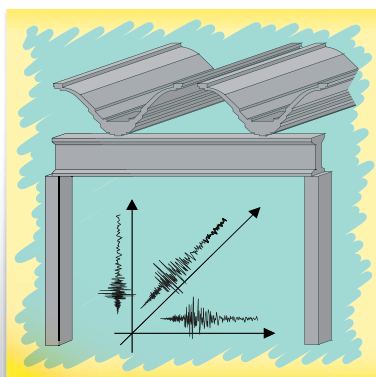


Daide Bellotti – Roberto Nascimbene

VADEMECUM PER LA SICUREZZA SISMICA DEI PREFABBRICATI

CODICI NORMATIVI NAZIONALI, EUROPEI ED INTERNAZIONALI

- PROBLEMI DI ANALISI E MODELLAZIONE
- VERIFICA DELLA SICUREZZA
- SISTEMI DI MIGLIORAMENTO E ADEGUAMENTO
- ESEMPI DI APPLICAZIONE: CASI STUDIO



SOFTWARE INCLUSO

CALCOLO STRUTTURALE AGLI ELEMENTI FINITI DI STRUTTURE INTELAIATE

Glossario (principali termini tecnico-normativi), **F.A.Q.** (domande e risposte sui principali argomenti),

Test iniziale (verifica della formazione di base), **Test finale** (verifica dei concetti analizzati)



Davide Bellotti – Roberto Nascimbene

VADEMECUM PER LA SICUREZZA SISMICA DEI PREFABBRICATI

Ed. I (2017)

ISBN 13 978-88-8207-912-3

EAN 9 788882 079123

Collana **Manuali** (206), versione eBook

© **GRAFILL S.r.l.** Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

SOMMARIO

➤	RINGRAZIAMENTI	p.	7
1.	ASPETTI INTRODUTTIVI ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE	"	9
1.1.	La concezione strutturale.....	"	9
1.2.	Fasi principali della prefabbricazione.....	"	10
1.3.	Inquadramento normativo.....	"	11
1.4.	Principali problematiche di progettazione.....	"	13
1.5.	Comportamento e classificazione in base alla tipologia strutturale (ambito nazionale ed internazionale).....	"	14
1.5.1.	Inquadramento generale.....	"	14
1.5.2.	Tipologie strutturali.....	"	16
1.5.3.	Pratica costruttiva nazionale.....	"	19
1.5.4.	Classificazione dei collegamenti.....	"	26
1.5.5.	Strutture prefabbricate tradizionali: vantaggi/svantaggi nel contesto italiano.....	"	28
1.6.	Indicazioni specifiche di analisi e verifica.....	"	29
1.6.1.	Modellazione, metodi di analisi e input sismico.....	"	33
1.6.2.	Limitazioni degli spostamenti.....	"	34
1.6.3.	Capacità in duttilità.....	"	35
1.6.4.	Connessioni plinto-pilastro e fondazioni.....	"	35
1.6.5.	Azioni su elementi non strutturali.....	"	36
1.6.6.	Osservazioni conclusive.....	"	38
1.7.	Principali danni riscontrati in strutture prefabbricate.....	"	39
1.7.1.	Vulnerabilità delle connessioni.....	"	42
1.7.2.	Vulnerabilità dei pilastri.....	"	43
1.7.3.	Vulnerabilità dei pannelli di tamponamento.....	"	44
2.	PROBLEMI DI ANALISI E MODELLAZIONE DI STRUTTURE PREFABBRICATE	"	46
2.1.	Analisi strutturale.....	"	46
2.2.	Input sismico e combinazione delle azioni.....	"	46
2.3.	Modellazione strutturale.....	"	48
2.3.1.	Materiali.....	"	49
2.3.2.	Elementi.....	"	50
2.3.3.	Vincoli.....	"	50

2.3.4.	Masse	p.	56
2.3.5.	Effetti torsionali	"	58
2.4.	Modellazione non lineare.....	"	59
3.	VERIFICA DELLA SICUREZZA	"	62
3.1.	Inquadramento generale e normativa di riferimento.....	"	62
3.2.	Duttilità e confinamento.....	"	63
3.3.	Verifiche locali agli effetti della componente sismica verticale.....	"	67
3.4.	Calcolo dei collegamenti	"	71
3.4.1.	Premessa.....	"	71
3.4.2.	Resistenza dei collegamenti mediante indicazioni EOTA.....	"	72
3.4.3.	Resistenza dei collegamenti mediante altri metodi di calcolo.....	"	80
3.5.	Calcolo degli orizzontamenti.....	"	83
3.5.1.	Indice di flessibilità.....	"	85
3.6.	Effetti del second'ordine.....	"	87
3.7.	Calcolo dei plinti a bicchiere	"	90
3.7.1.	Metodo di calcolo proposto.....	"	90
3.7.1.1.	Considerazioni sull'effetto dell'attrito pilastro bicchiere	"	100
3.7.1.2.	Calcolo delle sottofondazioni.....	"	104
4.	SISTEMI DI MIGLIORAMENTO E ADEGUAMENTO	"	111
4.1.	Inquadramento generale e normativa di riferimento.....	"	111
4.2.	Interventi sui collegamenti pilastro-fondazione	"	116
4.2.1.	Collegamento plinto con pavimentazione industriale.....	"	116
4.2.2.	Consolidamento del terreno circostante la fondazione	"	118
4.2.3.	Rinforzo dei plinti esistenti	"	119
4.2.4.	Collegamento tra plinti di fondazioni esistenti	"	120
4.3.	Interventi sui pilastri.....	"	121
4.3.1.	Uso di materiali compositi fibrorinforzati.....	"	121
4.3.1.1.	Tessuti non impregnati.....	"	125
4.3.1.2.	Fibre	"	125
4.3.1.3.	Matrici.....	"	126
4.3.1.4.	Resine.....	"	126
4.3.1.5.	Tipologie di sistemi di rinforzo.....	"	126
4.3.2.	Confinamento alla base dei pilastri mediante angolari e calastrelli metallici.....	"	127
4.3.3.	Confinamento e rinforzo dei pilastri mediante incamicature	"	131
4.4.	Interventi sui collegamenti trave-pilastro	"	135
4.4.1.	Collegamento trave-pilastro mediante perni, profili e piastre in acciaio	"	136

4.5.	Interventi sui collegamenti trave-tegolo	p.	138
4.6.	Interventi sui collegamenti dei pannelli	"	138
4.7.	Interventi globali	"	142
4.7.1.	Collegamento tra pilastro e pilastro tramite profili o piatti metallici in asse al pilastro	"	142
4.7.2.	Realizzazione di controventi di falda con funi d'acciaio	"	143
4.7.3.	Uso di setti in cemento armato	"	144
4.8.	Tecniche di riduzione dell'azione	"	145
4.8.1.	Dispositivi di smorzamento ad attrito	"	145
4.8.2.	Dispositivi di smorzamento viscoelastici	"	148
5.	ESEMPI DI APPLICAZIONE: CASO STUDIO 1	"	150
5.1.	Caso studio 1	"	152
5.1.1.	Configurazione dell'edificio	"	152
5.1.2.	Geometria e sezione degli elementi	"	156
5.1.3.	Proprietà dei materiali	"	159
5.1.4.	Caratterizzazione geotecnica del terreno	"	160
5.1.5.	Livello di conoscenza	"	161
5.1.6.	Modellazione della struttura	"	161
5.1.7.	Valutazione della sicurezza sismica	"	165
5.1.7.1.	Pesi propri	"	165
5.1.7.2.	Carico neve	"	166
5.1.7.3.	Azione del vento	"	166
5.1.7.4.	Azione del carroponete	"	167
5.1.7.5.	Definizione dell'azione sismica	"	169
5.1.7.6.	Combinazione delle azioni	"	173
5.1.8.	Analisi della struttura	"	174
5.1.8.1.	Modi di vibrare	"	175
5.1.8.2.	Verifiche a taglio	"	176
5.1.8.3.	Verifiche a pressoflessione deviata	"	180
5.1.8.4.	Verifiche degli effetti del secondo ordine	"	182
5.1.8.5.	Verifica dei plinti di fondazione	"	183
5.1.8.6.	Verifica delle forcelle	"	184
5.1.8.7.	Verifica degli spostamenti allo SLD	"	185
5.1.9.	Proposte di adeguamento sismico: prima soluzione	"	186
5.1.9.1.	Modellazione dell'intervento e analisi della struttura	"	188
5.1.9.2.	Verifiche di resistenza	"	189
5.1.10.	Proposte di adeguamento sismico: seconda soluzione	"	210
5.1.10.1.	Modellazione dell'intervento e analisi della struttura	"	211
5.1.10.2.	Verifiche di resistenza	"	213
5.1.11.	Proposte di adeguamento sismico: terza soluzione	"	217
5.1.11.1.	Modellazione dell'intervento e analisi della struttura	"	220

