loss of support of the horizontal elements and partial or total collapse of the structure. The same applies also to the non-structural elements such as cladding panels and infill walls, which failure was again due to connections unsuitable for seismic regions.

The aim of this work is to classify the majority of the industrial RC precast structures in Italy built in the last 5 decades, based on criteria like year of construction and corresponding design code, static scheme, geometry, types of connections, materials and non-structural elements. With such accessible information it is possible to carry out qualitative preliminary assessment of the seismic response of structures and in some cases their vulnerability through simplified methods.

For the purpose of the research three different databases were used. The first one has been built based on a survey carried out between June and November 2012 in the province of Piacenza by the Structural Analysis Research Group of Eucentre and with the collaboration of Confindustria Piacenza with the aim of assessing the vulnerability of the precast buildings in the region. The second database has been collected between 2003 and 2008 by the Seismologic Service of Tuscany region (currently Seismic Division) in order to assess the seismic risk of the industrial areas in Tuscany. The third database, which is in public domain, was assembled by Assobeton between 2005 and 2008 and consists of information on representative types of precast structures manufactured since late '60s.

Keywords: Precast buildings, Emilia Romagna earthquake, vulnerability industrial structures, seismic hazard, fragility curves.

1. Danni subiti dagli edifici in seguito agli eventi sismici del Maggio 2012

Il terremoto dell'Emilia Romagna, come noto, ha colpito una zona che recentemente è stata soggetta ad una nuova classificazione sismica. Alcune carenze nella prestazione degli edifici prefabbricati si sono verificate perché nella maggior parte dei casi le strutture erano state progettate per carichi gravitazionali o comunque non con gli stessi requisiti previsti dalla corrente normativa in zona sismica (D.M. 14 gennaio 2008).

Questo argomento è stato a lungo dibattuto dopo gli eventi sismici del maggio 2012 e lo è tuttora: i due aspetti contrapposti sono da una parte il fatto che la normativa allora vigente è stata rispettata, dall'altra parte, però, è evidente che una struttura prefabbricata i cui elementi strutturali non sono opportunamente vincolati fra loro è una

soluzione ingegneristicamente carente.

Il danno principale che ha caratterizzato il suddetto evento ha infatti riguardato la perdita di appoggio degli elementi strutturali orizzontali per mancanza o per ridotta resistenza dei collegamenti tra gli elementi (Figura 1). Dai sopralluoghi effettuati, è emerso come spesso fossero assenti connessioni di tipo meccanico fra travi e pilastri e fra travi e tegoli, per cui in molti casi le connessioni hanno potuto contare solamente sull'attrito.

Un'altra tipologia comune di danneggiamento è stato il crollo dei pannelli di facciata, sia in mattoni, sia prefabbricati in calcestruzzo. L'elevata snellezza fuori piano è stata la causa principale del collasso delle pareti in muratura, in cui spesso si è riscontrata la mancanza di opportuni collegamenti con la struttura. Le finestrature a nastro sulla parte superiore delle tamponature in muratura hanno poi spesso causato un peggioro-

Figura 1:
Crollo della copertura
dovuto alla perdita di
appoggio delle travi
principali (terremoto Emilia
2012).





Figura 2
Perdita di appoggio dei pannelli. (terremoto Emilia 2012).



Figura 3
Danneggiamento della testata di un pilastro in corrispondenza della finestratura a nastro (a sinistra) e danneggiamento pannello in muratura (a destra) (terremoto Emilia 2012).

ramento della situazione, rendendo il meccanismo simile a un piano debole dell'intera facciata. Il collasso dei pannelli prefabbricati orizzontali e verticali (Figura 2) è invece da attribuire alle caratteristiche dei collegamenti, progettati per carichi di gravità e per l'azione del vento, ma non per le forze inerziali orizzontali, soprattutto fuori piano, associate alla notevole massa dei pannelli stessi (un singolo pannello, pur alleggerito, può arrivare a pesare anche oltre 4 kN/m²). Il danneggiamento riscontrato sui pilastri è da attribuire a differenti meccanismi oppure a una combinazione di essi.

Fra i più frequenti sono da rimarcare: perdita di verticalità per rotazione alla base dei plinti isolati, rottura a taglio più o meno a metà altezza in pilastri tozzi (configurazione dovuta alla presenza delle finestre a nastro, Figura 2), rottura per flessione a causa di insufficiente confinamento e armatura longitudinale, rottura delle forcelle ospitanti le travi (generalmente capriate a doppia pendenza) sulla sommità dei pilastri, con l'aggiunta di problemi associati a meccanismi torsionali delle travi stesse. Sono da segnalare, inoltre, danni riscontrabili alla base dei pilastri, come il danneggiamento del copriferro, dove però l'instabilizzazione delle barre di armatura longitudinali è stato poco frequente.

Per quanto riguarda le coperture, sono state rilevate perdite di appoggio degli elementi secondari rispetto alle travi principali a causa della man-

canza di collegamenti ed orizzontamenti flessibili (soprattutto in presenza di molte aperture e lucernari), la cui risposta ha provocato in alcuni casi il ribaltamento fuori piano delle travi principali.

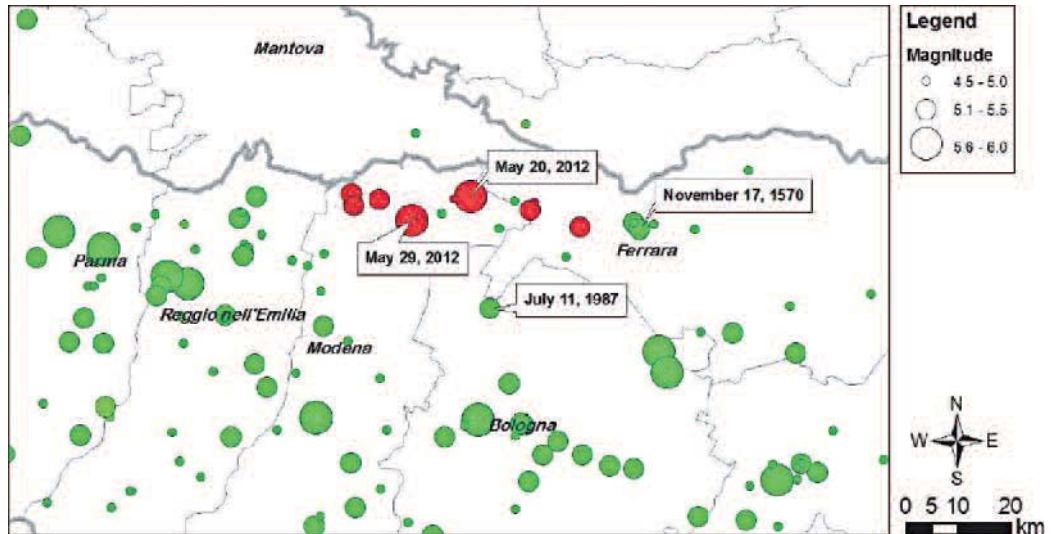
2. Considerazioni di pericolosità sismica per la zona di interesse

La sequenza sismica a sud-est della Pianura Padana del Maggio 2012 si inquadra nell'ambito dell'attività sismica prodotta da alcune strutture tettoniche a meccanismo inverso della dorsale Ferrarese (Appennino settentrionale) soggette a compressione in direzione sud-est sotto l'effetto della spinta della microzolla Adriatica che sottoscorre la catena alpina.

Questo movimento è all'origine della sismicità storica osservata in Emilia-Romagna ivi compresi gli eventi del maggio 2012. Tra i terremoti storici importanti si cita il sisma del 17/11/1570 avvenuto in prossimità di Ferrara a cui è stata attribuita una magnitudo macrosismica (derivata cioè dalle osservazioni sul danno rilevato) pari a 5.5 (Guidoboni et al., 2007, Figura 4).

La scossa di magnitudo 5.9 del 20 maggio 2012 è stata la più severa di una lunga sequenza. I suoi effetti sono stati particolarmente distruttivi anche a causa di una profondità focale di soli 6.3 km. La stazione sismica più vicina, situata a circa 13.4 km dall'epicentro (località Miran-

Figura 4: Distribuzione dei maggiori terremoti verificatisi nel Ferrarese negli ultimi 500 anni (da <http://iside.rm.ingv.it/>).



dola), ha registrato un valore di picco dell'accelerazione verticale pari a 0.31 g mentre la componente orizzontale è stata di 0.264 g. Alla stazione SNZ1 della rete sismica RAN (Rete Accelerometrica Nazionale) in località San Nazzaro, situata a circa 25 km ad est di Piacenza (111 km dall'epicentro), è stato registrato un valore di picco dell'accelerazione pari a 0.012 g.

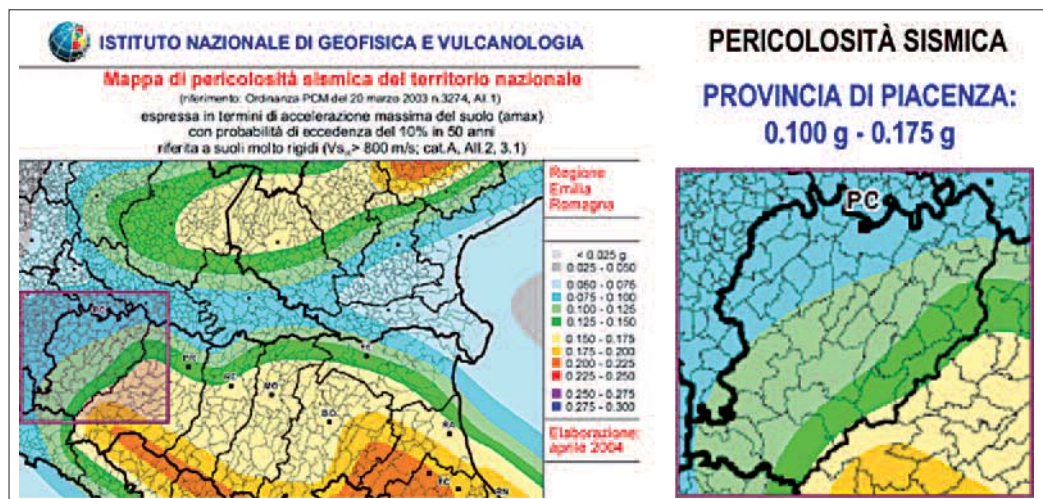
3. Sismicità nel piacentino

Una classificazione sismica del territorio piacentino è stata effettuata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia attraverso la mappa (INGV) del 2004, la quale è stata recepita nell'OPCM 3519 del 28 aprile 2006 come mappa di riferimento per l'individuazione delle zone sismiche sul territorio nazionale e aggiornando gli elenchi delle medesime. Tale mappa è stata

definita per un periodo di ritorno di 475 anni ed è riferita a suoli rigidi per la componente orizzontale del moto. È infatti ben noto che coltri di ricoprimento alluvionale e sedimenti sovrapposti al substrato roccioso sono frequentemente all'origine di fenomeni di amplificazione sismica locale (i cosiddetti "effetti di sito") capaci di produrre un significativo incremento dei valori di scuotimento attesi per il moto sismico.

La Figura 5 mostra uno stralcio della mappa INGV relativa all'area epicentrale del sisma di maggio 2012. Il valore di scuotimento a_{max} predetto dalla mappa in località Mirandola è pari a 0.15 g contro un valore misurato nella scossa del 20/5 (componente orizzontale) di 0.264 g. Tuttavia la stazione di Mirandola è collocata su suolo di categoria C-D e se si tenesse conto di questo i valori di accelerazione predetti dalla mappa INGV risultano compatibili a quelli osservati nella scossa del 20/5 (come chiarito in

Figura 5
Mappa di pericolosità sismica nel territorio interessato dalla sequenza sismica di Maggio 2012. Nel riquadro è mostrata la provincia di Piacenza dove i valori di a_{max} variano da 0.10 g a 0.175 g (da www.ingv.it).



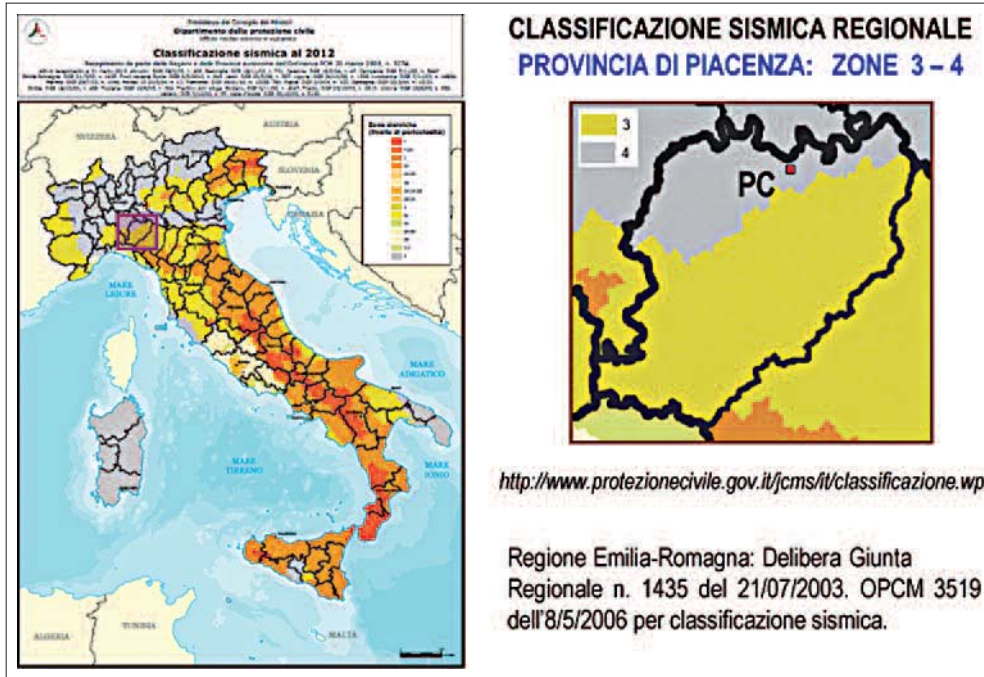


Figura 6
 Mappa di classificazione sismica nazionale aggiornata al 2012 e ingrandimento del territorio dei Comuni della Provincia di Piacenza (Delibera Giunta Regione Emilia-Romagna n. 1435 del 21/07/2003) (da <http://www.protezionecivile.gov.it/>).

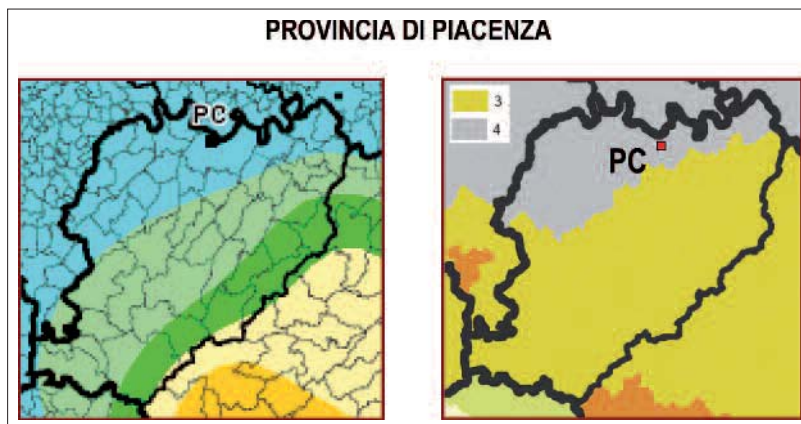


Figura 7
 Confronto tra la mappa di pericolosità INGV (2004) e quella di classificazione della provincia di Piacenza (Delibera Giunta Regione Emilia-Romagna n. 1435 del 21/07/2003) (da <http://www.protezionecivile.gov.it/>).

