



Linee di indirizzo per interventi su edifici industriali monopiano colpiti dal terremoto della pianura padana emiliana del maggio 2012 non progettati con criteri antisismici: aspetti geotecnici

La redazione delle presenti linee guida è stata promossa dal Dipartimento della Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri e dalla Regione Emilia Romagna



Gruppo di Lavoro dell'AGI per gli Edifici Industriali

Michele Maugeri (Coordinatore), Glenda Abate, Stefano Aversa, Daniela Boldini, Francesca Dezi, Vincenzo Fioravante, Alessandro Ghinelli, Maria Rossella Massimino (segretario), Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Francesco Silvestri, Giovanni Vannucchi

INDICE

Finalità del documento	4
1. Danni ricollegabili al comportamento del terreno di fondazione e delle fondazioni degli edifici industriali a seguito dell'evento sismico del 20-29 maggio 2012	6
1.1. Considerazione sui danni	6
1.2. Comportamento delle fondazioni	12
1.3. Carenze in fondazione	13
2. Aspetti legati al sottosuolo	14
2.1. Inquadramento dell'area	14
2.2. Criticità legate alla risposta sismica dei siti.....	16
2.3. Criteri di indagine	18
3. Tipologie delle fondazioni	22
3.1. Tipologie di fondazioni prefabbricate	22
3.2. Collegamenti tra le fondazioni	27
3.3. Pavimentazione debolmente armata al piano terra	28
4. Principi e criteri di intervento nelle fondazioni	33
4.1. Principi e criteri generali di intervento per eliminare le carenze presenti nelle fondazioni	33
4.2. Criteri di progettazione	35
5. Interventi per la rapida messa in sicurezza delle fondazioni	38
5.1. Premessa	38
5.2. Confinamento passivo del plinto mediante iniezioni di malta cementizia	38
5.3. Collegamento plinto-sottoplinto mediante chiodature	38
5.4. Collegamento pavimentazione-pilastro	40
5.5. Messa in opera di elementi di collegamento orizzontali delle fondazioni.....	42
6. Interventi per la messa in sicurezza definitiva delle fondazioni	43
6.1. Premessa	43
6.2. Interventi sulle fondazioni	43
6.2.1. Allargamento della base del plinto esistente	43
6.2.2. Sottofondazioni con micropali o pali di piccolo-medio diametro	43
6.2.3. Realizzazione di una nuova fondazione per una struttura "esterna" a quella esistente	44

6.3. Intervento sul terreno di fondazione per la messa in sicurezza definitiva nei confronti del pericolo di liquefazione	46
6.3.1. <i>Criteri generali di intervento per la mitigazione del rischio di liquefazione</i>	46
6.3.2. <i>Iniezioni di permeazione con miscele leganti</i>	47
6.3.3. <i>Iniezioni di compattazione</i>	47
6.3.4. <i>Parziale saturazione indotta nei terreni</i>	49
6.3.5. <i>Drenaggi</i>	49

Conclusioni	52
--------------------------	-----------

Riferimenti bibliografici

Finalità del documento

Il riconoscimento formale della pericolosità sismica del territorio della pianura padana emiliana colpita dalla recente sequenza sismica del 20-29 Maggio 2012, è avvenuto solo recentemente, nel contesto della revisione della normativa tecnica per le costruzioni e della classificazione sismica avviata con l'OPCM 3274 a partire dal 2003. Secondo tale riclassificazione del territorio nazionale, la Regione Emilia-Romagna è caratterizzata da una pericolosità sismica medio-bassa, con accelerazioni su suolo rigido pari a 0.10 – 0.15 g. Tuttavia, le accelerazioni su terreno libero possono superare significativamente tali valori, per effetto dell'amplificazione sismica locale, che può essere valutata secondo le NTC 2008 mediante i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica o attraverso opportune analisi di risposta sismica locale.

La tardiva classificazione sismica ha determinato un'elevata vulnerabilità delle strutture, ed in particolare, degli edifici industriali, oggetto delle presenti Linee Guida, anche in relazione ad alcune problematiche geotecniche legate al comportamento del terreno e delle fondazioni degli edifici industriali medesimi, che saranno analizzati nei capitoli successivi.