5.1.11.2.	Verifiche di resistenza	p.	222
5.1.12.	Analisi dei costi.....	"	231
6.	ESEMPI DI APPLICAZIONE: CASO STUDIO 2	"	232
6.1.	Caso studio 2.....	"	232
6.1.1.	Configurazione dell'edificio.....	"	232
6.1.2.	Geometria e sezione degli elementi	"	236
6.1.3.	Proprietà dei materiali.....	"	241
6.1.4.	Caratterizzazione geotecnica del terreno	"	242
6.1.5.	Livello di conoscenza.....	"	242
6.1.6.	Modellazione della struttura.....	"	242
6.1.7.	Valutazione della sicurezza sismica	"	244
6.1.7.1.	Pesi propri	"	244
6.1.7.2.	Carico neve	"	245
6.1.7.3.	Azione del vento	"	246
6.1.7.4.	Definizione dell'azione sismica	"	246
6.1.7.5.	Combinazione delle azioni.....	"	249
6.1.8.	Analisi della struttura.....	"	249
6.1.8.1.	Modi di vibrare.....	"	250
6.1.8.2.	Verifiche a taglio	"	251
6.1.8.3.	Verifiche a pressoflessione deviata.....	"	251
6.1.8.4.	Verifiche degli effetti del secondo ordine.....	"	253
6.1.8.5.	Verifica dei plinti di fondazione	"	253
6.1.8.6.	Verifiche di perdita d'appoggio.....	"	255
6.1.8.7.	Verifica di ribaltamento fuori piano	"	257
6.1.8.8.	Verifica degli spostamenti allo SLD.....	"	259
6.1.9.	Proposte di adeguamento sismico: prima soluzione	"	260
6.1.9.1.	Modellazione dell'intervento e analisi della struttura	"	260
6.1.9.2.	Verifiche di resistenza	"	263
6.1.10.	Proposte di adeguamento sismico: seconda soluzione.....	"	276
6.1.10.1.	Modellazione dell'intervento e analisi della struttura	"	278
6.1.10.2.	Verifiche di resistenza	"	281
↘	INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	294
–	Note sul software incluso	"	294
–	Requisiti hardware e software	"	294
–	Download del software e richiesta della password di attivazione.....	"	295
–	Installazione ed attivazione del software.....	"	295
↘	BIBLIOGRAFIA E RIFERIMENTI NORMATIVI	"	296

RINGRAZIAMENTI

La scrittura di un libro è spesso possibile grazie all'interazione, discussione e confronto con molte persone in diversi ambiti di competenza e di provenienza differente sia in ambito nazionale che internazionale.

Prima di tutto il pensiero e la stima va all'Ing. Davide Bolognini per la sua ampia, critica e profonda conoscenza del mondo della prefabbricazione in tutti i suoi ambiti, ricerca e professione. Importanti sono state le lunghe e produttive chiacchierate con l'Ing. Roberto Venco, una vita intera dedicata ad essere Responsabile di un intero stabilimento nell'ambito della produzione di elementi prefabbricati e profondo conoscitore dell'argomento trattato. Gli Ingegneri Emanuele Brunesi ed Ettore Fagà sono stati preziosissimi nella parte relativa alla modellazione e all'analisi strutturale e l'Ing. Silvia Pisano nell'ambito proprio della progettazione e verifica dei miglioramenti ed adeguamenti strutturali.

Infine si vuole ringraziare l'ampia schiera di studenti che con le loro tesi ed i loro studi individuali hanno contribuito a creare molte casistiche da noi impiegate in questa pubblicazione, in particolare gli Ingegneri Andrea Farina e Flavio Tartero.

In ultimo si ringrazia la preziosissima collaborazione dell'Ing. Giulia Fagà relativamente alla realizzazione della maggior parte degli elaboratori grafici presenti nel libro.

ASPETTI INTRODUTTIVI ALLE STRUTTURE PREFABBRICATE

1.1. La concezione strutturale

La tecnica costruttiva della prefabbricazione applicata agli edifici in cemento armato è ampiamente diffusa e consolidata in ambito nazionale, in particolar modo per quanto riguarda le strutture a scheletro ed a telaio.

L'impiego di questa tecnologia, il cui iniziale sviluppo si può far risalire sostanzialmente al periodo post-bellico, è stato particolarmente favorito dall'affermazione della precompressione, dalla buona qualità dei materiali prodotti in stabilimenti appositi, dalla velocità di montaggio, dall'incremento delle reti di trasporto viario e dalla grande richiesta di strutture da impiegare in impianti industriali, oltre che dalla notevole versatilità funzionale che consente di coprire tipologie di grande diffusione, quali edifici commerciali, impianti sportivi, silos, autorimesse.

Nonostante ciò, il loro effettivo impiego in zona sismica è sempre stato condizionato e limitato, in passato, sia dalla scarsa conoscenza della loro reale risposta sismica, sia dall'assenza di una specifica normativa di riferimento; tale situazione è in parte dovuta alla carenza di attendibili informazioni sperimentali, peraltro di non facile realizzazione, soprattutto in grande scala.

I recenti eventi sismici avvenuti sia in Italia, sia nel resto del mondo, hanno contribuito a sensibilizzare ulteriormente l'opinione pubblica nei confronti del problema della riduzione del rischio e della necessità di una revisione delle norme finalizzata all'adozione di un'adeguata politica di prevenzione. Particolarmente nel caso delle strutture prefabbricate, data l'elevata diffusione nel settore industriale, sembra sensato sottolineare come ripercussioni sociali ed economiche possono essere provocate da situazioni di inagibilità o interruzione delle attività, prima ancora che dal collasso strutturale (solitamente si indica tale concetto con il termine «esposizione»). In via del tutto generale è da ricordare, inoltre, che la crescente urbanizzazione, l'elevato consumo di energia e l'incremento di richiesta di reti viarie e di infrastrutture hanno contribuito a un progressivo innalzamento del livello di rischio, pur restando immutati i parametri legati alla sismicità del territorio.

In ambito internazionale i notevoli progressi della ricerca nel campo della prevenzione e della protezione sismica delle strutture hanno consentito lo sviluppo di moderni ed efficaci codici di progettazione basati su una filosofia prestazionale (*performance-based design*) e di controllo del danno strutturale, caratterizzati da un avanzato livello del processo di razionalizzazione degli schemi agli stati limite e del criterio di gerarchia delle resistenze. Nel campo della prefabbricazione in cemento armato, tale progresso ha favorito la proposta e lo sviluppo di diverse soluzioni strutturali innovative, contraddistinte da elevate prestazioni sismiche, alcune delle quali costituiscono esempi di riferimento estremamente significativi, come per esempio i sistemi ibridi, caratterizzati da capacità di dissipazione energetica e di auto-ricentrimento, in grado di limitare drasticamente il danneggiamento.

1.2. Fasi principali della prefabbricazione

La tecnica della prefabbricazione applicata alla realizzazione di strutture in cemento armato 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 nonché la velocità realizzativa. In questo testo non verranno descritti in dettaglio argomenti quali l'organizzazione di uno stabilimento di produzione, la preparazione degli impasti, le tecniche di produzione in stabilimento degli elementi in cemento armato ordinario e precompresso, la loro movimentazione su strada con i relativi problemi dimensionali ed il trasporto in cantiere, poiché l'interesse principale è legato alle caratteristiche della risposta sismica di una struttura prefabbricata e dei suoi sottosistemi.

Una struttura prefabbricata in cemento armato 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.

In Italia un repentino sviluppo della tecnica di prefabbricazione si è verificata a partire dagli anni '50, quando l'introduzione delle tecniche di precompressione, l'aumento del costo della manodopera e la notevole domanda di edifici in grado di contenere impianti industriali delle più svariate tipologie, oltre all'utilizzo di aggregati leggeri trattati in stabilimento, hanno fatto indirizzare rapidamente la scelta delle soluzioni costruttive verso strutture prefabbricate in calcestruzzo.

Numerosi prefabbricatori nacquero in quel periodo; i molti che avevano precedentemente sviluppato la necessaria esperienza estesero la propria produzione ad altri campi, quali edifici commerciali (magazzini, centri commerciali), edifici industriali complessi (anche pluripiano), edifici di interesse sociale (scuole, ospedali, palestre), parcheggi, edifici per uffici ed edifici residenziali. Questa evoluzione è basata sostanzialmente su di una struttura portante delle costruzioni con l'impiego di uno schema a scheletro o a telaio. Parallelamente furono adottati, a partire da quella decade, anche strutture a pannelli portanti, sullo stile dei sistemi sviluppati all'estero (in particolare in nord Europa), ma limitatamente agli edifici residenziali ed alle strutture di rilevanza sociale. Essi furono caratterizzati da un certo livello di sviluppo, ma, principalmente a causa della loro intrinseca rigidità funzionale, non furono impiegati per molto tempo. Al contrario, tali sistemi conobbero un enorme sviluppo nell'Europa orientale e settentrionale.

Attualmente, il successo della tecnica di prefabbricazione in Italia è legato principalmente alla velocità di montaggio (che significa rapidi tempi di realizzazione/occupazione e minori interessi di pagamento), alle migliori qualità e prestazioni dei materiali prodotti/controllati in stabilimenti appositamente dedicati, alle migliori condizioni ambientali dei cantieri di strutture prefabbricate (controllo delle temperature di maturazione), allo sviluppo delle vie di comunicazione.