Stucchi et al, 2012).

Nel riquadro a destra della Figura 5 è mostrato un ingrandimento della mappa INGV di pericolosità con riportati secondo una scala cromatica i valori di a_{max} per i Comuni della Provincia di Piacenza. Essi variano da 0.10 g a 0.175 g e sono sostanzialmente uguali a quelli predetti dalla mappa INGV per i Comuni della Provincia di Ferrara. Si reitera comunque che questi valori sono riferiti a suoli rigidi e per un tempo di ricorrenza di 475 anni.

La Figura 6 mostra la mappa di classificazione sismica del territorio nazionale (www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/classificazione.wp) aggiornata al 2012 con l'ingrandimento relativo alla Provincia di Piacenza. L'intero territorio provinciale è classificato in zona 3 o 4 con il Comune di Piacenza in zona 4. In Figura 7 è infine rappresentato un confronto tra la mappa

di pericolosità INGV e quella di classificazione della provincia di Piacenza. La Regione Emilia-Romagna ha deliberato la classificazione del suo territorio con Delibera Regionale n. 1435 del 21/07/2003, antecedente quindi alla promulgazione dell'OPCM 3519 del 28 aprile 2006. L'elenco completo dei Comuni della Provincia di Piacenza e delle corrispondenti zone sismiche è riportato in Tabella 1 (<http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/classificazione.wp>).

4. Stato dell'arte e pratica costruttiva nazionale

La tecnica di prefabbricazione applicata alle strutture in c.a. è una pratica consolidata e, grazie a caratteristiche quali la praticità, la funzionalità e l'economicità, particolarmente impiegata in ambito internazionale per la realizza-

zione di strutture di grande luce, parcheggi, silos, palazzetti dello sport e, in minor misura, edifici residenziali.

In Italia essa ha avuto una notevole diffusione circa cinquant'anni fa, in corrispondenza del-

l'ultimo periodo post-bellico e della successiva ripresa economica. Ciò è giustificato dal fatto che tale tecnica rappresenta un vero e proprio processo industriale, che non può generalmente prescindere da fattori quali lo sviluppo econo-

Tabella 1 - Elenco dei Comuni della Provincia di Piacenza e corrispondente zona sismica di appartenenza in accordo alla classificazione sismica regionale (Delibera Giunta Regione Emilia-Romagna n. 1435 del 21/07/2003).

Regione	Provincia	Cod. ISTAT	Comune	ZS
Emilia-Romagna	Piacenza	8033001	Agazzano	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033002	Alseno	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033003	Besenzone	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033004	Bettola	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033005	Bobbio	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033006	Borgonovo Val Tidone	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033007	Cadeo	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033008	Calendasco	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033009	Caminata	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033010	Caorso	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033011	Carpaneto Piacentino	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033012	Castell'Arquato	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033013	Castel San Giovanni	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033014	Castelvetro Piacentino	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033015	Cerignale	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033016	Coli	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033017	Corte Brugnatella	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033018	Cortemaggiore	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033019	Farini	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033020	Ferriere	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033021	Fiorenzuola d'Arda	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033022	Gazzola	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033023	Gossolengo	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033024	Gragignano Trebbiense	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033025	Gropparello	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033026	Lugagnano Val d'Arda	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033027	Monticelli d'Ongina	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033028	Morfasso	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033029	Nibbiano	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033030	Ottone	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033031	Pecorara	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033032	Piacenza	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033033	Pianello Val Tidone	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033034	Piozzano	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033035	Podenzano	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033036	Ponte dell'Olio	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033037	Pontenure	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033038	Rivergaro	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033039	Rottofreno	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033040	San Giorgio Piacentino	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033041	San Pietro in Cerro	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033042	Sarmato	4
Emilia-Romagna	Piacenza	8033043	Travo	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033044	Vernasca	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033045	Vigolzone	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033046	Villanova sull'Arda	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033047	Zerba	3
Emilia-Romagna	Piacenza	8033048	Ziano Piacentino	4

mico e la disponibilità di un efficiente sistema di reti di trasporto.

In ambito nazionale le strutture prefabbricate ricoprono una elevatissima percentuale del mercato degli edifici industriali (capannoni monopiano e pluripiano) e sono in parte adibite a palazzine per uffici.

La tecnica della prefabbricazione applicata alla realizzazione di strutture in c.a. condiziona direttamente tutte le fasi dell'intero processo costruttivo, dalla progettazione, alla produzione in stabilimento, al trasporto ed al montaggio in cantiere. In generale tale tecnica costruttiva ha senso solo se assume i connotati di un vero e proprio processo industrializzato, in cui gli obiettivi perseguiti sono l'automatizzazione delle procedure e l'ottimizzazione dei materiali. Una struttura prefabbricata in c.a. non necessariamente è costituita da elementi precompressi; è vero, però, che l'utilizzo di elementi portanti precompressi (o meglio ancora, ad armatura pre-tesa) si adatta perfettamente alle caratteristiche di una procedura industrializzata e favorisce la realizzazione di strutture con campate di grande luce.

Di seguito sono descritte le caratteristiche dei principali elementi prodotti in stabilimenti in Italia, dei collegamenti fra gli elementi stessi e delle tipologie strutturali di maggiore diffusione.

Il calcestruzzo, solitamente anch'esso prodotto in stabilimento, è generalmente contraddistinto da elevate caratteristiche in termini di qualità, omogeneità dell'impasto e prestazioni fisico - meccaniche. Grazie a ciò, gli elementi possono essere a loro volta realizzati riducendo al minimo le tolleranze dimensionali (per esempio

dell'ordine di 1 cm anche per luci superiori a 20 m). Nei maggiori stabilimenti possono essere prodotti anche più di 200 m³ di calcestruzzo giornaliero, prevedendo impasti di svariate caratteristiche. La tipologia più diffusa è un calcestruzzo $R_{ck} 45 \div 55$ per le strutture precomprese (travi, tegoli e solai) e $R_{ck} 35 \div 55$ per quelle in armatura lenta (pilastri, plinti). L'acciaio da precompressione ha un comportamento fragile, con valore caratteristico di rottura dell'ordine di 1900 MPa; la tesatura massima è generalmente compresa fra 1300 e 1400 MPa (circa il 75% del valore caratteristico di rottura). È tipico l'impiego di armature pre-tese annegate nel getto (trefoli) con diametro di 0.5" o 0.6" (diametri minori sono solitamente impiegati per elementi da impalcato).

5. Elementi strutturali prefabbricati di principale produzione

5.1 Travi


Le travi in calcestruzzo armato ordinario o precompresso correntemente prodotte in stabilimento coprono per tipologia e luci di esercizio una casistica molto ampia.




Nella tabella seguente è riportato un riassunto delle principali tipologie maggiormente utilizzate, delle loro caratteristiche e delle correnti luci d'impiego. I valori indicati discendono da una ricerca riguardante le caratteristiche di produzione dei principali stabilimenti italiani.

5.2 Elementi da impalcato

I solai si suddividono in parzialmente o totalmente prefabbricati. Questi ultimi, a loro volta,

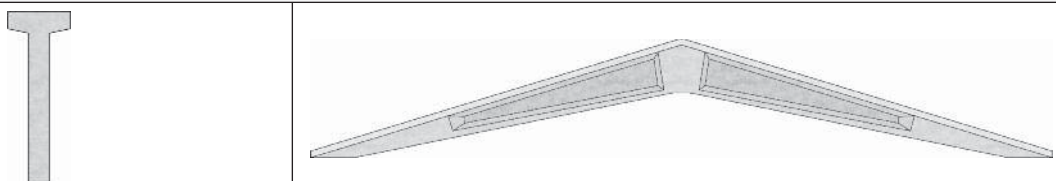

Tabella 2 - Principali caratteristiche delle più comuni travi prefabbricate di produzione corrente (modificato da Calvi et al., 2006)



Tipologia: doppia pendenza $p = 10\%$			
			
Tipo di impalcato	Copertura a doppia falda con tegoli		
Peso trave (kN/m)	5.5 ÷ 14.0		
Altezze massime in campata (m)	1.30 ÷ 2.90		
Luci correnti di impiego (m)	10 ÷ 40		

Tipologia: I o doppio T di bordo con fondelli di vario spessore			
			
Tipo di impalcato	Copertura con tegoli		
Peso trave (kN/m)	4.0 ÷ 9.0		
Altezze massime in campata (m)	0.80 ÷ 1.40		
Luci correnti di impiego (m)	8 ÷ 28		

Tipologia: ad H			
			
Tipo di impalcato	Copertura con tegoli		
Peso trave (kN/m)	8.0 ÷ 12.0		
Altezze massime in campata (m)	0.80 ÷ 1.40		
Luci correnti di impiego (m)	8 ÷ 16		

Tipologia: ad Y			
			
Tipo di impalcato	Copertura con voltine		
Peso trave (kN/m)	7.0 ÷ 11.5		
Altezze massime in campata (m)	0.60 ÷ 1.00		
Luci correnti di impiego (m)	10 ÷ 20		

Tipologia: Boomerang	
	
Tipo di impalcato	Copertura a doppia falda con tegoli a lastre
Peso trave (kN/m)	fino a 11.0
Altezze massime in campata (m)	1.30 ÷ 1.60
Luci correnti di impiego (m)	12 ÷ 20
	

Tipologia: Reticolare	
	
Tipo di impalcato	Copertura con estradosso piano o inclinato con tegoli o lastre
Peso trave (kN/m)	Variabile
Altezze massime in campata (m)	2.00 ÷ 2.50
Luci correnti di impiego (m)	15 ÷ 30
	

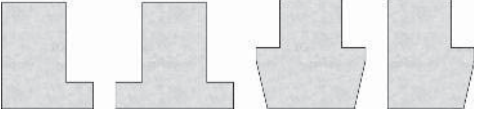





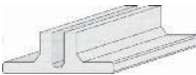



Tipologia: L e T rovescio o trapezio	
	
	
Tipo di impalcato	Coperture piane e solai piani con tegoli binervati o lastre
Peso trave (kN/m)	7.0 ÷ 17.0
Altezze massime in campata (m)	0.40 ÷ 1.20
Luci correnti di impiego (m)	8 ÷ 16
	

Tabella 3 - Caratteristiche degli elementi di solaio di uso corrente (modificato da Calvi et al., 2006)

Tipologia elemento	Sezioni tipiche	Dimensioni sagoma standard (m)		Peso totale (kN/m)	Luci correnti d'impiego (m)	Interasse (m)	
		base	altezza				
Solai totalmente prefabbricati (in c.a.p)	lastra alveolare		1.20	0.12 ÷ 0.80*	2.00 ÷ 8.50	6 ÷ 24	affiancati
	tegolo binervato		2.50	0.30 ÷ 1.20*	2.00 ÷ 5.00	8 ÷ 24	affiancati (o con lucernari in coperture piane)
	tegolo omega		2.25	0.40 ÷ 1.00*	2.50 ÷ 6.00	10 ÷ 20	affiancati
Solai parzialmente prefabbricati	tegolo binervato ad intradosso piano		1.20	0.50 ÷ 1.00*	3.5 ÷ 8.5	10 ÷ 20	0 ÷ 2.50
	lastra nervata		1.20	0.20 ÷ 0.30	1.50 ÷ 2.50	< 10	0 ÷ 2.50
	a travetti in c.a.p.		0.12 ÷ 2.50**	0.16 ÷ 0.24***	3.00 ÷ 15.00	4 ÷ 10	0 ÷ 0.80
	tralicciato (predalles)		1.20 ÷ 2.50	0.15 ÷ 0.60	-	3.5 ÷ 8	affiancati

* escluso eventuale getto integrativo in c.a. di spessore 5 ÷ 10 cm;

** relativa al singolo travetto;

*** relativa all'intero solaio, escluso il getto integrativo di 5 ÷ 6 cm all'estradosso.

possono essere dotati o meno di un getto in opera integrativo collaborante. La Tabella 3 riassume tipi e caratteristiche di utilizzo delle soluzioni prodotte correntemente.

5.3 Tegoli alari di copertura

La categoria degli elementi alari comprende una varietà di soluzioni molto ampia, nella Tabella 4 si riportano solo le tipologie principali. Generalmente ogni prefabbricatore si contraddistingue rispetto agli altri proprio per l'elevato livello di conoscenza e di specializzazione raggiunto nella produzione di un particolare tipo di tegolo alare. Ciò è giustificato dal fatto che tali elementi rappresentano la sintesi dell'evoluzione degli elementi di copertura (travi e solai) descritti nelle precedenti due tabelle.

Pur nella grandissima varietà di casi, i tegoli alari rispettano solitamente i seguenti standard: sagoma di larghezza massima 2.50 m e altezza al bordo compresa fra 0.80 e 1.20 m; spessore minimo dei setti non minore di 5 cm; luce massima raggiungibile intorno ai 32 m (in alcuni casi superiore); interasse trasversale fino a 6 m (nel caso dei tegoli ad ali curve, la copertura può essere completata con lastre di spessore circa 5 cm aventi un profilo longitudinale curvilineo compatibile con il profilo della sezione trasversale dei tegoli stessi, Figura 8).

I tegoli alari sono in genere utilizzati in combinazione con travi di bordo a "I" o ad "H". La sezione può essere ad altezza costante oppure variabile (con inclinazione dell'estradosso in genere molto più contenuta rispetto al caso delle travi a doppia pendenza), appositamente studiata al fine dell'ottimizzazione della quantità di materiale utilizzato. Le forme caratteristiche sono a V, a Y, ad ali curve (in tutti i casi con l'anima a cassone o meno), a II, a Ω (Tabella 4).

5.4 Pilastri

I pilastri prefabbricati sono solitamente realizzati in calcestruzzo armato normale e sono costituiti da elementi monolitici incastrati alla base aventi il compito di sostenere l'orditura principale di uno o più orizzontamenti. I pilastri precompressi sono caratterizzati da uno scarso impiego, ma sono comunque previsti come soluzione estrema nei casi di elevata eccentricità dei carichi applicati.

Le sezione minima è generalmente quadrata intorno ai 40 ÷ 50 cm, in funzione dei carichi agenti, dell'altezza del pilastro, dei conseguenti problemi di instabilità e dell'eventuale presenza e dimensione del pluviale incorporato. Sono previste e realizzate anche sezioni rettangolari in cui il lato maggiore può superare i 100 cm. Una variante è costituita dai pilastri cosiddetti

Tabella 4 - Caratteristiche dei principali tegoli alari di grande luce di uso corrente (Modificata da Dassori, 2001)

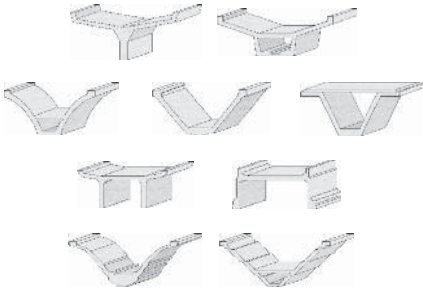
Tipologia elemento	Sezioni tipiche	Dimensioni sagoma standard (m)		Peso totale (kN/m)	Luci correnti d'impiego (m)	Interasse (m)
		base	altezza			
Tegoli di copertura		2.50	1.00 ÷ 1.10	6.00 ÷ 8.00	16 ÷ 32	0 ÷ 6.00



Figura 8
Copertura con tegoli alari.

ad "H", che presentano scanalature trapezoidali lungo i fianchi (di spessore intorno ai 5 ÷ 6 cm e larghezza media di circa 15 cm) per l'alloggiamento dei pannelli di tamponamento. Nei pilastri interni, tali scanalature possono essere presenti su tutti i quattro lati della sezione.

Nel caso di strutture pluripiano, le dimensioni delle sezioni del pilastro possono essere variabili ad ogni interpiano a scopo di ottimizzazione strutturale ed economica, ma con il pilastro stesso che, comunque, è realizzato in un unico blocco.

L'altezza massima è limitata da vari fattori correlati fra loro, quali: instabilità, dimensioni della maglia, schema vincolare, presenza di controventamenti, numero di piani. Le altezze massime, riferite sempre ad elementi monolitici senza riprese o collegamenti, mediamente sono di 12 ÷ 14 m; esistono tuttavia casi molto limitati in numero, in cui mediante un unico getto, sono stati raggiunti i 28 ÷ 30 m. Per altezze maggiori, oppure quando lo suggeriscano considerazioni di economicità del trasporto o del montaggio, si utilizza l'assemblaggio in opera di due o più tronchi prefabbricati.

L'armatura è quella tradizionale di elementi in c.a., con la particolarità che, date le dimensioni della sezione trasversale, sono molto rari i problemi legati alla verifica a taglio.

I pilastri sono adeguatamente conformati alla base per essere inseriti in plinti a pozzetto, mentre in sommità sono predisposti per consentire l'appoggio ed il controventamento delle travi primarie dei vari sistemi di copertura, come mostrato nella figura successiva:

Alla quota di connessione con le strutture orizzontali il pilastro è sagomato (rastremato) o completato su diversi lati con componenti strutturali come mensole rettangolari, semplici o multiple, posizionabili su qualunque faccia del pilastro, che permettono l'appoggio, anche a scomparsa, delle travi primarie. È da notare che le mensole sono gettate in stabilimento nello stesso cassero del pilastro e che tale cassero è posizionato in direzione orizzontale; per questo motivo è possibile gettare solo tre mensole, mentre la quarta dovrebbe essere tassellata, non trascurando le problematiche legate alla resistenza al fuoco di tale componente strutturale.

In genere possono essere previste:

- mensole in c.a. per il sostegno delle travi principali di impalcati intermedi;
- mensole in c.a. per il sostegno delle vie di corsa (travi metalliche) dei carroponti;
- mensole in c.a. disposte sulla faccia esterna dei pilastri perimetrali per la realizzazione di eventuali pensiline (lunghezza massima generalmente intorno a 2.0 m);

- d. mensole metalliche ed inserti per l'appoggio ed il fissaggio dei tamponamenti.

Le mensole di appoggio sono definite tozze se hanno un rapporto altezza-lunghezza di norma compreso fra 1 e 2 e snelle se questo rapporto si mantiene tra 0.5 e 1.

5.5 Sistemi di fondazione

Il sistema di fondazione tradizionalmente utilizzato è costituito da plinti a pozzetto (Figura 9) poggianti su sottofondazioni armate, queste ultime realizzate con un calcestruzzo di prestazioni inferiori rispetto agli elementi in elevazione. Le possibili alternative sono costituite dall'utilizzo di pali prefabbricati o di fondazioni superficiali nastriformi, rispettivamente nel caso di scarsa capacità portante del terreno o di problemi di verifica strutturale del plinto.

5.6 Pannelli di tamponamento

I pannelli di tamponamento sono classificabili come elementi non strutturali aventi funzioni estetiche e tecnologiche (isolamento termico ed acustico). Dal punto di vista strutturale – realizzativo, essi si suddividono in:

- pannelli a travetti: costituiti da un telaio perimetrale e da un sistema di travetti armati orizzontali e verticali con interposte parti di materiale di alleggerimento (es: polistirolo). Lo spessore standard è pari a $t = 20$ cm. La lunghezza L (o lato maggiore) è generalmente vincolata dalla condizione $t > L/50$ o, equivalentemente, $L \leq 10$ m; la larghezza (o lato minore) è variabile fino ad una dimensione massima di circa $4.00 \div 4.50$ m (mediamente la larghezza è di circa $2.50 \div 3.0$ m). Il peso di questi elementi può essere di circa $3.50 \div 4.00$ kN/m². Pannelli di questo tipo sono caratterizzati da una certa capacità coibentante e da un valore piuttosto

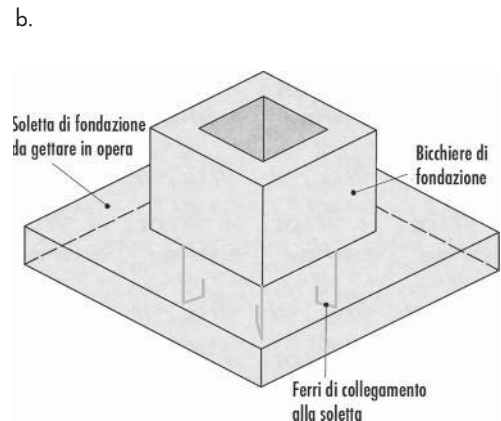
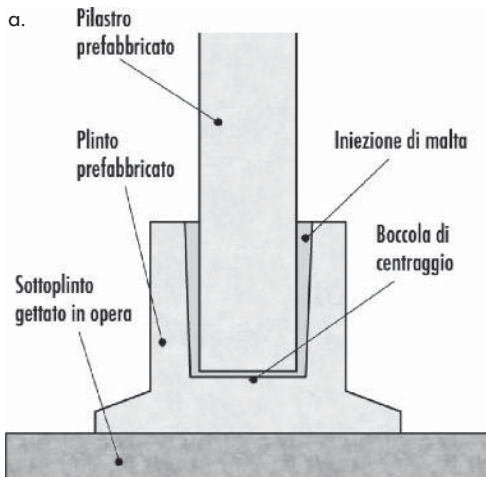
elevato del rapporto capacità resistente fuori piano/peso proprio; per questo motivo pannelli di questo tipo si prestano particolarmente ad essere utilizzati come elementi di chiusura esterni;

- pannelli a strati (o pannelli sandwich): così chiamati perchè sono costituiti da un sistema di strati aventi funzioni diverse, in grado di garantire prestazioni coibentanti molto elevate; generalmente la composizione base prevede uno strato portante interno costituito da una lastra in calcestruzzo armato, più strati intermedi coibentanti e di alleggerimento (eventualmente anche camere d'aria), uno strato esterno di protezione e finitura superficiale;
- pannelli monolitici: sono notevolmente più pesanti rispetto alle due precedenti categorie, tanto che, a parità di dimensioni, gli spessori comunemente utilizzati devono necessariamente essere dell'ordine di $8 \div 10$ cm. Nonostante il peso ne limiti in molti casi l'utilizzo, essi trovano applicazione particolarmente quando sono richieste prestazioni meccaniche eccezionalmente elevate, oppure come pareti tagliafuoco, il cui peso grava direttamente sul cordolo di fondazione. La capacità coibentante è in genere relativamente scarsa. Il peso di tali elementi può essere parzialmente ridotto mediante l'utilizzo di aggregati leggeri.

In base all'orientamento, i pannelli possono essere suddivisi in:

- pannelli orientati verticalmente (Figura 10b): sono appoggiati inferiormente sul cordolo di fondazione (mediante una connessione meccanica sagomata) e in parte sui plinti, mentre superiormente sono semplicemente vincolati nei confronti della traslazione orizzontale. Tale vincolo superiore non è necessariamente posto alla quota massima del pannello, in

Figura 9
Collegamento fondazione – pilastro realizzato secondo soluzioni tradizionali:
a) plinto prefabbricato;
b) bicchiere prefabbricato con soletta gettata in opera.



quanto può essere prevista una veletta superiore; questa soluzione è particolarmente utilizzata nel caso di copertura a falde con travi a doppia pendenza, in modo tale che l'estremità superiore del pannello si trovi sempre ad una quota maggiore o uguale rispetto all'estradosso della trave o dei tegoli di copertura. I pannelli verticali sono necessariamente posizionati in corrispondenza della faccia esterna dei pilastri e vengono utilizzati in presenza di luci in genere maggiori di $10 \div 12$ m, qualora non si volesse ricorrere a pilastri intermedi reggipannello;

- pannelli orientati orizzontalmente (Figura 10a): essi possono essere ulteriormente suddivisi in:
 - pannelli appesi ai pilastri;
 - pannelli gravanti direttamente in fondazione.

Nel primo caso i pannelli possono essere posizionati sia sulla faccia esterna dei pilastri, oppure sulle facce laterali in corrispondenza delle quali sono ricavate apposite asole verticali (come specificato precedentemente); i vincoli pannello-pilastro sono realizzati mediante inserti metallici. Il secondo caso è risolto anch'esso mediante pannelli infilati nei pilastri, ma senza connessioni pannello-pilastro. In questo caso i pannelli sono rinforzati in corrispondenza degli spigoli mediante angolari metallici ed "impilati" uno sull'altro, in modo tale che il loro peso viene trasmesso direttamente al cordolo di fondazione.

5.7 Connessioni

La corretta progettazione delle connessioni fra i diversi componenti strutturali riveste particolare importanza nella realizzazione di edifici ad elementi prefabbricati. Le unioni realizzate fra i

componenti strutturali in funzione delle diverse modalità esecutive possono configurarsi staticamente come vincoli di grado diverso. In generale si possono distinguere:

- unioni a secco, ottenute per semplice contatto fra i componenti strutturali e presenza di inserti metallici; per regolarizzare il contatto e distribuire gli sforzi in modo ottimale evitandone possibili concentrazioni dovute ad irregolarità delle superfici, talvolta gli elementi sono appoggiati mediante dispositivi in neoprene. Nel caso di sollecitazioni particolarmente elevate possono essere utilizzati appoggi rinforzati oppure piastre d'acciaio;
- unioni gettate in opera, ottenute per mezzo di getti di calcestruzzo in cantiere, previa aggiunta di armatura metallica di richiamo.

La soluzione a secco è quella maggiormente utilizzata, in quanto di modesta difficoltà realizzativa e, contemporaneamente, associata alla massima velocità di montaggio. La soluzione gettata in opera, invece, non ha mai riscontrato particolare successo per diversi motivi, il principale dei quali è la velocità di montaggio notevolmente ridotta.

Di seguito si illustrano le modalità di realizzazione delle principali connessioni strutturali a secco, in quanto tradizionalmente impiegate nella pratica costruttiva italiana.

a. Connessione trave-pilastro

Nel caso di solai intermedi, la soluzione tipica prevede il pilastro passante dotato di mensola a quote intermedie e le travi appoggiate tramite cuscinetti in neoprene. In genere la trave è vincolata alla mensola mediante un tirafondo verticale.

Nel caso di copertura, l'appoggio di travi I, L, T rovescio sulla parte terminale del pila-

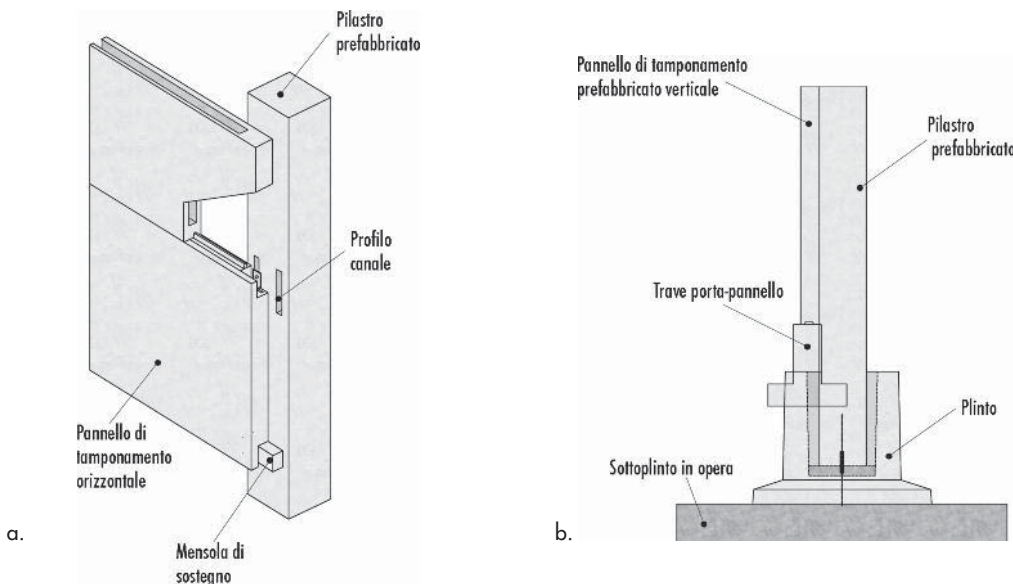
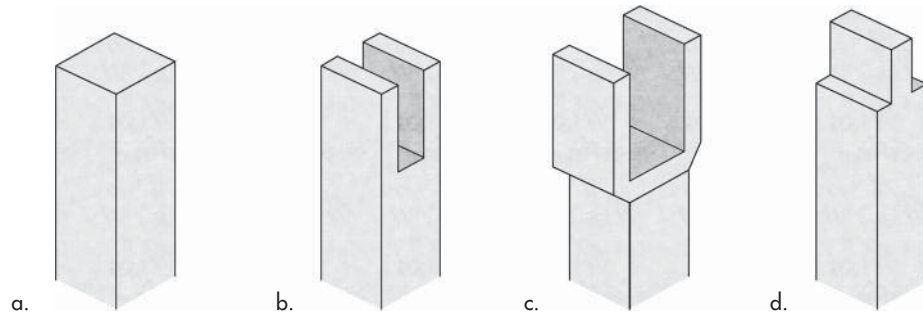


Figura 10
Collegamenti pannello - struttura: a) pannelli orizzontali appesi ai pilastri mediante mensole, profili a C zancati annegati e bulloni; b) esempio di appoggio di un pannello verticale su di un cordolo di fondazione eccentrico rispetto al plinto.

Figura 11
Morfologia delle teste dei pilastri: a) a testa piatta per l'alloggiamento di travi rettangolari, a I, a L e T rovescio; b) e c) a forcilla e a forcilla allargata per l'alloggiamento di travi a doppia pendenza; d) a tenone per l'alloggiamento di travi H.



stro è risolto con la testa piatta (Figura 11a), eventualmente mediante un allargamento quando le dimensioni trasversali della trave rispetto a quelle del pilastro siano tali da non garantire in fase di montaggio la sua stabilità laterale.