Nonostante la situazione ottimale descritta, l'impiego di edifici prefabbricati in cemento armato in zona sismica è stato finora pesantemente condizionato dalla scarsa conoscenza della loro effettiva risposta sismica e dalla carenza, all'interno del quadro normativo nazionale, di precise indicazioni riguardanti la progettazione e la verifica. Una delle possibili cause di questa situazione di incertezza è da ricercare nella carenza di affidabili informazioni provenienti da prove sperimentali, comunque in generale di non semplice realizzazione.

Nei moderni codici di progettazione internazionali in zona sismica, la tendenza generale è di ricorrere all'approccio definito «emulazione del cemento armato gettato in opera», il quale prevede la realizzazione delle connessioni fra gli elementi strutturali mediante tecniche apposite, capaci di conferire un opportuno livello di monoliticità e di garantire una risposta strutturale analoga a quella di una struttura equivalente in cemento armato gettato in opera. È da precisare che l'effettiva efficacia di sistemi strutturali e soluzioni di vincolo alternativi, comunque, deve essere dimostrata ricorrendo a studi analitico-sperimentali, in quanto non è noto a priori il comportamento isteretico ed in particolar modo il degrado di resistenza e la duttilità del sistema stesso.

In ambito nazionale, la filosofia dell'emulazione non ha riscontrato eccessivo consenso, poiché essa comporta una inevitabile riduzione della velocità di realizzazione della struttura, così come, potenzialmente, della qualità del materiale impiegato.

Tale situazione, oltre alla già citata carenza normativa, ha causato lo sviluppo in zona sismica di un significativo numero di strutture prefabbricate, le cui caratteristiche peculiari sono riassumibili come segue:

- a) Pilastri continui a tutta altezza incastrati alla base;
- b) Travi appoggiate sulla testa dei pilastri o su mensole con connessioni a secco, discontinue e non resistenti a flessione;
- c) Trasferimento delle azioni sismiche orizzontali affidato in genere ad inserti metallici (spesso non opportunamente dimensionati) vincolanti gli elementi prefabbricati;
- d) Mancanza di un vero e proprio schema a graticcio nel piano orizzontale, a causa di travi lungo una sola direzione;
- e) Solai e coperture realizzati ricorrendo ad una vasta gamma di elementi precompressi, quali tegoli binervati, tegoli ad intradosso piano, tegoli a sezione variabile, lastre alveolari.

La scarsa sperimentazione e la necessità di adottare uno schema strutturale di calcolo con vincoli interni a cerniera e pilastri incastrati alla base, apparentemente assimilabili a mensole isostatiche, ma potenzialmente caratterizzati da una certa duttilità, può causare una particolare incertezza nella valutazione della reale risposta della struttura. Quest'ultimo aspetto è particolarmente rilevante nel caso di edifici prefabbricati pluripiano.

1.3. Inquadramento normativo

Di seguito è riportato un sintetico accenno all'attuale panorama normativo relativo alla progettazione di strutture prefabbricate in zona sismica. In ambito Europeo, l'Eurocodice 8 è allineato con i moderni codici dei principali Paesi a rischio sismico, i quali prevedono il ricorso della tecnica di emulazione del cemento armato gettato in opera e della realizzazione di connessioni sovradimensionate oppure duttili resistenti a flessione. Esso definisce, nell'ambito di un approccio alle forze, i coefficienti di struttura in funzione delle tipologie individuate (sistemi a telaio monolitico equivalente, a setti portanti, duali), della regolarità, della classe di duttilità e del tipo di connessioni. Queste ultime, a loro volta, sono classificate in differenti categorie, a seconda della prevista risposta forza-spostamento e della capacità in duttilità (connessioni situate al di fuori delle regioni critiche, sovradimensionate per rispondere elasticamente e traslare le sezioni a comportamento non lineare al di fuori del nodo, duttili resistenti a flessione).

In Italia la prima normativa tecnica appositamente dedicata alle strutture prefabbricate in cemento armato contenente alcuni provvedimenti per le zone sismiche risale al D.M. LL.PP. del

PROBLEMI DI ANALISI E MODELLAZIONE DI STRUTTURE PREFABBRICATE

2.1. Analisi strutturale

Il primo requisito da valutare nella scelta della tipologia di analisi più opportuna (statica, dinamica, lineare, non lineare) è sicuramente la regolarità strutturale.

Una struttura irregolare è soggetta ad una serie di effetti negativi che non potranno essere trascurati, quali:

- effetti torsionali dovuti alla presenza di eccentricità fra centro delle masse e centro delle rigidezze;
- formazione di meccanismi di piano debole favoriti da una irregolare distribuzione di rigidezza lungo l'altezza;
- insorgenza di danneggiamento localizzato e di risposte strutturali impreviste caratterizzate da ridotta capacità dissipativa, causati da una richiesta di duttilità distribuita in modo non uniforme oltre che da una resistenza degli elementi irregolare in altezza.

Come indicato nella Tabella 2.1, la regolarità in pianta permette di ricorrere a modellazioni semplificate piane, mentre quella in elevazione influenza il tipo di analisi.

Tabella 2.1. *Regolarità strutturale e semplificazioni ammesse per la modellazione e l'analisi*

Regolarità strutturale		Possibili semplificazioni	
In pianta	In elevazione	Modellazione	Analisi
NO	NO	tridimensionale	dinamica modale
NO	SI	tridimensionale	statica lineare
SI	NO	bidimensionale	dinamica modale
SI	SI	bidimensionale	Statica lineare

2.2. Input sismico e combinazione delle azioni

L'input sismico utilizzato nelle simulazioni numeriche è costituito da spettri di risposta associati allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite ultimo (SLU); in particolare i primi sono calcolati scalando gli spettri, mentre i secondi sono definiti in funzione del coefficiente di struttura associato alla tipologia strutturale esaminata.

Ogni spettro è rappresentato da tre componenti agenti simultaneamente (due ortogonali giacenti nel piano orizzontale ed una verticale) e si considera associato ad un unico profilo stratigrafico del suolo di fondazione, costituito da terreni di media consistenza (velocità media di propagazione delle onde di taglio compresa fra 180 e 360 m/s).

Per gli stati limite ultimi si possono adottare le seguenti due combinazioni (Punto 2.5.3 NTC):

1. Combinazione dei soli carichi gravitazionali

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali:
 - peso proprio del terreno, quando pertinente;
 - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
 - forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;
- $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ sono i coefficienti parziali come definiti nella Tabella 2.6.I delle NTC;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

2. Combinazione dei carichi gravitazionali con l'azione sismica

La normativa corrente specifica che, in zona sismica, oltre alla combinazione dei soli carichi gravitazionali deve essere presa in considerazione anche una combinazione in cui i carichi gravitazionali vengono combinati con l'azione sismica.

Pertanto l'azione sismica è combinata per mezzo della seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe d'importanza in esame;
- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile.

Il calcolo dei pesi sismici è eseguito facendo riferimento alla formula di combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I vari modi di vibrare ricavati dall'analisi, caratterizzati da una massa cumulativa almeno pari all'85% del totale, sono combinati mediante una combinazione quadratica completa (CQC) al fine di determinare la componente di sollecitazione o di spostamento lungo una prefissata direzione.

La componente massima $E_{i,\max}$ per ciascuna direzione è successivamente calcolata mediante la seguente formulazione semplificata:

$$\begin{cases} \pm E_{x,\max} = \pm E_{x,x} \pm 0.30 \cdot E_{x,y} \pm 0.30 E_{x,z} \\ \pm E_{y,\max} = \pm E_{y,x} \pm 0.30 \cdot E_{y,y} \pm 0.30 E_{y,z} \\ \pm E_{z,\max} = \pm E_{z,x} \pm 0.30 \cdot E_{z,y} \pm 0.30 E_{z,z} \end{cases}$$

dove x, y, z sono i versori del sistema di riferimento globale, il primo pedice indica la direzione della componente considerata ed il secondo la direzione del sisma agente.

2.3. Modellazione strutturale

L'avvento del calcolo numerico applicato all'ingegneria strutturale tramite l'uso dei codici agli elementi finiti ha notevolmente semplificato la risoluzione dei problemi posti dalla tecnica delle costruzioni, influenzando l'approccio alla progettazione. L'introduzione e la diffusione di tali codici automatici ha permesso di ridurre i tempi di progettazione grazie alle notevoli facilitazioni che conseguono dal loro utilizzo, sia a livello di calcolo che a livello della stessa modellazione strutturale, gestita attraverso interfacce grafiche.

La valutazione della sicurezza dell'edificio è affetta da un grado di incertezza pari al livello di conoscenza raggiunto. Nelle costruzioni esistenti questo aspetto riveste un'importanza cruciale ed è strettamente correlato alle indagini conoscitive condotte (siano esse distruttive che non distruttive).

L'esistenza dell'edificio comporta, di fatto, la possibilità di verificare in sito le proprietà geometriche ed i dettagli costruttivi, ma soprattutto le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali. Per queste tipologie di strutture, come già descritto, è sempre preferibile effettuare modelli tridimensionali come indicato al Punto 7.2.6 delle NTC in cui viene indicato che: il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali, ad esempio travi di grande luce, sbalzi significativi, etc. (Figura 2.1).