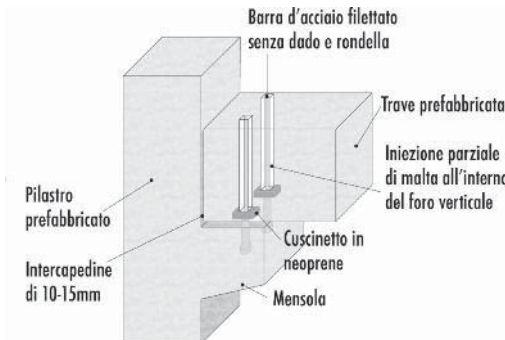
In presenza di travi a doppia pendenza, generalmente di sezione snella, viene adottata una soluzione a forcilla (Figura 11b). La trave H viene di norma appoggiata su uno strato di neoprene e stabilizzata con un tenone centrale.

Il meccanismo di trasferimento delle azioni

sismiche orizzontali e verticali ai pilastri è risolto nella quasi totalità dei casi mediante:

- Tirafondo verticale (Figura 12a);
- Scatolari metallici zancati annessi all'estremo della trave e sulla testa del pilastro con spinotto verticale iniettato di lunghezza di circa 100 mm e diametro medio 24 mm (Figura 12b). Non sono previste soluzioni con un numero di spinotti superiore a due per testata;
- Barre metalliche trasversali colleganti la testata della trave alle forcelle o alla baionetta del pilastro (Figure 12c e 12d).

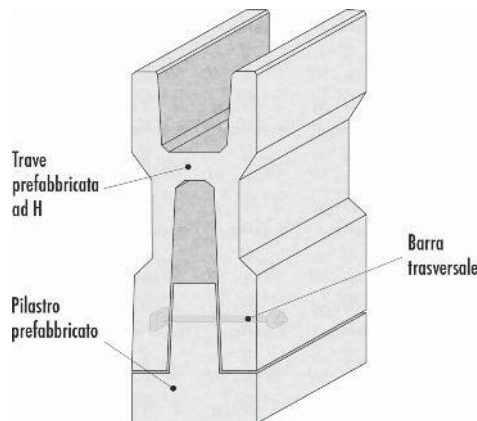
Figura 12
Tipiche connessioni trave-pilastro: (a) tirafondo verticale (travi I), (b) spinotto verticale e scatolari metallici zancati (travi a doppia pendenza) (c) e (d) barra metallica orizzontale (travi H o a doppia pendenze).



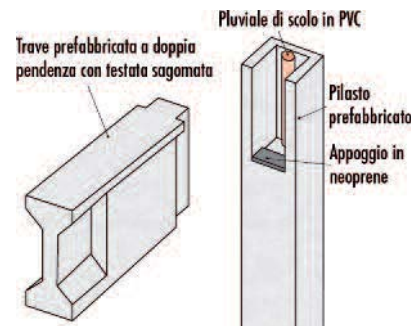
a.



b.



c.



d.

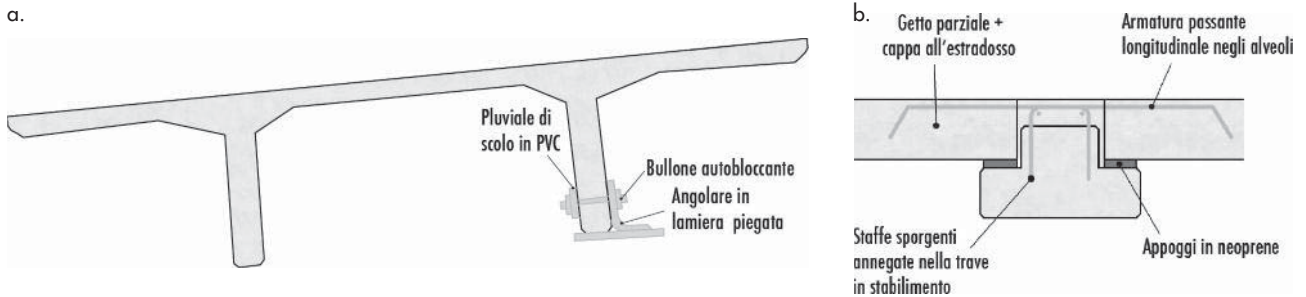


Figura 13
Possibili soluzioni di collegamento impalcato – trave: a) collegamento tegolo – trave mediante bulloni e squadrette metallica.; b) collegamento lastra alveolare – trave a T rovescio mediante getto parziale in opera e barre metalliche annegate (RDB, 2004).

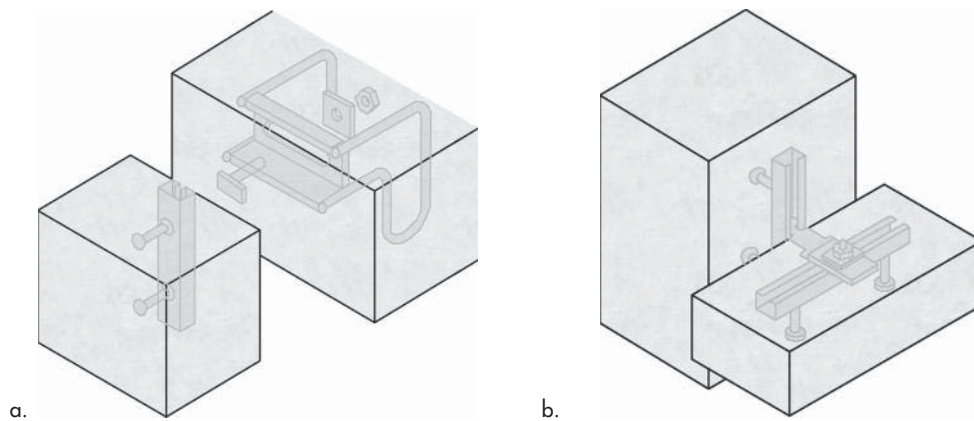


Figura 14
Collegamenti pannello – struttura: a) vincolo per evitare il ribaltamento fuori piano sia di pannelli orizzontali che verticali (profilo a C zancati annegati nel pilastro o nella trave e nel pannello, vincolo mediante bullone a testa di martello); b) dettaglio di un collegamento trave – pannello verticale dotato di veletta (profili a C zancati annegati, piastrina di ritenuta e bullone a testa di martello).

b. *Connessione trave – tegolo*

I tegoli di piano o di copertura sono solitamente vincolati alle travi mediante:

- Semplice appoggio;
- Squadrette metalliche imbullonate nel caso di tegolo provvisto di nervature o fondello (Figura 13a);
- Chiodi battuti per tegoli piani o pseudo-piani (soluzione non sismica).
- Barre metalliche longitudinali di collegamento nel getto in opera (tegoli piani, Figura 13b).

c. *Connessione pannello-struttura*

La connessione pannello struttura è pensata, in campo statico, solo per sopportare il peso proprio del pannello. Generalmente i pannelli orizzontali gravano su mensole metalliche annegate nei pilastri (grazie a scatolari annegati nel pannello ai due estremi inferiori) e quelli verticali scaricano il proprio peso direttamente sul cordolo di fondazione; i vincoli posizionati all'estremo superiore e realizzati mediante inserti metallici non sopportano carichi gravitazionali, ma hanno la funzione di prevenire il ribaltamento fuori piano del pannello e di assorbire le sollecitazioni di trazione dovute alla depressione del vento (Figura 14). Ai fini di una buona risposta sismica, tali vincoli dovranno essere

in grado di sopportare anche le sollecitazioni discendenti dall'interazione fra il comportamento dinamico del pannello e quello della struttura stessa.

Nel caso di strutture pluripiano, è in genere previsto un collegamento a livello di ogni piano, al fine di evitare una freccia fuori piano del pannello eccessivamente elevata, con significativo distacco rispetto alla struttura in corrispondenza dei piani intermedi; esso è realizzato mediante una moietta orizzontale (barra metallica sagomata a U) annegato nel pannello stesso e, successivamente, nella parte gettata in opera del solaio.

6. Strutture prefabbricate e normativa

Si riporta di seguito una breve analisi a riguardo di come sono state trattate le strutture prefabbricate in calcestruzzo dalla normativa italiana nel corso degli anni. Verso la fine degli anni sessanta si erano avute solo delle circolari ministeriali relative alle strutture prefabbricate a pannelli portanti, fino ad arrivare alla L.S. n. 64 del 02/02/1974. La prima legge che disciplina la realizzazione di strutture prefabbricate è il D.M.LL.PP. del 3/12/1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate" (D.M. 1987). Tale legge indica come struttura prefabbricata,

una "struttura realizzata mediante l'associazione e/o il completamento in opera di più elementi costruiti in stabilimento o a piè d'opera". Definiscono poi "elementi prefabbricati secondari" quegli elementi che, con funzione portante, non essenziali alla stabilità generale della costruzione, realizzati anche con materiali diversi dal calcestruzzo cementizio, e non soggetti a normative specifiche, debbono possedere adeguata sicurezza, comunque non inferiore a quella della normativa stessa.

Viene anche affermato che gli appoggi vanno calcolati tenendo conto delle condizioni peggiori, determinate dalla combinazione delle tolleranze di produzione e di montaggio. Gli appoggi devono essere tali da soddisfare le condizioni di resistenza dell'elemento appoggiato, dell'eventuale apparecchio di appoggio e del sostegno, tenendo conto delle variazioni termiche, della deformabilità delle strutture e dei fenomeni lenti. Infine la norma afferma che in zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata al solo attrito. Appoggi di questo tipo sono consentiti ove non venga messa in conto la capacità di trasmettere azioni orizzontali; l'appoggio deve consentire spostamenti relativi secondo quanto previsto dalle norme sismiche.

Nei decreti ministeriali successivi, ovvero D.M.LL.PP. 16/01/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e D.M.LL.PP. 16/01/1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica", manca una specifica sezione relativa al calcolo degli elementi prefabbricati i quali vengono inglobati nel più generale contesto degli edifici in c.a. e c.a.p., senza alcuna ulteriore indicazione sui collegamenti.

Con l'emanazione della dell'OPCM 3274 del 23/03/2003 e successive modifiche fino alla O.P.C.M. 3431 del 05/05/2005, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" si ritrovano nuovamente, al Punto 5.7, precise prescrizioni per gli edifici prefabbricati. In questa norma è affrontato il problema del collegamento tra le strutture prefabbricate inserite all'interno di strutture realizzate in opera in quanto è precisato che "la prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni contenute nei Punti 5.1-5.7 (Edifici con struttura in cemento armato) non richiede altre prescrizioni aggiuntive se non la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità".

Al Punto 5.7.3 "Collegamenti" la norma scende

nel dettaglio dei collegamenti strutturali per le strutture prefabbricate premettendo innanzitutto che "il collegamento tra gli elementi prefabbricati influenza in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche".

Le connessioni sono classificate di tipo (a), (b) e (c), ciascuno con un diverso criterio di dimensionamento, in modo simile alla definizione dell'Eurocodice, a cui la normativa prende spunto:

- a. collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b. collegamenti situati nelle zone critiche di estremità delle travi e dei pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- c. collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Nelle "Norme tecniche per le costruzioni" del 14/09/2005, nate con la esigenza di un riordino organico e sistematico delle normative tecniche presenti in Italia, si ritrovano nuovamente prescrizioni per le strutture prefabbricate. In particolare al Punto 5.1.10.6.2 delle stesse, dopo una classificazione delle strutture prefabbricate (già presente nell'EC8 e nell'OPCM), si pone attenzione al problema delle unioni precisando, tra le altre cose, che "per le costruzioni in zona sismica le unioni tra elementi devono essere in grado di assicurare all'insieme strutturale un comportamento duttile adeguato a garantire la sicurezza sismica, consentendo la formazione e lo sviluppo delle necessarie plasticizzazioni, senza dar luogo a rotture o meccanismi di collasso locali". Come già specificato nell'Ordinanza 3274, si pone l'attenzione sulla necessità di una attenta analisi delle unioni che influenzano in maniera fondamentale il comportamento dell'intero organismo strutturale.

Nelle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" del 14/01/2008 vengono definite nella norma tipologie strutturali specifiche per le strutture prefabbricate che si affiancano a quelle ordinarie del cemento armato già presenti nelle normative del passato; sono definiti, anche per esse, i fattori di struttura per l'alta e la bassa duttilità. La norma sottolinea, inoltre, che per questo tipo di strutture la dissipazione energetica è associata prevalentemente alle rotazioni plastiche delle zone critiche anche se è possibile avere anche una dissipazione attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni a meno che le forze di richiamo non diminuiscano con i

cicli dell'azione sismica e che si evitino fenomeni di instabilità.

Nel capitolo 12 della norma vengono riportati i riferimenti tecnici da utilizzare per quanto non diversamente specificato all'interno della norma. I documenti di riferimento sono:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

La norma prevede che possano essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme tecniche.

7. Classificazione delle tipologie strutturali

Sono quattro le tipologie maggiormente rappresentative delle strutture industriali presenti sul territorio italiano come indicato da Calvi et al.

[2007] (Tabella 5). La prima tipologia è quella più tradizionale e più frequentemente utilizzata e consiste in una serie di portali monopiano paralleli (Figura 15a). Ogni portale è costituito da due pilastri incastrati alla base e da una trave di copertura semplicemente appoggiata o con collegamenti resistenti a taglio. La stabilità dell'intero sistema è totalmente basata sul comportamento a mensola incastrata alla base dei pilastri e sulla buona risposta del collegamento pilastro-fondazione.

Un'altra tipologia molto comune consiste in portali monopiano collegati da travi perpendicolari che supportano gli elementi di copertura o tegoli di luci considerevoli (Figura 15b).

La terza soluzione è equivalente alla prima ma con travi reticolari in acciaio che sostituiscono gli elementi in calcestruzzo per alleggerire la struttura e coprire luci maggiori (Figura 15c). La quarta tipologia è rappresentata dalle strutture multipiano, caratterizzate da pilastri monolitici incastrati alla base e travi incernierate (Figura 15d).

8. Archivio Emilia-Romagna

A seguito degli eventi sismici del maggio 2012 in Emilia Romagna il settore Analisi Strutturale di Eucentre ha fornito la propria collaborazione all'Associazione Confindustria Piacenza per la valutazione dei danni subiti dalle strutture produttive dei propri associati. Le attività sono state svolte attraverso visite di numerosi capannoni all'interno della provincia di Piacenza: ciascuna visita è stata caratterizzata da un rilievo della struttura in cui sono state rilevate le principali informazioni sulle tipologie di connessioni tra gli elementi strutturali, le tipologie di pilastri, travi, impalcati, elementi di copertura e pannelli, lo schema strutturale e le caratteristiche geometriche della struttura, le informazioni storiche e le planimetrie fornite dall'aziende, e tutte le altre informazioni utili per valutare la vulnerabilità degli edifici rilevati.

L'elaborazione dei dati raccolti ha dimostrato come l'85% degli edifici rilevati in Emilia Romagna

Tabella 5 - Classificazione delle tipologie strutturali

Tipo	Tipologia strutturale	Pilastri	Travi	Elementi di copertura	Connessioni
1	Monopiano a telai paralleli	Incastrati alla base	A doppia pendenza	Tegoli	A secco resistenti a taglio
2	Monopiano con travi longitudinali	Incastrati alla base	A I	Grande campata con tegoli	A secco resistenti a taglio
3	Monopiano con travi reticolari	Incastrati alla base	Reticolari	Lastre sottili precomprese	A secco resistenti a taglio
4	Pluripiano	Pilastri a tutta altezza incastrati alla base	A I a doppia pendenza	Tegoli	A secco resistenti a taglio

Figura 15
Tipologie strutturali,
a) monopiano a telai paralleli; b) monopiano con travi longitudinali; c) monopiano con travi reticolari; d) pluripiano.

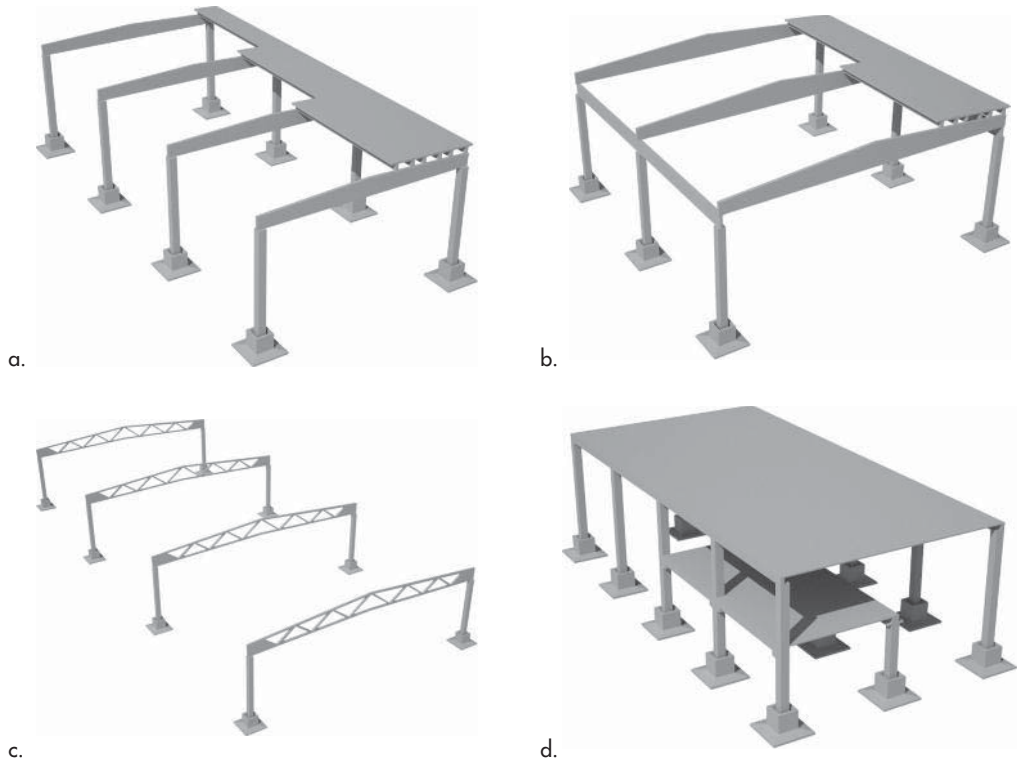
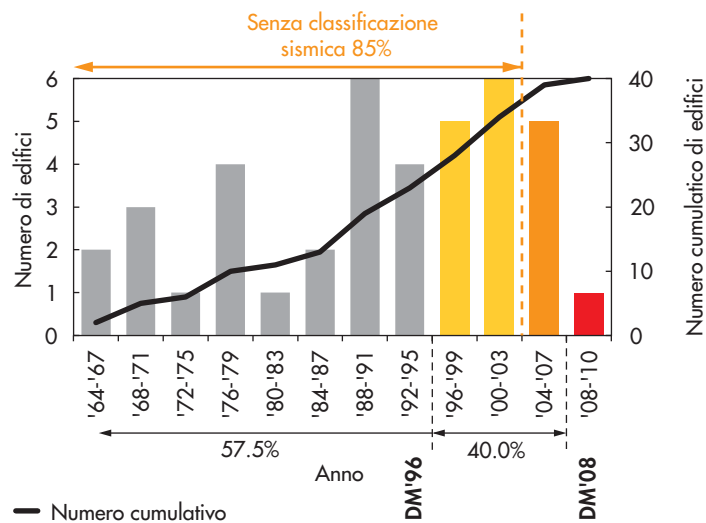


Figura 16
Numero di strutture rilevate in base all'anno di costruzione.



sia stato progettato prima della classificazione sismica del 2003 e solo il 2.5 % dopo l'introduzione delle nuove norme NTC2008 (Figura 16).

Le travi più comuni sono quelle a doppia pendenza (64.4% del totale) e le luci più frequenti sono comprese tra i 14 e i 18 metri, ma si può desumere come nel corso degli anni la luce delle travi utilizzate sia sempre superiore fino ad arrivare ai 30 m (Figura 17). I rapporti altezza-lato pilastro più frequenti sono compresi tra 10 e 15, in quanto i pilastri usati generalmente sono snelli (Figura 18).

La tipologia di edifici più diffusa è a travi in direzione trasversale (85%), e nel 65% dei casi è presente il carroponte (Figura 19).

Le connessioni più frequenti sono quelle in cui si ha il pilastro in semplice appoggio sulla forcella presente in testa al pilastro (45.2%); meno frequenti sono le stesse tipologie in cui però è presente il perno di ricentraggio nella trave (11.9%). Un'altra tipologia frequente è quella in cui la trave rettangolare è in semplice appoggio sulla testa dei pilastri che possono essere a testa piatta oppure, se la trave è di estremità, presen-

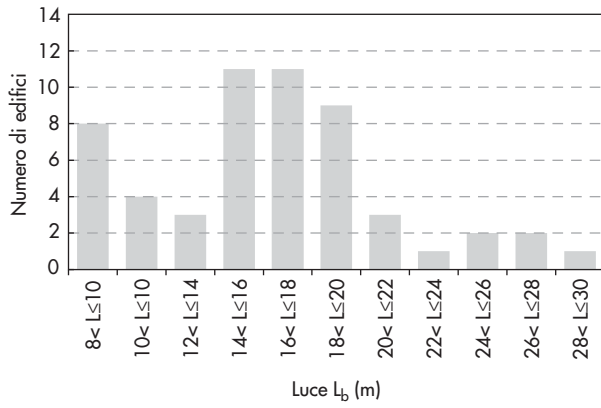
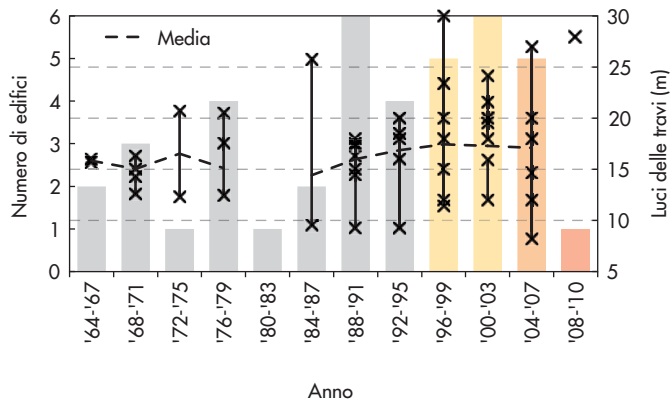
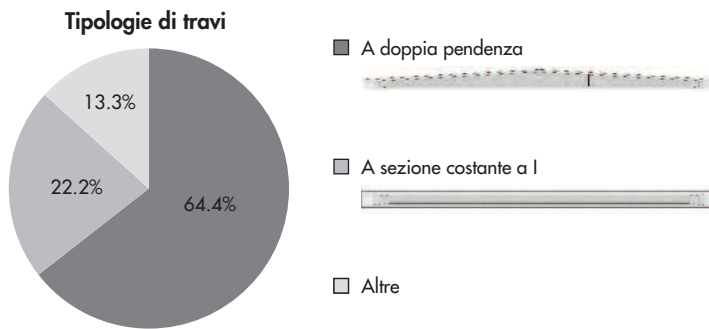


Figura 17
Luci delle travi:
a) luci delle travi principali;
b) luci delle travi principali usate nel corso degli anni.

a.

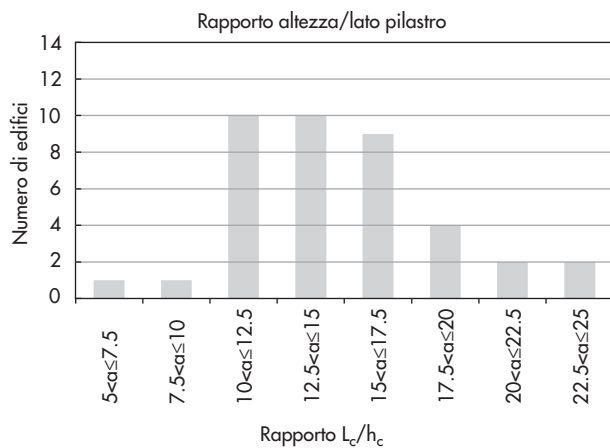


b.



a.

Figura 18
a) Tipologie di travi;
b) Rapporto altezza/lato pilastro.



b.

Figura 19
a) Tipologia strutturale;
b) Presenza del carroponete.

Tipologia di sistema resistente per carichi verticali

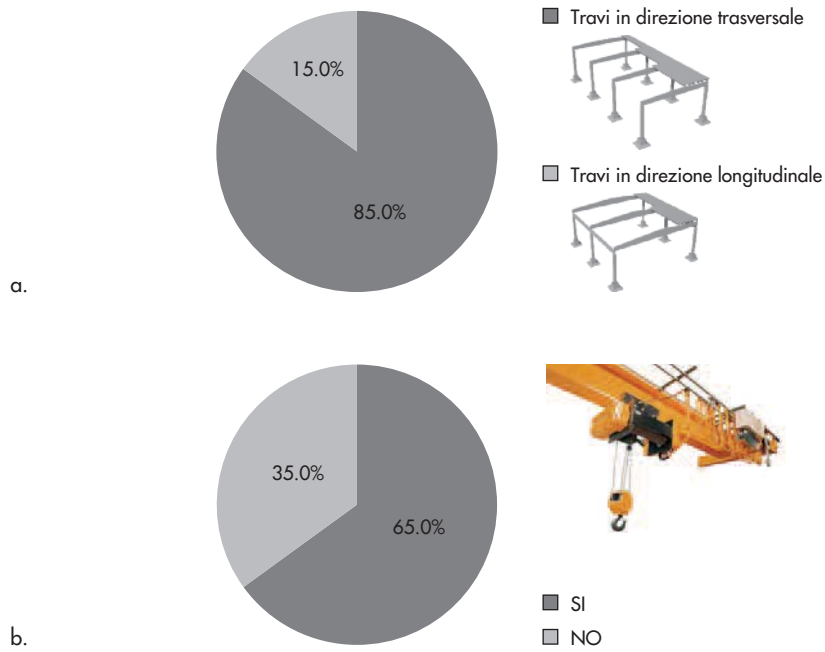
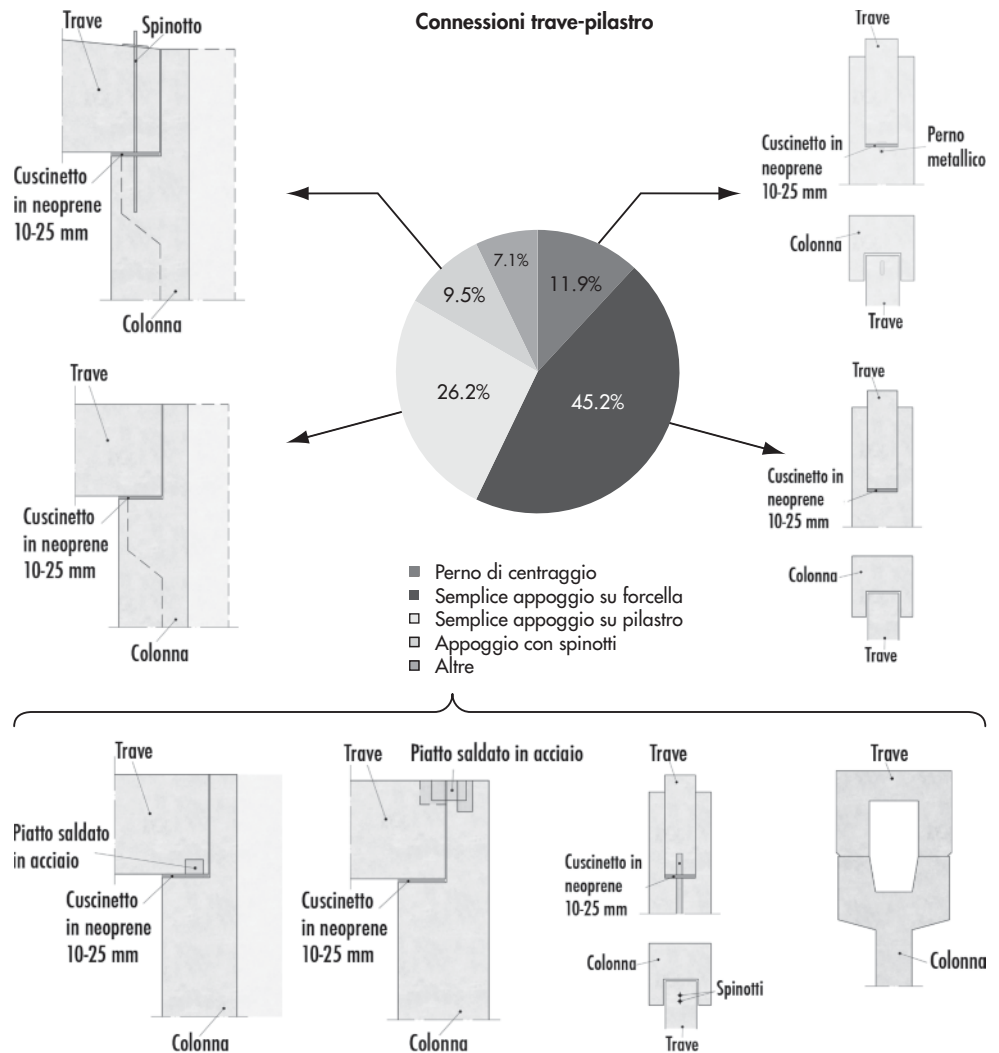


Figura 20
Tipologie di connessioni trave-pilastro.



tare una sella. Le connessioni in cui si hanno barre filettate passanti sono solamente il 9.5% del totale, mentre le restanti sono connessioni di vario tipo quali in semplice appoggio con piastre saldate o con altre tipologie di collegamenti meccanici (Figura 20).