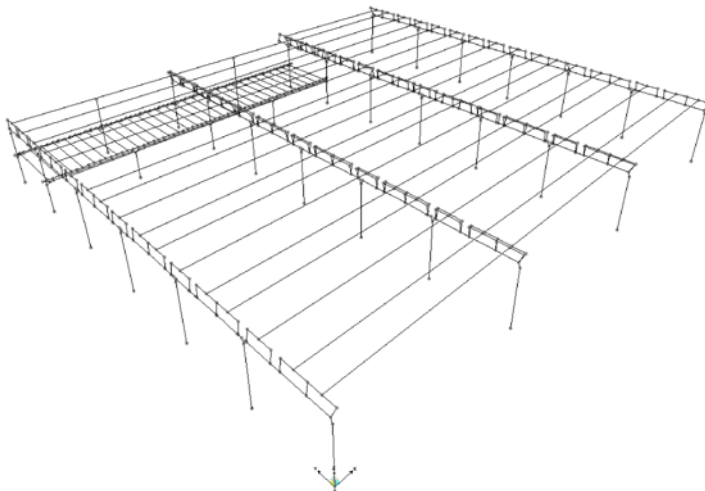


Figura 2.1. Modello tridimensionale di una struttura monopiano

VERIFICA DELLA SICUREZZA

3.1. Inquadramento generale e normativa di riferimento

In questo capitolo viene effettuata una valutazione/comparazione di modelli di calcolo e di verifica di elementi tipici delle strutture prefabbricate. Per quanto riguarda i modelli di calcolo e verifica, i metodi indicati nelle NTC sono stati esaminati al fine di valutare le problematiche legate alla determinazione della domanda sismica; il lavoro di Fardis et al. (2005), pur essendo un commentario all'EC8, fornisce preziose indicazioni.

Le principali fonti di incertezza nella valutazione della domanda attraverso i modelli di calcolo esaminati sono causate principalmente dall'effettivo comportamento tridimensionale sia di strutture monopiano che pluripiano, dalla verifica dell'ipotesi di orizzontamenti rigidi, dalla determinazione degli effetti dell'eccentricità accidentale della massa nel caso di orizzontamenti flessibili, dalla verifica della regolarità in altezza e dalla valutazione degli effetti del second'ordine nel caso di strutture pluripiano a pilastri monolitici e travi incernierate, dalla valutazione delle sollecitazioni nei collegamenti, in particolare di quelli tegolo-trave e pannello-struttura.

Se da una parte l'attuale normativa sismica indica alcuni metodi per la determinazione della domanda, una descrizione riguardante la determinazione della capacità resistente nel caso di elementi tipici delle strutture prefabbricate non è prevista. Poiché la valutazione della capacità resistente non è immediata, possibili metodi per la sua determinazione sono stati individuati, oppure definiti e sviluppati, mediante un'ulteriore ricerca bibliografica.

In particolare, sono stati esaminati argomenti quali:

- 1) La capacità resistente delle connessioni in acciaio e dell'interazione con il calcestruzzo, valutata con diversi modelli: EOTA (2001, 2007 e 2013), Vintzeleou & Tassios (1987), Leonhardt (1977), formula semplificata di puro tranciamento, progetto SAFECAST (2012) e Zoublek (2015). Le indicazioni EOTA, utilizzate in ambito Europeo per il rilascio del benessere tecnico, sono sembrate potenzialmente le più affidabili (esse considerano 13 possibili meccanismi di collasso a taglio o a trazione di calcestruzzo o acciaio).
- 2) La rigidità degli orizzontamenti, valutata mediante tre metodi: modellazione semplificata (spostamenti che differiscono per meno del 10% da quelli discendenti da una modellazione ad elementi rigidi), Fleishmann (2002), Englekirk (2003).
- 3) La verifica dei plinti a bicchiere è stata effettuata mediante la determinazione di un dominio di resistenza basato sull'involuppo di meccanismi locali tirante-puntone e meccanismi globali di ribaltamento e scorrimento ispirato dalle indicazioni CNR 10025 (1998) e da Mori & Pereswiet-Soltan (1981). Le condizioni di incastro perfetto fra pilastro e plinto

sono state definite ricorrendo ad una limitazione geometrica del rapporto lato pilastro – lunghezza di inghisaggio (< 1.5) in assenza di attrito, come giustificato dal lavoro sperimentale di Osanai et al. (1996). Tali ricerche, inoltre, hanno valutato quantitativamente l'influenza dell'attrito sulla resistenza delle connessioni pilastro-bicchiere, mostrando come la resistenza possa anche aumentare più del 60% passando da coefficiente d'attrito 0 a 1. Nella Figura 3.1 è riportata una valutazione degli effetti dell'attrito effettuata in questo lavoro basata sulle indicazioni di Osanai et al. (1996).

- 4) La valutazione degli effetti del second'ordine è stata effettuata attenendosi al metodo semplificato presente in normativa, anche se in realtà è possibile eseguire anche un'analisi di «buckling» per gli edifici pluripiano finalizzata alla determinazione del minimo moltiplicatore di collasso, così come prescritto dall'EC3 nel caso di edifici in acciaio (MacGregor & Hage, 1977, Cheong-Siat-Moy, 1977, Chen & Wang, 1999).

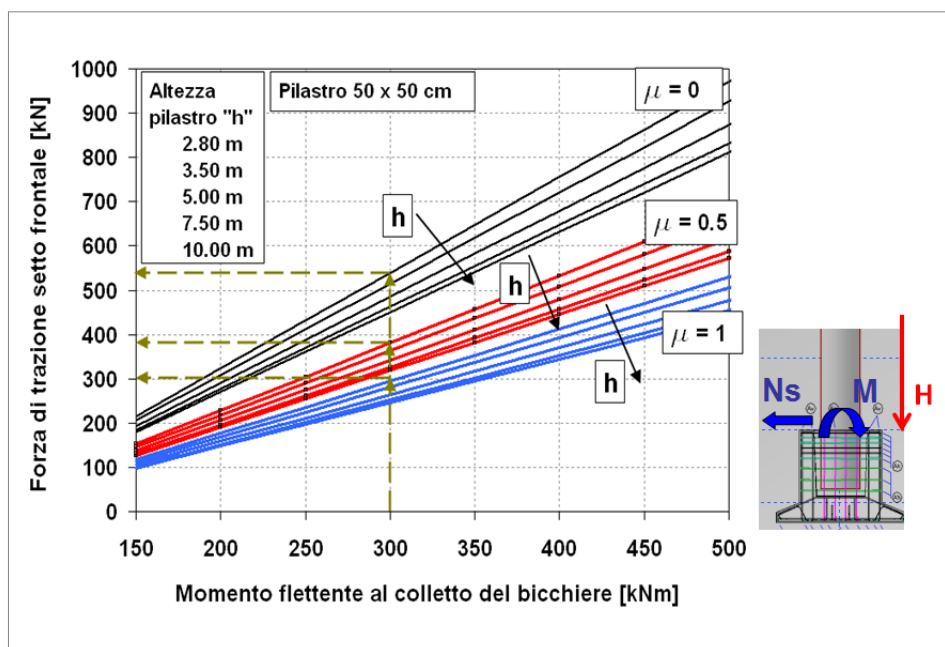


Figura 3.1. Diagramma domanda di trazione-momento al colletto del bicchiere per differenti valori del coefficiente d'attrito e differenti altezze di un pilastro 50x50 cm

3.2. Duttilità e confinamento

L'adozione di un particolare valore del coefficiente di struttura è legata alle risorse di capacità di duttilità della struttura stessa. Maggiore è la duttilità, tanto più elevato potrà essere il coefficiente di struttura e, quindi, potenzialmente più bassa l'accelerazione agente. Generalmente la duttilità è assicurata da regole di buona progettazione (gerarchia delle resistenze, meccanismo a

colonna forte e trave debole) e dalla ridondanza delle fonti dissipative (cerniere plastiche distribuite sull'intera struttura). Il rispetto di tali regole assicura il buon comportamento della struttura e la compatibilità fra il fattore di struttura adottato e la capacità di duttilità in spostamento globale.

Nel caso di una struttura a pilastri continui incastrati alla base e travi incernierate, le uniche fonti di dissipazione sono le cerniere plastiche alla base dei pilastri. Poiché non è possibile applicare alcun criterio di gerarchia delle resistenze, è necessaria una verifica esplicita della compatibilità tra fattore di struttura ed effettiva duttilità in spostamento. Nel caso delle strutture monopiano di altezza standard (es: < 8 m) e di massa ridotta potrebbero non presentare particolari problemi nei confronti di tale verifica, mentre nelle strutture pluripiano (es: > 3 piani) e di massa notevole, invece, sono preventivabili situazioni maggiormente penalizzanti.