9. Database Toscana

Il secondo database che è stato considerato è quello che è stato realizzato dal Settore che si occupa di prevenzione sismica in Regione Toscana, che ha condotto una campagna per la valutazione del rischio e del pericolo di aree industriali, ampiamente descritto nella relazione finale scaricabile dal sito della Regione Toscana. L'attività di indagine sugli edifici produttivi ha interessato 29 comuni di Lunigiana, Garfagnana, Casentino, Valtiberina e provincia di Siena, ed è stata svolta su 52 aree produttive per un totale di oltre 2.000 edifici. Le attività sono state svolte poiché dal punto di vista del rischio sismico tali aree presentano, rispetto ai centri abitati, problematiche specifiche per quanto riguarda l'esposizione (per la particolarità dei beni esposti al rischio) e la vulnerabilità degli edifici (per la presenza di tipologie strutturali non ordinarie quali i capannoni); le indagini sulla pericolosità sismica invece hanno ripercorso i metodi già impiegati per i centri abitati. All'interno di tali aree, contestualmente alla valutazione della pericolosità sismica locale tramite indagini sulle caratteristiche dei terreni, si è proceduto ad un rilevamento degli edifici produttivi in esse presenti, attraverso due schede di raccolta dati elaborate dalla Regione Toscana in collaborazione con l'Istituto per le Tecnologie della Costruzione del CNR de L'Aquila, a cui corrispondono due livelli di approfondimento del rilievo. Le operazioni di rilievo sono state svolte attraverso sopralluoghi speditivi e interviste ai proprietari o alle persone presenti in loco al momento della visita: pertanto l'attendibilità dei dati raccolti è stata influenzata dalla necessaria rapidità delle operazioni di rilevamento (al fine di non interferire con le attività produttive in corso), dalla impossibilità di eseguire saggi o indagini più accurate e dal margine di errore connesso alle informazioni fornite dal personale presente in loco, soprattutto in relazione all'epoca di costruzione dei fabbricati che è risultata a volte incerta.

Per quanto riguarda le informazioni raccolte, le elaborazioni statistiche hanno permesso di caratterizzare le tipologie di capannone riscontrate nelle aree indagate, in modo da definire gli elementi che le contraddistinguono in funzione dei principali aspetti morfologici, geometrici, costruttivi e anche di epoca di realizzazione. Le elaborazioni hanno consentito di ottenere informazioni sulle caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici rilevati. I dati riportati di seguito nella forma di elaborazioni grafiche riguardano solamente il campione di capannoni prefabbricati (circa il 50% del totale dei capannoni rilevati).

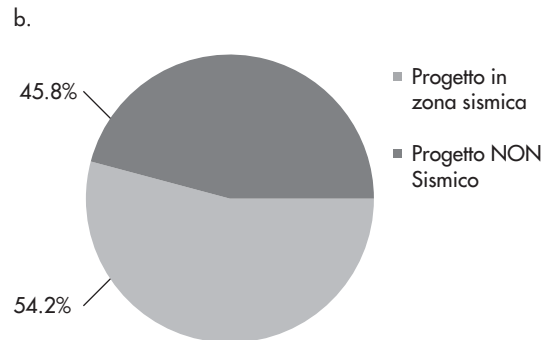
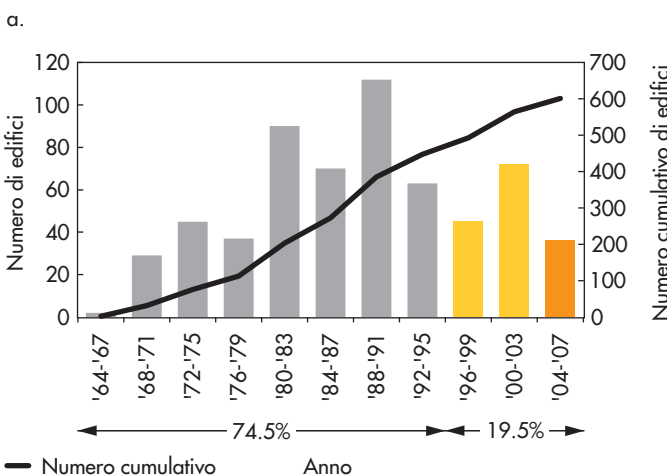
In questo caso l'elaborazione dei risultati ottenuti dimostra come solo il 6% delle strutture rilevate sia posteriore al 2003; in ogni caso poiché alcune zone della Toscana sono state sempre considerate come sismiche, più della metà degli edifici rilevati (54.2%) è stato progettato tenendo conto dell'azione sismica, pur sempre facendo riferimento a normative passate (Figura 21).

In questo caso le luci più utilizzate sono quelle tra i 14 m e i 16 m e quelle tra i 18 m e i 20 m, mentre i rapporti altezza-lato pilastro dimostrano come generalmente siano compresi tra 12.5 e 15 dimostrando che i pilastri sono snelli (Figura 22).

La tipologia più diffusa è quella a telai paralleli e nell'80% dei casi non è presente il carroponte (Figura 23).

Le tipologie di travi maggiormente presenti sono

Figura 21
a) Numero di strutture rilevate in base all'anno di costruzione;
b) percentuale di strutture associate ad un progetto secondo requisiti sismici.



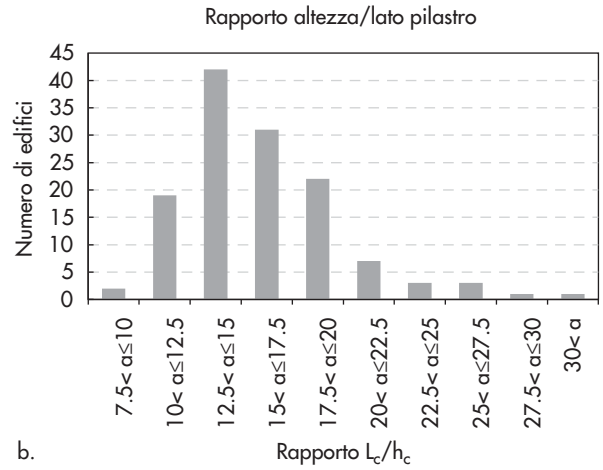
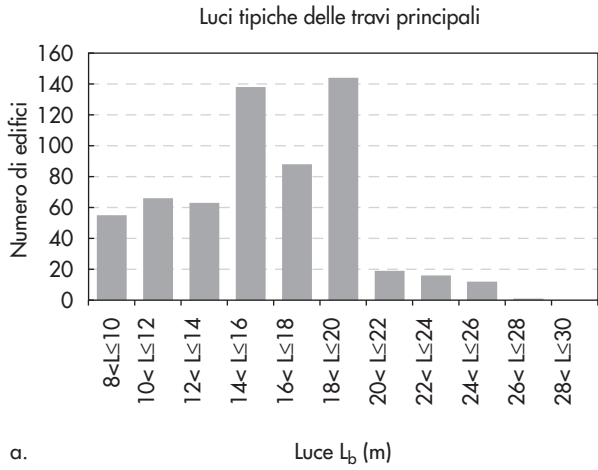


Figura 22
a) Luci delle travi principali;
b) Rapporto altezza/lato pilastro.

Figura 23
a) Tipologia strutturale;
b) Presenza del carro ponte.

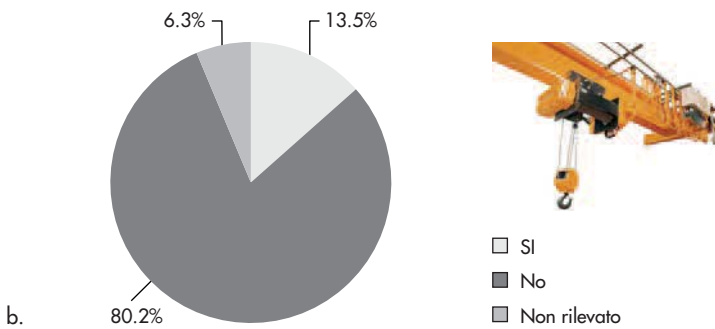
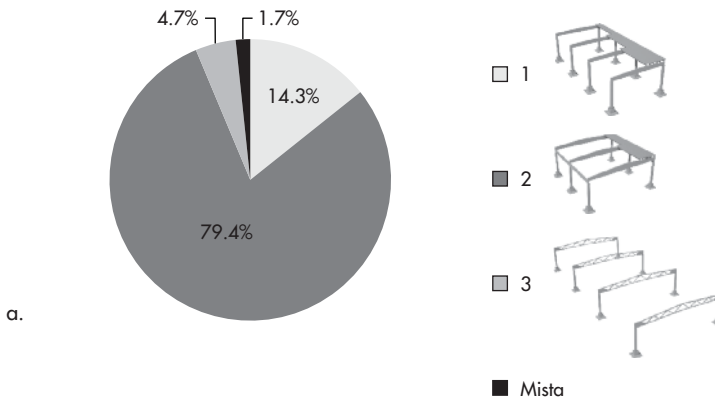
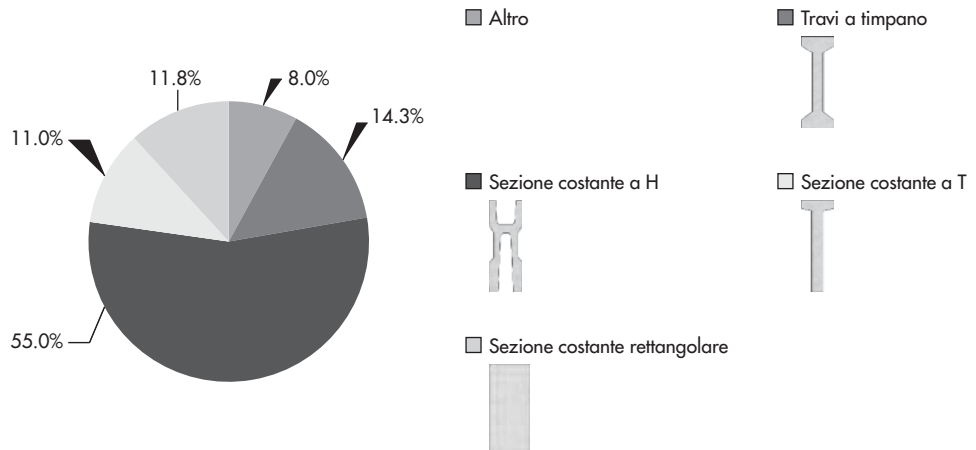


Figura 24
Tipologie di travi.



quelle a sezione costante a H (55%) e a timpano a doppia pendenza (14.3%) (Figura 24). A causa della natura speditiva delle indagini non si dispone di informazioni dettagliate per quanto riguarda le connessioni utilizzate.

10. Database DPC/Reluis

L'attività svolta da DPC/Reluis in collaborazione con Assobeton tra il 2005 e il 2008 ha riguardato la realizzazione di un catalogo che raccoglie le principali tipologie di edifici prefabbricati di produzione corrente da parte degli stabilimenti nazionali. La raccolta è stata fatta sulla base di un rilievo degli edifici esistenti così come dedotto dalla documentazione progettuale di molteplici realizzazioni di epoche passate. Per questo rilievo si è avuto il contributo di Assobeton che ha coinvolto dieci aziende di varie regioni italiane ciascuna delle quali ha fornito una dozzina di progetti di diverse epoche su edifici distribuiti su tutto il territorio italiano (Figura 25). La documentazione di conseguenza

è stata perciò raccolta, esaminata e sintetizzata in un apposito schedario.

Poiché il rilievo dei progetti non copre epoche lontane, per le quali non si è rintracciata la documentazione, si è completata la raccolta sia attraverso una ricerca bibliografica su riviste specializzate, sia attraverso la documentazione pervenuta da alcune aziende ed interviste ad esperti del settore.

Gli edifici analizzati sono stati progettati per la maggior parte prima del 1996 (Figura 26), e le luci più comuni sono comprese tra gli 8 e i 10 m, mentre il rapporto tra altezza e lato pilastro più diffuso è compreso tra 15 e 17.5, perciò anche in questo caso i pilastri sono molto snelli (Figura 27).

Le tipologie di travi sono molto varie con una predominanza di quelle a timpano a doppia pendenza (Figura 28a) mentre la tipologia strutturale più diffusa è quella con le travi principali in direzione trasversale (65%) (Figura 28b).

Le tipologie di connessioni maggiormente presenti quelle di travi in appoggio sul pilastro con spinotti (Figura 29).



Figura 25
Posizionamento degli edifici prefabbricati studiati sul territorio nazionale.

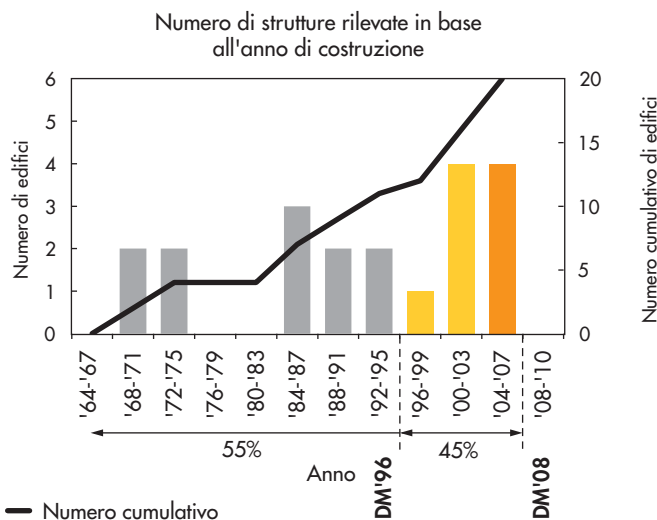
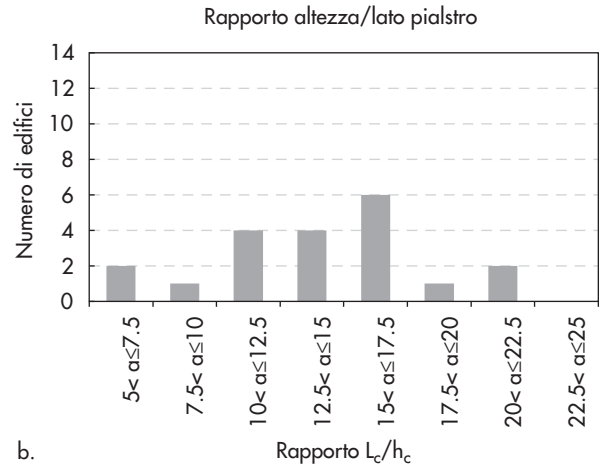
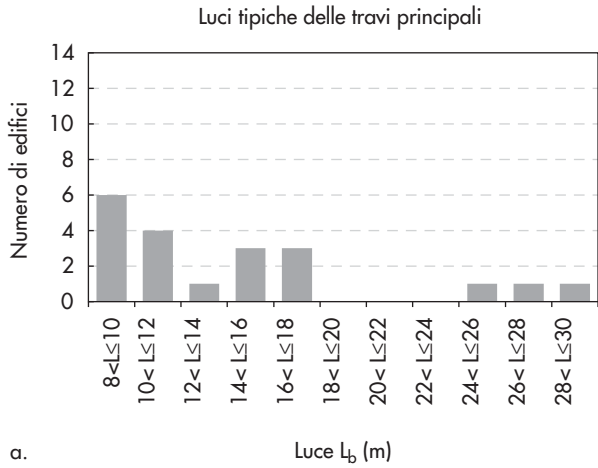


Figura 26
Numero di strutture rilevate in base all'anno di costruzione.