Si riporta di seguito il procedimento di calcolo semplificato utilizzato per la determinazione della duttilità in spostamento:

- **Passo 1:** Calcolo della curva momento-curvatura e determinazione della bilineare equivalente in funzione di ϕ_n e M_n :

$$\phi'_y = \phi(\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \quad M'_y = M(\varepsilon'_y)$$

$$\phi_n = \min[\phi(\varepsilon_c \geq 0.4\%); \phi(\varepsilon_s \geq 1.5\%)] \Rightarrow \phi_y = \phi'_y \cdot \frac{M_n}{M'_y}$$

$$M_n = M(\phi_n)$$

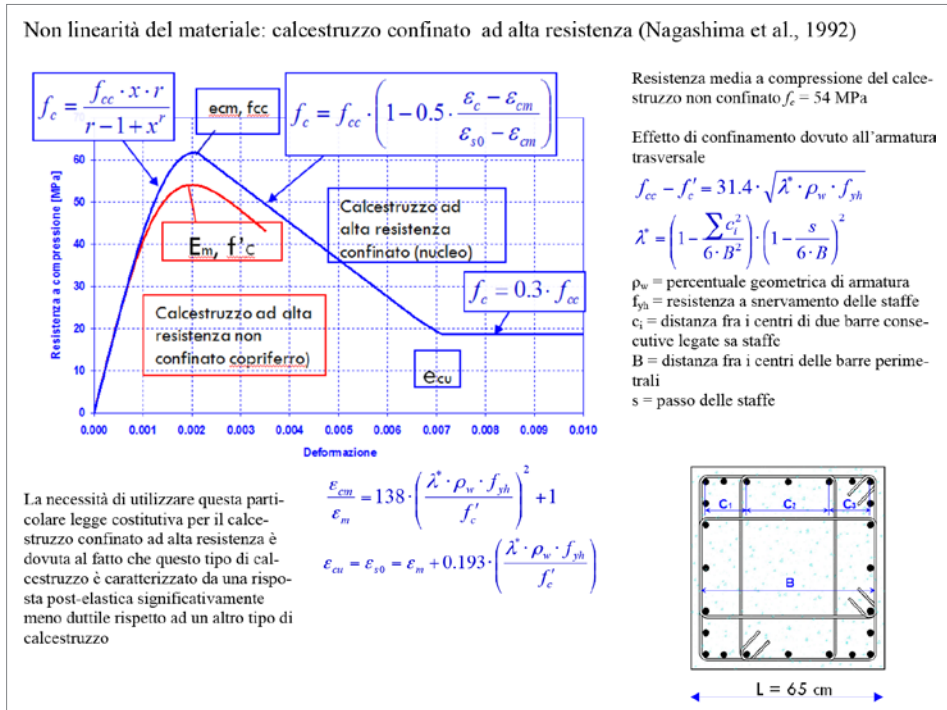


Figura 3.2. Codice per il calcolo del diagramma momento-curvatura: modello utilizzato per la risposta del calcestruzzo ad alta resistenza (modificato da Nagashima et al., 1992)

SISTEMI DI MIGLIORAMENTO E ADEGUAMENTO

4.1. Inquadramento generale e normativa di riferimento

Le strutture prefabbricate sono largamente impiegate in Italia e costituiscono la maggior parte delle strutture ad uso industriale. L'utilizzo di questa tecnica costruttiva diffusa da più di 60 anni ha portato alla formazioni di interi centri industriali costituiti da complessi di edifici di epoche diverse e quindi progettati secondo normative differenti.

A questo aspetto di natura temporale è da aggiungere la variabilità spaziale della pericolosità sismica che ha condizionato le tecniche progettuali e costruttive degli edifici prefabbricati. Esse rivestono un'importanza significativa in rapporto alle differenze presenti in edifici sullo stesso territorio, a causa della sismicità storica in continuo aggiornamento.

Nonostante la variabilità delle tipologie e delle tecniche utilizzate, è possibile riscontrare carenze comuni manifestate dalle strutture in seguito a diversi eventi sismici che hanno colpito recentemente sia il territorio nazionale sia a livello internazionale.

Tra di esse i collegamenti hanno rappresentato gli elementi più critici in termini di prestazioni sismiche negli edifici sia di vecchia che di nuova costruzione. L'assenza di unione meccanica tra gli elementi, tale da garantire il trasferimento degli sforzi in regime dinamico, è, infatti, la causa più frequente di perdita di appoggio degli elementi orizzontali.

Una seconda fonte di vulnerabilità è legata al collasso del sistema di tamponatura costituito da pannelli prefabbricati in cemento armato alleggeriti, collegati alla trave di gronda, ai tegoli o ai pilastri con inserti metallici di varia natura, spesso incapaci di consentire spostamenti adeguati o di esprimere forze di ritenuta sufficienti. L'approccio progettuale corrente tende ad escludere tali pannelli dall'analisi strutturale prendendo in considerazione il loro contributo solo in termini di massa partecipante; si trascura in questo modo il loro effetto irrigidente sull'edificio. Sotto l'azione sismica, tuttavia, essi diventano parte integrante del complesso strutturale la cui risposta non è quella di un sistema a telaio, bensì di un sistema controventato più rigido. Le forze orizzontali che si manifestano risultano perciò maggiori di quanto previsto e dirette principalmente nel piano del pannello, cioè in direzione diversa rispetto a quella per la quale gli inserti metallici sono normalmente dimensionati. Per effetto di tali forze si assiste alla rottura delle connessioni stesse ed al crollo degli elementi.

Altre carenze tipiche sono quelle dei sistemi resistenti verticali e di fondazione. I pilastri prefabbricati presentano in generale una snellezza elevata e possono manifestare problemi in termini di resistenza e di duttilità a causa della progettazione in accordo con norme non sismiche. I sistemi di fondazione, spesso costituiti da plinti isolati a bicchiere, risentono di carenze analoghe.

Per questo motivo nasce l'esigenza di effettuare interventi di miglioramento sismico e di adeguamento sismico su strutture esistenti prefabbricate. Le strategie da seguire per l'adeguamento alle azioni di progetto sono:

- 1) L'incremento della resistenza degli elementi strutturali;
- 2) L'incremento della duttilità degli elementi strutturali;
- 3) La Riduzione dell'azione sismica sulla struttura.

Ognuna di queste strategie di intervento può essere messa in opera mediante l'aggiunta o la sostituzione di elementi strutturali principali sismo resistenti, o il loro rinforzo mediante diverse tecniche come indicato in Figura 4.1.

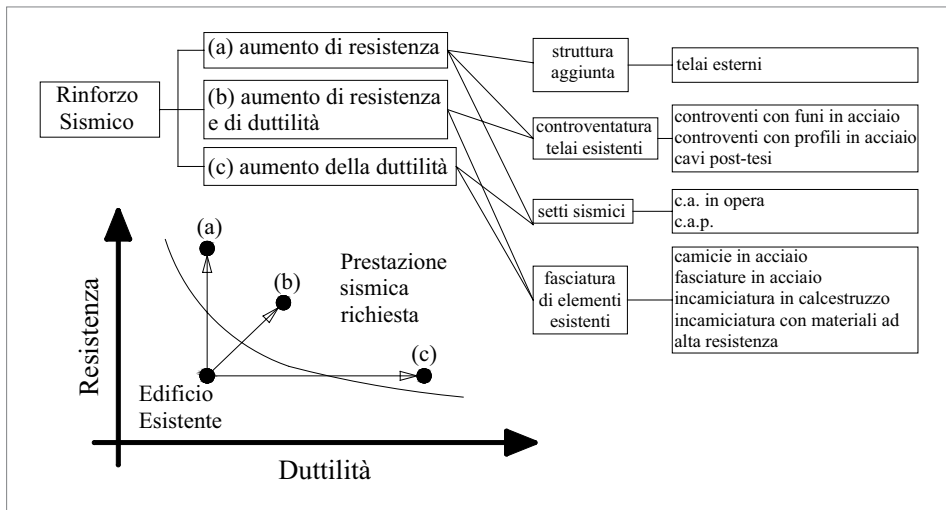


Figura 4.1. Tipologie di intervento di rinforzo sismico (modificato da Cosenza et al. 2004)

L'incremento della resistenza della struttura, che comprende anche il miglioramento della regolarità strutturale, comporta un aumento della rigidità della struttura e perciò una diminuzione della richiesta di spostamento come indicato in Figura 4.2.

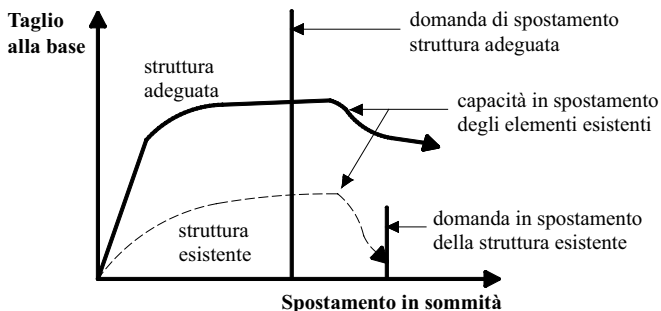


Figura 4.2. Tipologie di intervento di rinforzo sismico: incremento della resistenza della struttura (modificato da Fib Bulletin 24)

Un intervento invece che vada ad aumentare la duttilità della struttura, non varia in modo significativo la rigidità della struttura, perciò non cambia la richiesta in spostamento, ma per-

mette alla struttura esistente con una scarsa duttilità, di avere una duttilità maggiore rispetto a quella necessaria.

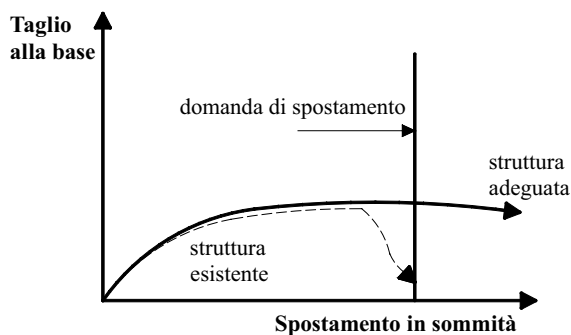


Figura 4.3. Tipologie di intervento di rinforzo sismico: incremento della duttilità della struttura (modificato da Fib Bulletin 24)

In base alla strategia di rinforzo sismico che si vuole effettuare, le modalità di esecuzione degli interventi sono:

- La verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU;
- La scelta motivata del tipo di intervento;
- La scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- Il dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- L'analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento.

Di seguito vengono riassunte le principali tecniche di intervento divise in tecniche di intervento globale, tecniche di intervento locale e tecniche di riduzione dell'azione.

Le tecniche di intervento locale generalmente vanno ad incrementare la resistenza dell'edificio e possono essere costituite dall'inserimento di controventi metallici o dall'inserimento di pareti sismoresistenti.



Figura 4.4



Figura 4.5

A sinistra, tecniche di rinforzo globale: inserimento di controventi metallici (per gentile concessione dell'Ing. Luca Melegari); a destra, tecniche di rinforzo locale: confinamento mediante FRP

ESEMPI DI APPLICAZIONE: CASO STUDIO 1

In generale prima di effettuare le analisi per definire e progettare gli interventi di adeguamento sismico è necessario, durante la fase di conoscenza della costruzione da eseguire secondo le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) e relativa Circolare esplicativa 2 febbraio 2009, n. 617, definire la geometria degli elementi strutturali, i loro dettagli di armatura, le qualità dei materiali impiegati in opera e, soprattutto, le loro condizioni di conservazione.

In particolare è bene acquisire dati in merito:

- 1) All'identificazione dell'organismo di fabbrica allo stato attuale e allo stato di progetto, sulla base dei disegni originali di progetto;
- 2) Alle informazioni circa la variazione di configurazione apportata durante la vita della struttura per rispondere alle modificate esigenze produttive consolidate nel tempo;
- 3) Ai dettagli relativi alla geometria e ai quantitativi di armatura previsti negli elementi strutturali;
- 4) Alla regolarità strutturale;
- 5) Alle proprietà dei materiali;
- 6) Al tipo di connessioni tra gli elementi, alla loro geometria e alle eccentricità longitudinali, trasversali e verticali tra le linee d'asse baricentriche tra gli elementi (descritti in termini di modellazione);
- 7) Informazioni su indagini geotecniche eseguite nel sito di costruzione o eventualmente effettuate in passato in zone limitrofe al sito di interesse.

Nei paragrafi successivi si analizzano due strutture, le cui caratteristiche sono ipotizzate a partire da dati statistici raccolti nel corso degli anni e presentati da Bellotti et al. (2014), di cui si vanno a proporre diverse soluzioni di adeguamento sismico.

La scelta degli edifici in esame rispecchia le modalità costruttive italiane degli anni '70 e '80. I dati geometrici scelti derivano da uno studio statistico di molteplici edifici esistenti in base ai risultati contenuti nel lavoro di Bellotti et al. (2014).

Il lavoro si basa su tre differenti database, per ognuno dei quali le attività che sono state svolte, attraverso visite di numerosi capannoni in tutta Italia, hanno riguardato la caratterizzazione delle strutture tramite rilievi 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.

L'elaborazione dei dati raccolti ha dimostrato come degli edifici rilevati in Emilia Romagna sia stato progettato prima della classificazione sismica del 2003 e solo il 2.5 % dopo l'introduzione delle nuove NTC08 (Figura 5.1).

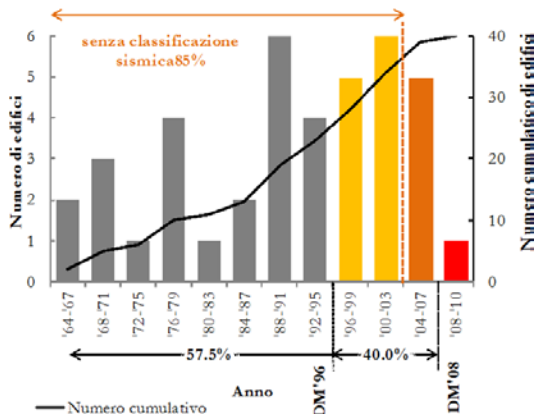


Figura 5.1. Numero di strutture rilevate in base all'anno di costruzione (Bellotti et al., 2014)

Per quanto riguarda le dimensioni geometriche degli elementi si riportano in Figura 5.2, per quanto riguarda le strutture dell'Emilia Romagna, le luci delle travi principali e il loro utilizzo a secondo dell'anno di costruzione.

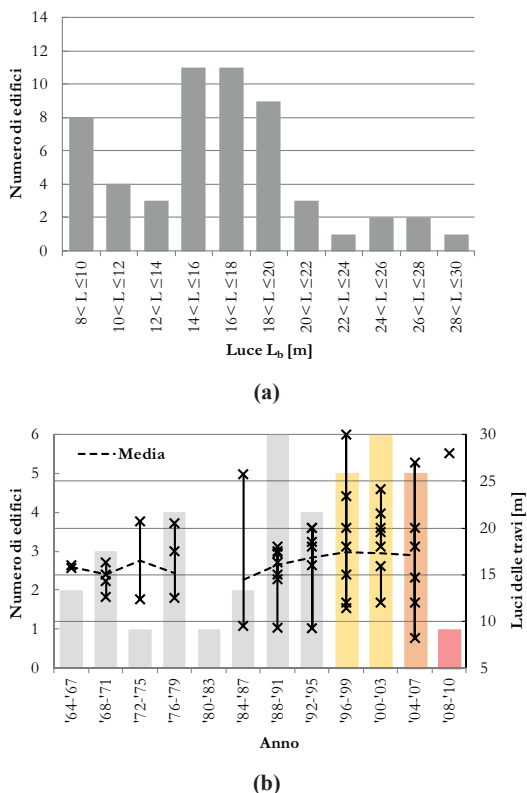


Figura 5.2. Luci delle travi: (a) luci delle travi principali; (b) luci delle travi principali usate nel corso degli anni (Bellotti et al., 2014)

5.1. Caso studio 1

5.1.1. Configurazione dell'edificio

La struttura ha una pianta rettangolare di lati circa 61.6×60 m e presenta una maglia di telai paralleli a distanza di 6 m l'uno dall'altro, formati ognuno da tre campate, i cui pilastri sono ipotizzati incastrati alla base e le cui travi a doppia pendenza appoggiano sui pilastri (Figura 5.3, Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6). Sono previsti tegoli di copertura a sezione rettangolare in semplice appoggio sulle travi.

L'edificio presenta una sporgenza in pianta del corpo centrale rispetto a quelli laterali per via di un telaio aggiuntivo nella campata di mezzo.