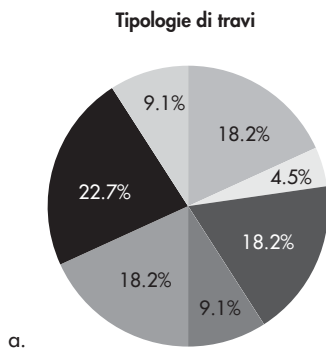


a.

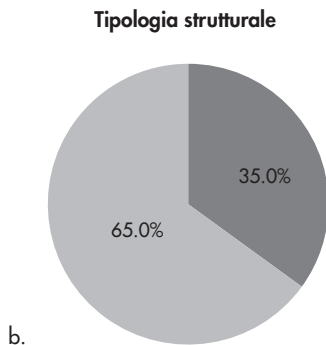
b.

Figura 27
a) Luci delle travi principali;
b) Rapporto altezza/lato pilastro.

Figura 28
a) Tipologie di travi;
b) tipologia strutturale.



a.



b.

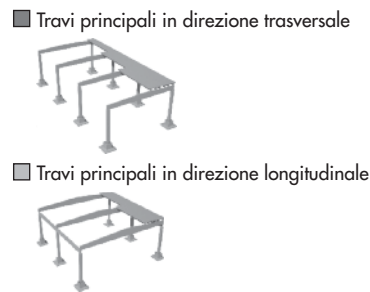
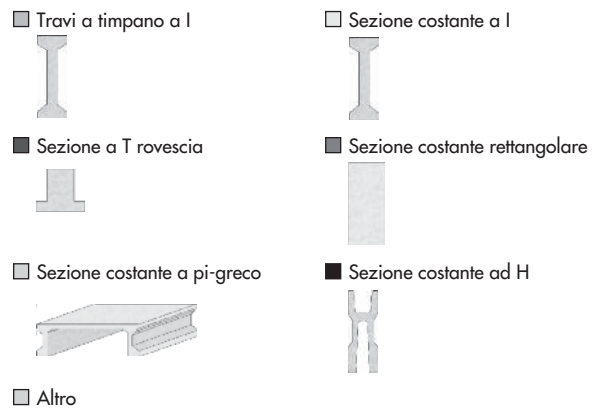
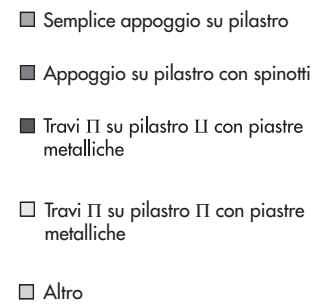
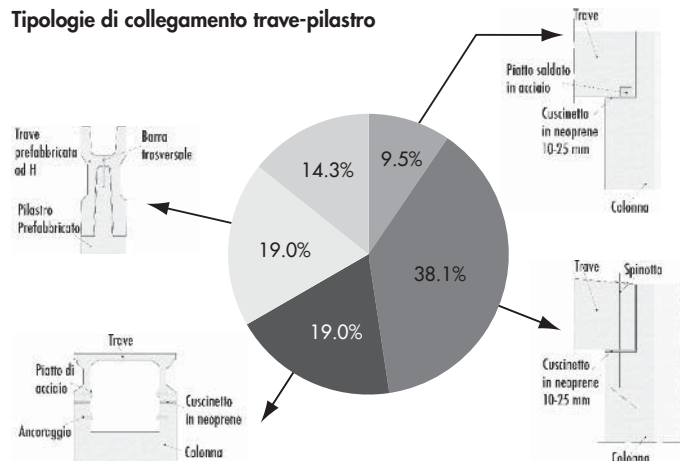


Figura 29
Tipologie di connessioni trave-pilastro.

Tipologie di collegamento trave-pilastro



11. Distribuzione statistica delle proprietà

In questa sezione è descritta l'indagine successiva alla raccolta delle informazioni, condotta per analizzare e confrontare le caratteristiche degli edifici prefabbricati rilevate sul campo. Per fare ciò si è creato un unico database che raccoglie i dati di quelli dell'Emilia Romagna, della Toscana e di DPC/Reluis, per un totale di circa 670 capannoni costruiti tra il 1960 e il 2010.

Si è riscontrato che il 48% delle strutture sono state costruite in luoghi considerati come zone non sismiche al momento della costruzione (Figura 30a), quindi progettate solo per carichi verticali o per una forza laterale equivalente ad una percentuale minima del loro peso (intorno 2%). Tuttavia, per quanto riguarda la zona emiliana, successivamente all'anno 2003 le aree sono state classificate come zone sismiche. Il numero di edifici di ogni tipologia usata per la valutazione delle distribuzioni statistiche è riportato in Figura 30b. Si ricorda che le tipologie strutturali classificate come Tipo 1, Tipo 2 e Tipo 3, si riferiscono alla precedente Tabella 5, rappresentata graficamente in Figura 15.

Successivamente sono state valutate le distribuzioni probabilistiche che caratterizzano le proprietà geometriche e materiali delle strutture prefabbricate appartenenti al database emiliano e della Toscana per un totale di 650 edifici realizzati tra il 1960 e il 2010. È stato utilizzato un approccio che assomigliasse maggiormente al modello probabilistico più adeguato ed è stato impiegato il test del chi-quadrato per un insieme di livelli di significatività

(1%, 5% e 10%) per valutare la bontà di adattamento, come descritto in Silva et al. [2013]. Gli istogrammi e la distribuzione probabilistica associata dei parametri sono illustrati da Figura 31 a Figura 36. Come si può notare dal grafico, alcune distribuzioni hanno superato il test del chi-quadrato e alcune di loro non seguono alcuna funzione continua: questo potrebbe essere dovuto a una serie di ragioni diverse. Per le distribuzioni delle dimensioni delle campate degli elementi di copertura questo fatto è dovuto alla grande varietà di elementi prefabbricati disponibili sul mercato, con caratteristiche molto diverse tra loro. Per ridurre la variabilità si potrebbe effettuare una suddivisione della tipologia. La dispersione delle tre distribuzioni di tipologie, invece, è dovuta alla piccola dimensione del campione, costituito da soli trentotto edifici (database Emilia), che rende difficile avere una significatività statistica. La distribuzione lognormale si adatta abbastanza bene ai dati relativi al numero di campate della seconda tipologia, mentre per le tipologie uno e tre si è aggiunta anche la funzione di densità cumulativa per evidenziare che le strutture a una e due campate coprono il 90% degli edifici e un campione casuale tra questi due valori sarebbe una buona rappresentazione del patrimonio edilizio.

12. Sviluppo di curve di fragilità

Un metodo analitico è utilizzato per la definizione delle curve di fragilità, costruite a partire

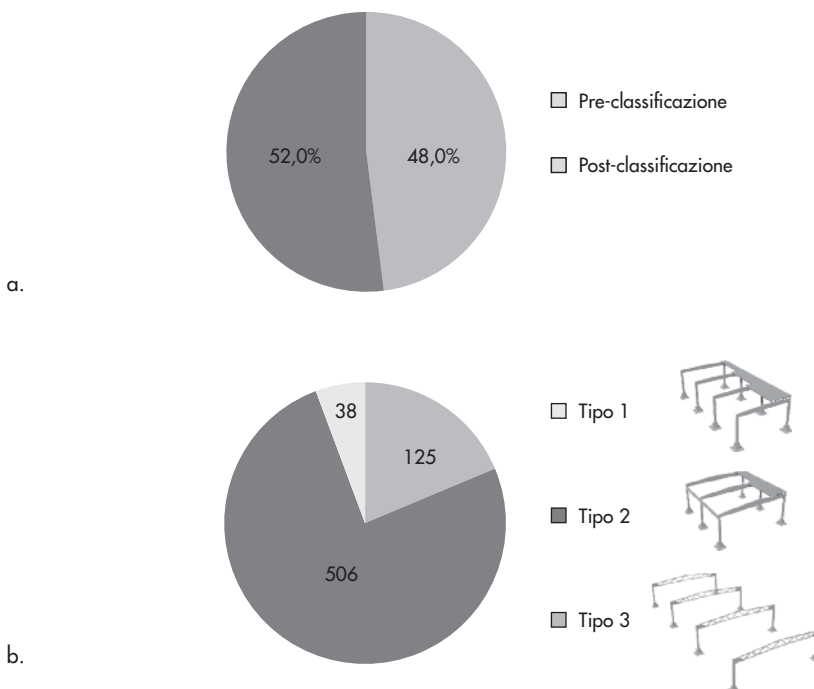


Figura 30
a) Percentuale di edifici nel database classificati come sismici; b) tipologie strutturali degli edifici.

Figura 31
Distribuzione probabilistica della lunghezza delle travi per la tipologia strutturale 1.

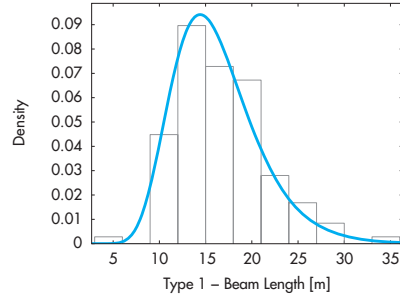


Figura 32
Distribuzione probabilistica della lunghezza delle travi per la tipologia strutturale 2.

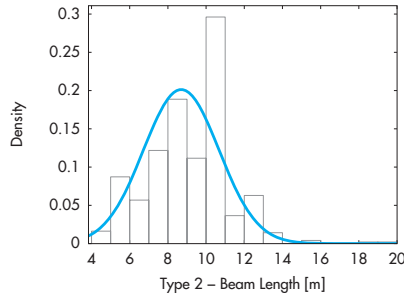


Figura 33
Distribuzione probabilistica della lunghezza degli elementi di copertura per la tipologia strutturale 1.

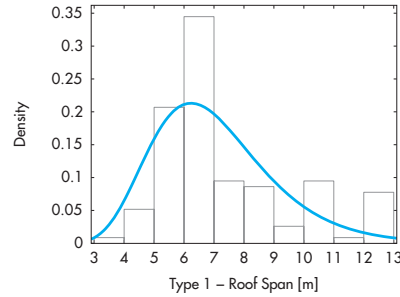


Figura 34
Distribuzione probabilistica della lunghezza degli elementi di copertura per la tipologia strutturale 2.

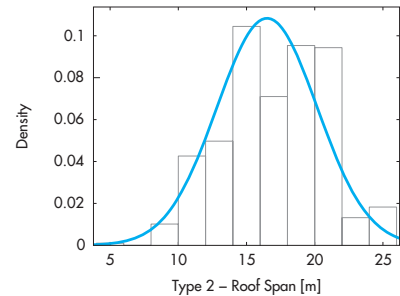


Figura 35
Distribuzione probabilistica dell'altezza dei pilastri per la tipologia strutturale 1.

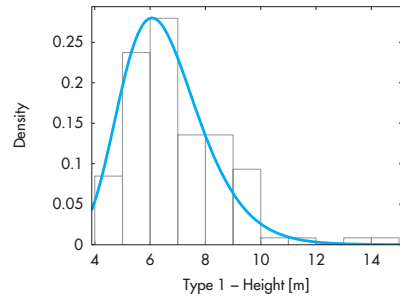
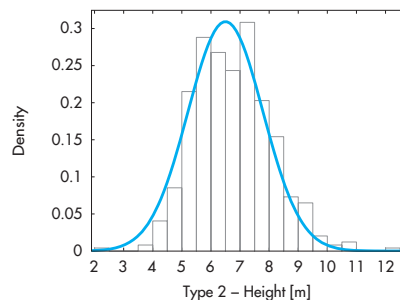


Figura 36
Distribuzione probabilistica dell'altezza dei pilastri per la tipologia strutturale 2.



Tipo 1 - Lunghezze delle travi	
Distribuzione	Lognormale
Media	16.24
Varianza	21.93
μ	2.75
σ	0.28
Test chi-quadro	10%

Tipo 2 - Lunghezze delle travi	
Distribuzione	Lognormale
Media	8.70
Varianza	3.93
μ	8.70
σ	1.98
Test chi-quadro	non superato

Tipo 1 - Lunghezze degli elementi di copertura	
Distribuzione	Distribuzione
Media	Media
Varianza	Varianza
μ	μ
σ	σ
Test chi-quadro	Test chi-quadro

Tipo 2 - Lunghezze degli elementi di copertura	
Distribuzione	Distribuzione
Media	Media
Varianza	Varianza
μ	μ
σ	σ
Test chi-quadro	Test chi-quadro

Tipo 1 - Altezze dei pilastri	
Distribuzione	Distribuzione
Media	Media
Varianza	Varianza
μ	μ
σ	σ
Test chi-quadro	Test chi-quadro

Tipo 2 - Altezze dei pilastri	
Distribuzione	Distribuzione
Media	Media
Varianza	Varianza
μ	μ
σ	σ
Test chi-quadro	Test chi-quadro

dall'elaborazione statistica delle distribuzioni dei danni, che vengono simulati tramite analisi di modelli strutturali sotto crescente intensità sismica [Casotto et al. 2014]. La somiglianza tra il modello e la struttura reale influenza fortemente l'affidabilità dei risultati. Questo approccio tende a definire, rispetto ai metodi empirici, algoritmi di valutazione della vulnerabilità più dettagliati e con un significato fisico diretto, il che permette di intraprendere studi di sensibilità per individuare l'impatto di caratteristiche specifiche sulla risposta strutturale globale (per esempio, l'effetto di diversi tipi di connessione). Bolognini et al. (2008) hanno implementato il metodo SP-BELA, adattando la definizione degli stati limite alle caratteristiche degli edifici prefabbricati tradizionali italiani con l'introduzione dello stato limite di crisi della connessione. La differenza principale tra il metodo SP-BELA implementato per le strutture prefabbricate in c.a. e la metodologia proposta è nella definizione della capacità di ciascun telaio e della domanda sismica da uno spettro di risposta. Nel primo caso la capacità delle strutture è rappresentata da una curva pushover semplificata bilineare e la domanda sismica da uno spettro di risposta. Nel secondo caso invece esse sono definite sottoponendo le strutture a una analisi non lineare pushover e a una analisi non lineare dinamica. Inoltre lo stato limite della crisi della connessione è considerato nello stesso modo, ma il primo e il secondo stato limite di danno considerati da Bolognini et al. (2008) sono legati alla rotazione di corda nei pilastri, calcolata con semplici equazioni. Uno degli aspetti critici della valutazione della vulnerabilità è la determinazione del collasso per scorrimento della trave dal supporto

colonna. Molti e diversi fattori sono coinvolti in questo tipo di rottura, ma il principale è certamente il coefficiente di attrito neoprene-calcestruzzo. I semplici appoggi delle travi sui pilastri sono stati modellati con il valore massimo della forza di attrito, che è proporzionale al carico assiale verticale, considerando l'accelerazione verticale agente verso l'alto, e al coefficiente di attrito. La definizione di questo parametro è un punto controverso ma alcune campagne sperimentali, come quella operata da Magliulo et al. (2011), mostrano valori compresi tra 0.1-0.5. Gli edifici prefabbricati che sono più colpiti da problemi di collasso della connessione sono sia quelli progettati non tenendo conto dell'azione sismica, che quelli progettati con una bassa azione orizzontale data dal sisma, per cui connessioni basate esclusivamente sulla forza di attrito tra mensola e trave erano permesse al tempo di costruzione. I fattori che giocano un ruolo rilevante sono il coefficiente di attrito e la resistenza a taglio della colonna, determinati dal carico assiale e dalla rigidità della sezione. Il problema del collasso della connessione perciò è legato alla mutua relazione tra la capacità di taglio della colonna e la resistenza a taglio della connessione, entrambe proporzionali al carico assiale, in quanto la resistenza della connessione non potrebbe mai essere superata, determinando il collasso della struttura, se la resistenza della colonna non fosse sufficiente a trasmettere un'azione pari o superiore ad essa. Un esempio di curva di fragilità associata alla ricerca effettuata è rappresentato nella seguente Figura 37.