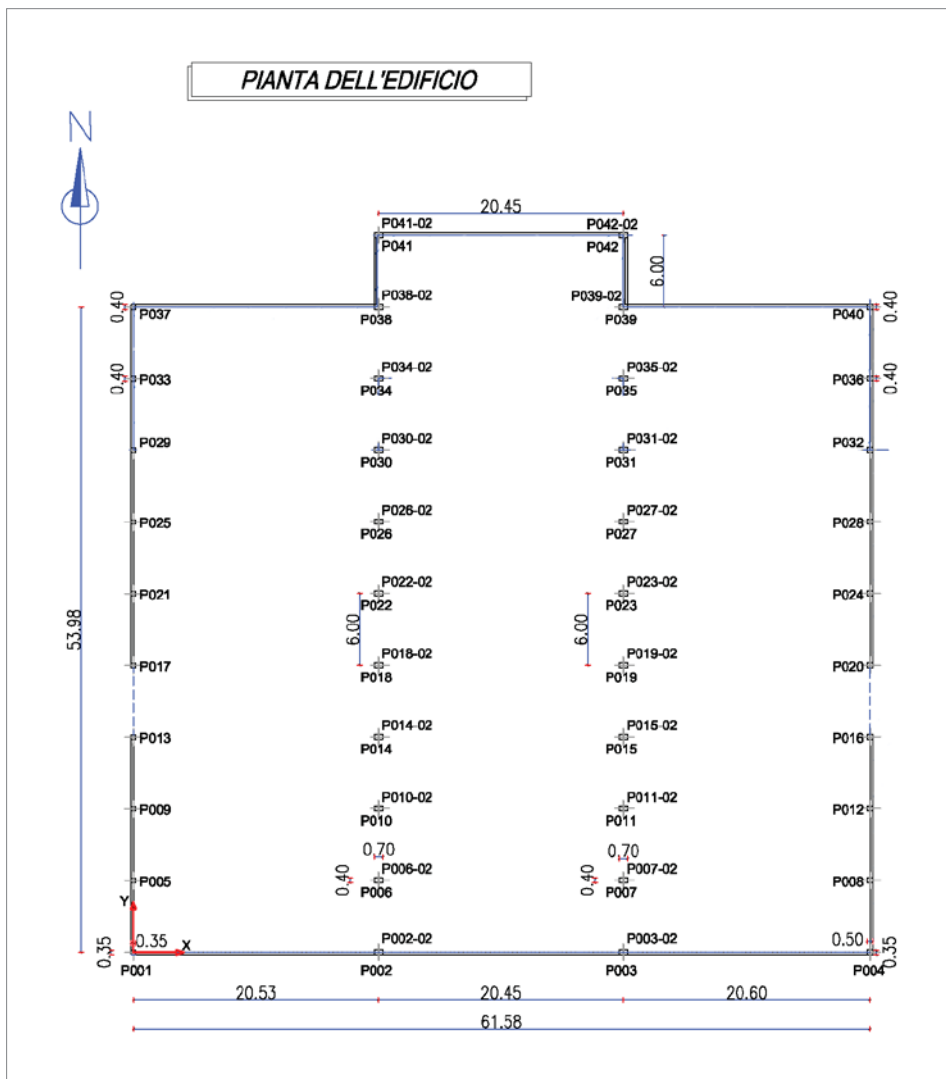


Figura 5.3. Caso studio 1: pianta dell'edificio

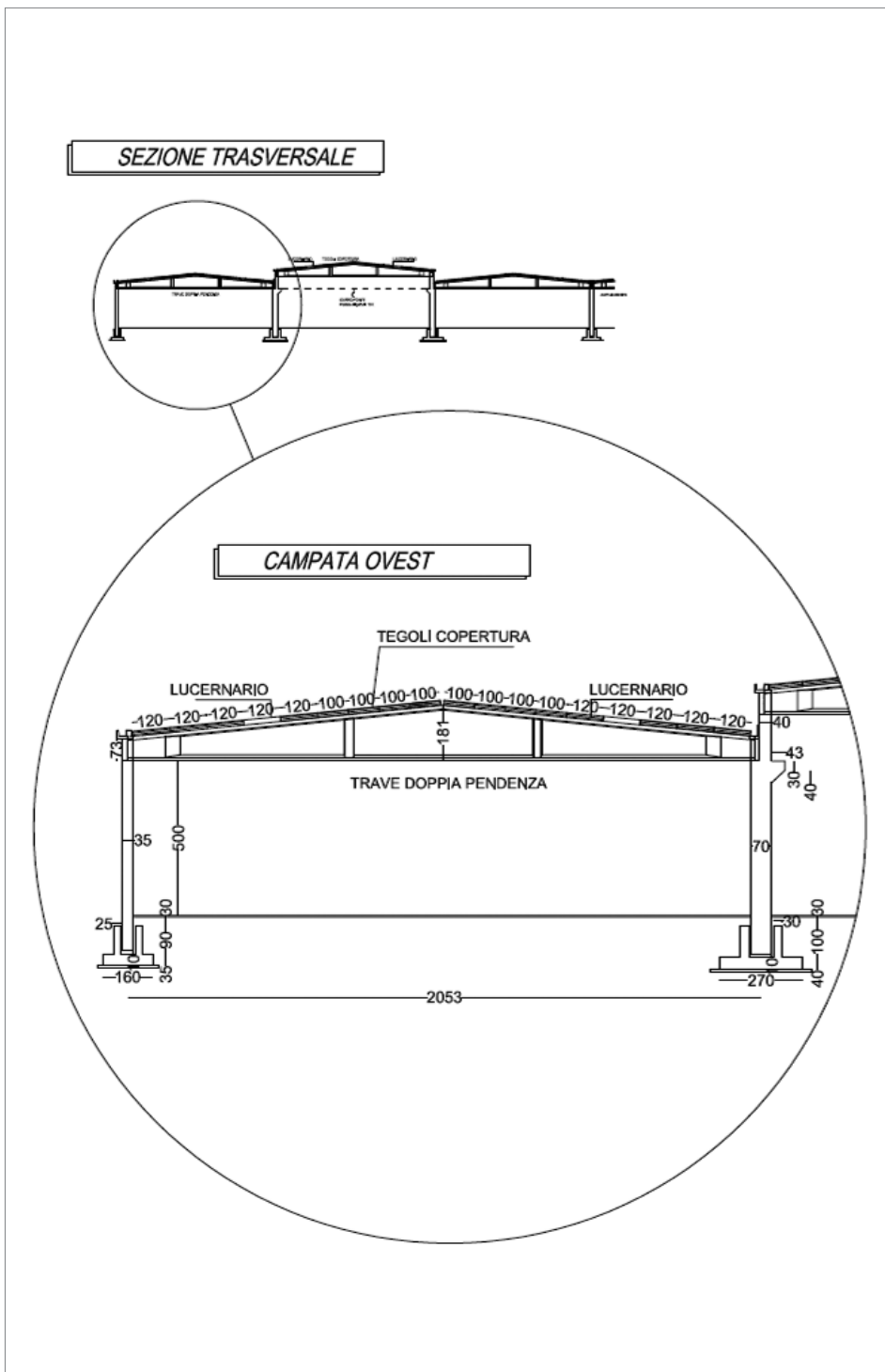


Figura 5.4. *Caso studio 1: sezione trasversale – Campata ovest*

ESEMPI DI APPLICAZIONE: CASO STUDIO 2

6.1. Caso studio 2

6.1.1. Configurazione dell'edificio

La struttura in esame è un edificio esistente monopiano a pianta rettangolare con tre campate principali ed è presente un piano ammezzato, situato lungo due campate adiacenti al bordo esterno dell'edificio, che costituisce un'irregolarità in pianta e in altezza per la struttura.

Sono presenti quattro telai principali indipendenti costituiti da pilastri ipotizzati incastrati alla base e travi appoggiate longitudinalmente ad essi. Il collegamento trasversale tra i telai è realizzato mediante l'appoggio di tegoli alari inframezzati da lucernari che costituiscono gli elementi di copertura del capannone.

Si ipotizza che i riferimenti normativi adottati per la progettazione siano i seguenti:

- D.M. LL.PP. 14 febbraio 1992 – *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a., c.a.p. e per le strutture metalliche*;
- D.M. LL.PP. 12 febbraio 1982 – *Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni, dei carichi e dei sovraccarichi*.

La pianta è rettangolare ha dimensioni 55×50 m. Ogni campata principale ha una luce di circa 18 m e il passo dei pilastri è di 8 m circa.

In Figura 6.1 è riportata la pianta della copertura.

La copertura è costituita da tegoli di larghezza pari a 2.40 m appoggiati sulle travi longitudinali con sezione a I. Nelle prime due campate i tegoli sono disposti simmetricamente, sfalsati a coppie da un lucernario. Nella terza campata, invece, risultano leggermente disassati per la presenza di lucernari più stretti.

Il sistema di tamponamento esterno è costituito da pannelli verticali (la stessa tipologia di pannelli è presente anche all'interno dell'edificio in modo da distinguere tre ambienti principali) ad eccezione del lato nord in corrispondenza dell'impalcato intermedio in cui sono presenti dei pannelli orizzontali.

Lungo il lato Nord (Figura 6.1) si trova un piano ammezzato nello spazio tra tre telai adiacenti. Esso occupa una larghezza pari alla distanza tra gli ultimi due pilastri appartenenti ai telai ed è posizionato ad una quota di 3,24 m dal piano campagna.

A sostegno di questo impalcato sono disposti 4 ulteriori pilastri a metà della luce tra i telai adiacenti: due di questi sostengono esclusivamente l'impalcato, gli altri invece proseguono a tutta altezza pur non fornendo alcun contributo alla trasmissione dei carichi verticali della copertura in quanto non collegati ad essa.

In Figura 6.2 è riportata la pianta del solaio intermedio.