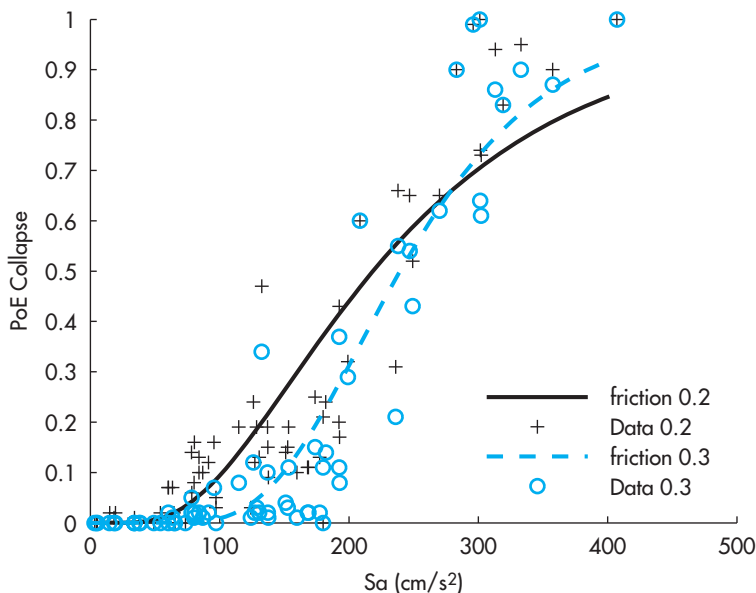


Figura 37
Esempio di curva di fragilità relativa alla ricerca effettuata. In ordinata è rappresentata la percentuale di superamento dello stato limite di collasso in funzione dell'accelerazione S_a in ascissa. Le due curve nera e blu si riferiscono rispettivamente ai casi di attrito 2% e 3%.

13. Conclusioni

Lo scopo di questo lavoro è stato quello di costruire un database che comprendesse un vasto numero di edifici prefabbricati in c.a. industriali italiani in modo da individuare le tipologie strutturali più rappresentative e le loro caratteristiche, espresse in termini quantitativi. Questa informazione è stata ricavata dall'acquisizione di numerosi dati di dettaglio che ha portato ad una analisi statistica della variabilità caratteristica.

In base a questi dati si è seguita una metodologia rigorosa per ricavare le curve di fragilità per edifici industriali prefabbricati in c.a., cercando di ricavare la reale risposta di queste strutture, che differisce dalle tipologie di edifici gettati in opera. In realtà la maggior parte degli edifici industriali facenti parte del database sono progettati essenzialmente per le azioni statiche e potrebbero quindi essere particolarmente vulnerabili nei confronti dell'azione dinamica prodotta dai terremoti. L'insieme di edifici esistenti è stato studiato attraverso uno studio delle caratteristiche più comuni raccolte dalla letteratura italiana a disposizione e direttamente dai prefabbricatori, dai disegni e dai rilievi sul campo.

Infine, l'insieme di edifici è stato suddiviso in classi con caratteristiche analoghe. Le informazioni acquisite sono state essenziali per costruire un nuovo database costituito da un insieme di edifici in cemento armato prefabbricati, con dati provenienti da diverse regioni d'Italia, ma non sufficiente per definire alcune tipologie e alcuni parametri che hanno una grande variabilità. L'età di costruzione delle strutture è stata considerata nella classificazione applicando due diversi metodi di progettazione pre e post 1996 utilizzando come codici di riferimento il D.M. 03-03-1975 e il D.M. 16-01-1996. Tuttavia, la valutazione della capacità effettiva di questi edifici subisce una grande incertezza perché la normativa non prevedeva criteri di progettazione chiari per questo particolare tipo di costruzione prima del 2003. Un parametro fondamentale per la valutazione della vulnerabilità è costituito dal coefficiente S che determina la forza di progetto sismica. Il database ha evidenziato un numero consistente di edifici progettati con una resistenza laterale inadeguata e il terremoto dell'Emilia del maggio 2012 ha dato prova dell'esattezza di questa informazione.

Bibliografia

- Belleri A., Riva P., Nascimbene R. (2012) - Comportamento sismico e attività di messa in sicurezza di edifici industriali, *Progettazione sismica*, No. 3, pp. 131-139
- Bellotti D., Bolognini D., Nascimbene R. (2009) - Response of Traditional RC Precast Structures under cyclic loading, *Environmental Semeiotics*, Vol. 2, No. 2, pp. 63-79.
- Bolognini D., Borzi B., Pinho R. (2008) - Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis of Traditional Italian C precast structures, *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Casotto C. (2013) - Seismic vulnerability of italian RC precast industrial structures, *Master Thesis IUSS Pavia*.
- Casotto C., Silva V., Crowley H., Nascimbene R., Pinho R. (2014) - Seismic Fragility of Italian RC Precast Industrial Structures, *Engineering Structures*, (submitted).
- Calvi G.M., Bolognini D., Nascimbene R. (2006) - Seismic design of precast RC structures: state of the art and construction practise in the Italian context, *Proceedings of the 2nd fib Congress*, Naples, Italy.
- Calvi G.M., Filippetto M., Bolognini D., Nascimbene R. (2007) - Strutture prefabbricate in c.a. in zona sismica: stato della pratica costruttiva Italiana e principali problematiche di progettazione, *Ingegneria Sismica*, No. 1, Gennaio-Marzo, pp.41-56.
- Crowley H., Pinho R., Bommer J.J. (2004) - A probabilistic displacement-based vulnerability assessment procedure for earthquake loss estimation, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 2, pp. 173-219.
- Dassori E., Assobeton (2001) - La prefabbricazione in calcestruzzo: guida all'utilizzo nella progettazione, BE-MA Editore, 238 pagg., ISBN: 8871432401, 9788871432403
- Decreto Ministeriale 3 marzo 1975 (1975) - Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Decreto Ministeriale 3 dicembre 1987 (1987) - Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
- Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 (1996) - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- DPC/RELUIS Progetto triennale 2005/08 - Linea di ricerca 2: Valutazione e riduzione della vulnerabilità degli edifici esistenti in c.a Obiettivo 2.9:Comportamento e rinforzo di strutture industriali prefabbricate. In collaborazione con ASSOBETON.
- Ferrini M., Lucarelli E., Baglione M., Borsier S., Bortone G., Ginori R., Mangone F., Mannella A., Martinelli A., Milano L., Ntibarikure M.C., Pirisi P., Spampinato A., Tucci G. (2007) - DOCUP Toscana 2000-2006 - Azione 2.8.3: Riduzione del rischio sismico nelle aree produttive - Esiti dell'indagine di primo livello, *Proceedings of the 12th*

Conference of Seismic Engineering in Italy, Pisa, Italy.

Ferrini M., Bortone G., Lucarelli E., Scarselli F., Mazzone M. (2008) - Analisi tipologica di capannoni prefabbricati ubicati in aree ad elevato rischio sismico della Toscana, Atti del Convegno Reluis "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a.", Roma, 29-30 Maggio 2008.

Guidoboni E., Ferrari G., Mariotti D., Comastri A., Tarabusi G., Valensise G. (2007) - CFTI4Med, Catalogue of Strong Earthquakes in Italy (461 B.C.-1997) and Mediterranean Area (760 B.C.-1500). INGV-SGA. Available from <http://storing.ingv.it/cfti4med/>

Magliulo G., Capozzi V., Fabbrocino G., Manfredi G. (2011) - Neoprene-concrete friction relationships

for seismic assessment of existing precast buildings, *Engineering Structures*, Vol. 33, No. 2, pp. 532-538.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Silva V., Crowley H., Varum H., Pinho R. (2013) - Development of a Vulnerability model for the Portuguese C building stock, *Bulletin of Earthquake Engineering* (submitted).

Stucchi M., Meletti C., Bazzurro P., Camassi R., Crowley H., Pagani M., Pinho R., Calvi G.M. (2012) - I terremoti del maggio 2012 e la pericolosità sismica dell'area: che cosa è stato sottostimato?, *Progettazione Sismica* n.3-2012.

Gli Autori

Daide Bellotti

Ingegnere Civile, ha conseguito la Laurea Specialistica presso l'Università degli studi di Pavia nel 2007 discutendo una tesi riguardante l'"Analisi comparativa della progettazione in zona sismica di strutture industriali in c.a.p. e in acciaio".

È attualmente un collaboratore dell'Area Analisi Strutturale del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre), nell'ambito della quale si occupa di progettazione, modellazione, analisi e verifica sismica di strutture prefabbricate.

È stato coinvolto, inoltre, all'interno del Gruppo di Lavoro interistituzionale istituito tramite Decreto del Capo del Dipartimento della Protezione Civile, nella stesura di una scheda per la valutazione del danno e dell'agibilità post-sisma di edifici a struttura prefabbricata o di grande luce (GL-Aedes) e delle relative linee guida.

Svolge l'attività di relatore in seminari e corsi nell'ambito del progetto di edifici prefabbricati di nuova costruzione, dell'adeguamento sismico di edifici prefabbricati esistenti e di codici internazionali di calcolo.

Ha svolto attività riguardante la progettazione e l'esecuzione di prove sperimentali su muro di contrasto di sottostrutture prefabbricate.

È inoltre coautore di articoli scientifici su rivista ed a convegni nazionali ed internazionali, in cui è stato anche relatore.

Chiara Casotto

Dopo la laurea in Ingegneria Edile-Architettura, conseguita nel 2011 presso l'università di Pavia discutendo una Tesi dal titolo "Architettura urbana e struttura come principio formale. Riqualificazione del quartiere Giambellino a Milano", ha conseguito la Tesi di Master in Ingegneria Sismica presso la Graduate School in Understanding and Managing Extremes (UME School) di Pavia focalizzando l'attenzione principalmente sulle tematiche riguardanti la determina-

zione delle curve di fragilità.

Ha collaborato sia con la Fondazione GEM per l'implementazione di metodologie per la valutazione della vulnerabilità delle strutture a supporto dello sviluppo del software OpenQuake, sia con la Fondazione Eucentre per la determinazione di curve di fragilità di capannoni industriali prefabbricati.

Ha pubblicato articoli a convegno e su riviste internazionali ed ha partecipato a svariate conferenze internazionali incentrate sullo sviluppo di metodologie di valutazione di vulnerabilità e rischio sismico per il territorio italiano.

È attualmente studentessa di Dottorato presso la UME School di Pavia.

Helen Crowley

Dopo il Dottorato in Seismic Engineering conseguito presso la Rose (ora UME) School di Pavia, ricopre dal 2009 il ruolo di Affiliated Senior Researcher presso il Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) di Pavia. È stata inoltre Graduate Engineer presso Whitbybird Consulting Engineers di Londra (2000-2001), Coordinatrice del programma di Master della Risk and Emergency Management (REM) School (2010-2012), Scientific Coordinator and Executive Committee Risk Coordinator presso la Fondazione GEM di Pavia (2009-2014), oltre che Deputy Secretary General (2012-2014) della Fondazione stessa.

L'attività di ricerca comprende: la pubblicazione come Autrice o Co-Autrice di oltre 120 articoli nel campo dell'ingegneria sismica, in particolare della valutazione del rischio e delle perdite, la partecipazione come relatrice a numerose conferenze nazionali ed internazionali, il coordinamento per lo sviluppo di software "open source" finalizzato alla valutazione del rischio sismico (OpenQuake) e di consorzi internazionali per lo sviluppo di procedure e database nell'ambito del Global Earthquake Model (GEM), la partecipazione a svariati progetti di ricerca nazionali incentrati sullo svi-

luppo di curve di fragilità e modelli numerici, valutazioni di rischio sismico di edifici scolastici, database con informazioni sulle caratteristiche degli edifici; modelli di scuotimento e modelli per la stima di perdite economiche ed umane.

Dal 2012 fa parte del Comitato Editoriale di Earthquake Spectra e dal 2005 è revisore di numerose riviste internazionali fra cui ASCE Journal of Structural Engineering, Bulletin of Earthquake Engineering, Journal of Earthquake Engineering.

Ha tenuto una Keynote Lecture su invito alla 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology di Istanbul (Agosto 2014).

Nel 2009 è stata la vincitrice dell' "European Geosciences Union Plinius Medal" per il "rilevante contributo nel campo della valutazione e della mitigazione del rischio sismico".

Ha coordinato la realizzazione della Clearinghouse sul terremoto in Emilia del 2012 (www.eqclearinghouse.org/2012-05-20-italy-it/) con la partnership dell'Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

Manya G. Deyanova

È attualmente studentessa di Dottorato presso la Graduate School in Understanding and Managing Extremes (UME School) di Pavia.

Fabio Germagnoli

È attualmente il Direttore Operativo del Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) di Pavia.

Giancarlo Fianchisti

Ingegnere Civile laureatosi nel 1978, ricopre il ruolo di Responsabile del Settore Sismica nell'ambito della Direzione Generale Politiche Ambientali, Energia e Cambiamenti Climatici della Regione Toscana.

Elena Lucarelli

Architetto laureatosi nel 2004, è Funzionario Tecnico - Professionale presso il Settore Sismica della Regione Toscana.

Stefano Riva

È Referente per i rapporti interni ed esterni di Confindustria Piacenza.

Roberto Nascimbene

Laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Pavia, ha conseguito nel 2003 il Dottorato in "Sail Modelling for maximal speed optimum design" presso la medesima Università.

Attualmente è Ricercatore Responsabile del settore Analisi Strutturale presso il Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (Eucentre) di Pavia e, dal 2012, anche Responsabile della Formazione Professionale Continua. Nell'ambito del settore Analisi Strutturale ha coordinato diversi progetti in collaborazione con il Dipartimento della Protezione Civile, tra cui la valutazione di curve di fragilità di strutture prefabbricate, la verifica di una scheda di rilievo e relative linee guida per la valutazione dell'agibilità post-sismica di edifici a struttura prefabbricata, soluzioni abitative prefabbricate in emergenza post-sismica.

È inoltre Docente incaricato presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Pavia, Dipartimento di Ingegneria Civile ed Architettura.

È 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.

È stato relatore del seminario tenuto presso la School of Advanced Structures, University of Cincinnati (USA) dal titolo "Emilia earthquake: effects on industrial building" e "Construction of a metal scaffold for the main spire of the Milan cathedral: analysis, modeling, verification and dynamic identification". Cincinnati, 16 Novembre 2012.