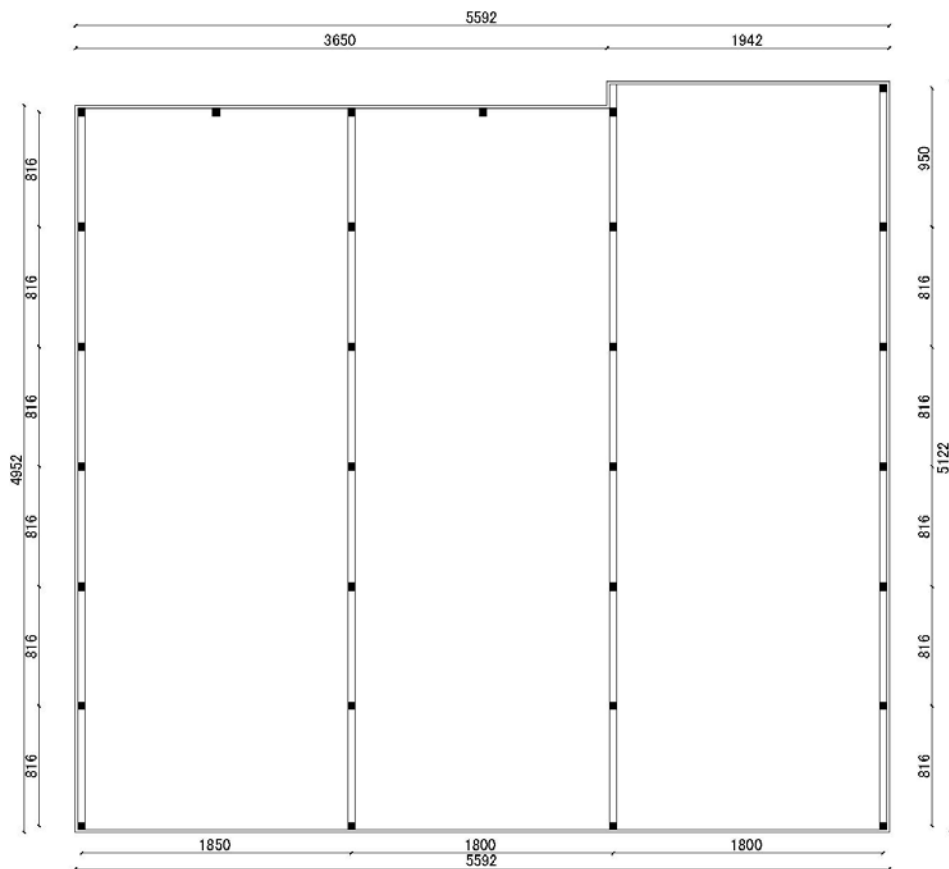


Figura 6.1. Pianta dell'edificio

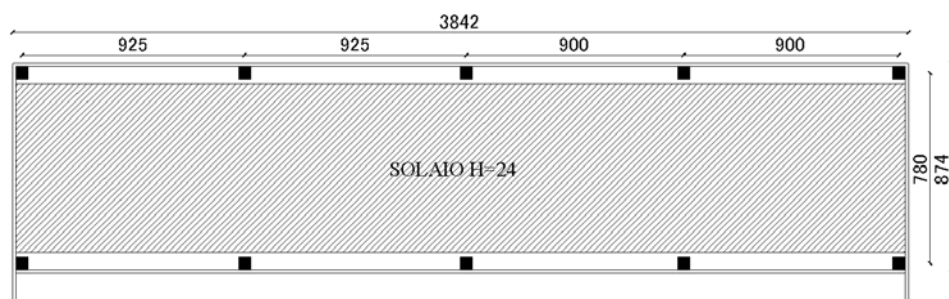


Figura 6.2. Pianta dell'impalcato intermedio

In Figura 6.4 sono rappresentati i prospetti interni, numerati progressivamente 5, 6 e 7 orientati in base a quanto indicato in Figura 6.3. Essi evidenziano la disposizione dei pannelli verticali: sono appoggiati ad una quota di $-0,10$ m dal piano campagna, e hanno un'altezza totale di $7,45$ m con una parte sporgente oltre l'estradosso di tegoli a sezione alare.

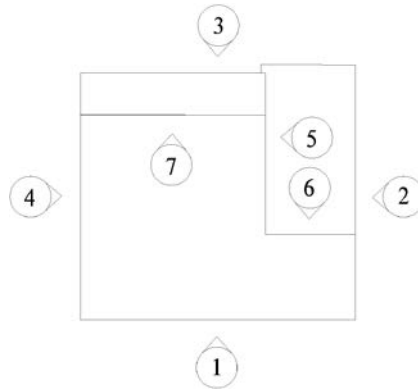
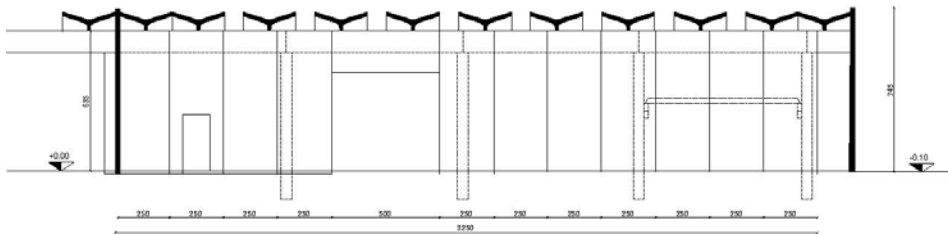
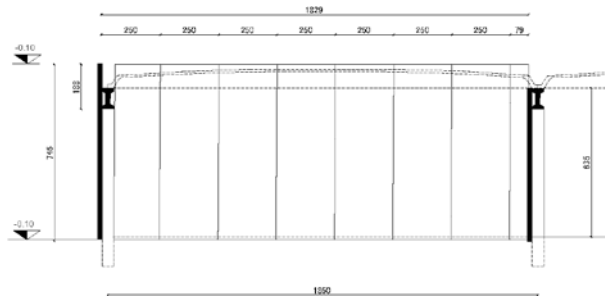


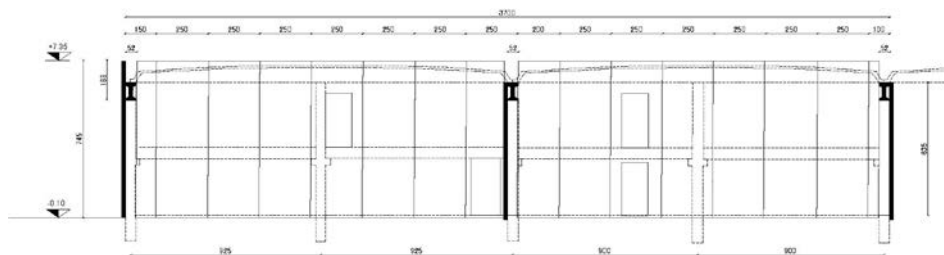
Figura 6.3. Schema numerazione dei prospetti



(a)



(b)



(c)

Figura 6.4. Prospetti edificio: (a) Prospetto 5; (b) Prospetto 6; (c) Prospetto 7

INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO

Note sul software incluso

Il software incluso¹ gestisce i seguenti contenuti:

- **SeismoStruct**²: programma per il calcolo strutturale agli Elementi Finiti in grado di predire il comportamento in grandi spostamenti di strutture intelaiate tridimensionali soggette a carichi statici e dinamici tenendo in considerazione sia la non linearità geometrica che l'inelasticità dei materiali.

Il programma è composto da tre moduli principali gestiti attraverso un'interfaccia completamente visuale:

- 1) un Pre-Processore, in cui è possibile definire i dati di input del modello strutturale;
- 2) un Processore, in cui viene analizzata la struttura;
- 3) un Post-Processore per la rielaborazione dei risultati dell'analisi.

Dal primo avvio **SeismoStruct** è subito funzionante per 30 giorni. Durante questo periodo è possibile richiedere una proroga di quattro mesi. La proroga deve essere convalidata con una password di attivazione da richiedere al titolare dell'applicazione (Mosayk S.r.l.) all'indirizzo e-mail info@mosayk.it, specificando i codici "A" e "B" riportati nell'ultima pagina di questo volume. La password di attivazione verrà rilasciata da Mosayk S.r.l. entro 24 ore dalla ricezione della richiesta.

- **Glossario** (principali termini tecnico-normativi);
- **F.A.Q.** (domande e risposte più frequenti);
- **Test iniziale** (verifica della formazione di base);
- **Test finale** (verifica dei concetti analizzati).

Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows XP (SP3) (anche 64-bit)/Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4 e vs. successive;
- 1 GB libero sull'HDD;
- 2 GB di RAM;
- Risoluzione schermo $\geq 1024 \times 768$;
- Accesso ad internet e browser web.

¹ Il software di gestione è concesso in licenza da Grafill S.r.l. e resterà disponibile nel menu **G-cloud** dell'area personale del sito www.grafill.it.

² **SeismoStruct** è distribuito da Mosayk S.r.l. e prodotto da SeismoSoft che ne detiene i diritti e la licenza d'uso.

Download del software e richiesta della password di attivazione

1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

http://www.grafill.it/pass/911_6.php

- 2) Inserire i codici “A” e “B” (vedi ultima pagina del volume) e cliccare [Continua].
- 3) **Per utenti registrati** su www.grafill.it: inserire i dati di accesso e cliccare [Accedi], accettare la licenza d’uso e cliccare [Continua].
- 4) **Per utenti non registrati** su www.grafill.it: cliccare su [Iscriviti], compilare il form di registrazione e cliccare [Iscriviti], accettare la licenza d’uso e cliccare [Continua].
- 5) Un **link per il download del software** e la **password di attivazione** saranno inviati, in tempo reale, all’indirizzo di posta elettronica inserito nel form di registrazione.

Installazione ed attivazione del software

- 1) Scaricare il setup del software (file *.exe) cliccando sul link ricevuto per e-mail.
- 2) Installare il software facendo doppio-click sul file **88-8207-912-3.exe**.
- 3) Avviare il software:

Per utenti MS Windows Vista/7/8: [Start] > [Tutti i programmi] > [Grafill]
 > [Sicurezza Sismica Prefabbricati] (cartella)
 > [Sicurezza Sismica Prefabbricati] (icona di avvio)

Per utenti MS Windows 10: [Start] > [Tutte le app] > [Grafill]
 > [Sicurezza Sismica Prefabbricati] (icona di avvio)

- 4) Compilare la maschera *Registrazione Software* e cliccare su [Registra].
- 5) Dalla finestra *Starter* del software sarà possibile accedere alle utilità disponibili.