La sequenza sismica del 2012 ha causato 27 morti, di cui 17 per effetto diretto del collasso di capannoni. I danni sono stati notevoli, considerando che circa 1200 edifici risultano inagibili. In particolare, sono rilevanti le perdite sia sotto il profilo culturale per gli ingenti danni su 147 campanili (molti dei quali crollati), sia sotto il profilo economico per il crollo o forte danneggiamento di numerosi edifici industriali (circa 600 imprese, con complessivi 12000 addetti, sono stati danneggiati dal terremoto) con conseguente interruzione della produzione. Da una prima stima il danno dovuto solo ai crolli ammontava circa a 5-6 miliardi di Euro; stime successive della Comunità Europea hanno quantificato il danno complessivamente in circa 13 miliardi di Euro.

L'elevato interesse sotto il profilo della sicurezza, della salvaguardia della vita umana e socio-economico ha spinto all'emanazione del D.L. 6 giugno 2012 n. 74 recante "*Interventi immediati per il superamento dell'emergenza*", delineando il quadro normativo al quale devono fare riferimento gli interventi per la ricostruzione, l'assistenza alle popolazioni e la ripresa economica dei territori interessati dalla sequenza sismica. Per gli edifici industriali il D.L. 74 pone condizioni aggiuntive, scaturite dall'esperienza negativa delle due scosse del 20 e 29 maggio 2012, rispetto al tradizionale concetto di agibilità sismica di una costruzione. A tal fine il comma 8 dell'art. 3 del D.L. 74/2012, convertito nella Legge 122/2012, fornisce un quadro sintetico delle carenze più rilevanti che evidentemente ostano al conseguimento a breve termine dei requisiti minimi di sicurezza per l'esercizio degli edifici industriali.

Per il superamento dell'emergenza ed il miglioramento della sicurezza per la salvaguardia delle vite umane è necessario un processo coordinato e realizzato in due fasi:

- nella prima fase si garantisce l'eliminazione delle carenze strutturali più rilevanti, nel rispetto del comportamento complessivo dell'organismo strutturale;
- nella seconda fase si interviene in maniera estesa e sistematica per il conseguimento delle prestazioni richieste dal comma 10 dell'art. 3 del D.L. 74/2012, integrando in un contesto più ampio ed incisivo i correttivi posti in essere nel corso della prima fase.

Tali fasi trovano riscontro nel capitolo 8 delle NTC 2008 riferito alle costruzioni esistenti, e in particolare nel par. 8.4.

Per far fronte alla duplice esigenza di salvaguardia della vita umana e di una tempestiva ripresa economica e produttiva, in relazione alle attività svolte negli edifici industriali, sono state emanate le "*Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici*", redatte dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali promosso dal Dipartimento della Protezione Civile del Consiglio dei Ministri. Anche il Servizio

Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha redatto un documento sulla *“Valutazione della vulnerabilità e interventi per le costruzioni ad uso produttivo in zona sismica”*, approvato nell’adunanza dell’Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del 22 giugno 2012, nel quale sono date indicazioni per l’esecuzione degli interventi finalizzati al rilascio del *Certificato di Agibilità Provvisoria*, di cui al comma 8 – art. 3 del D.L. 74/2012. Tuttavia, si è ritenuto opportuno dare maggiore spazio alle problematiche geotecniche rispetto a quello contenuto nel capitolo 8 delle NTC 2008, nella circolare esplicativa del 2 febbraio 2009 n° 617, nelle Linee Guida redatte dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali della Protezione Civile e nel documento redatto dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Pertanto, il Dipartimento della Protezione Civile ha chiesto all’Associazione Geotecnica Italiana (AGI) di integrare il documento sulle Linee Guida a carattere strutturale con un ulteriore documento su: *“Linee di indirizzo per interventi su edifici industriali monopiano colpiti dal terremoto della pianura padana emiliana del maggio 2012 non progettati con criteri antisismici: aspetti geotecnici”*.

Il presente documento, redatto da un apposito gruppo di lavoro dell’AGI, approfondisce gli aspetti geotecnici legati al comportamento dei terreni di fondazione, delle fondazioni e del danneggiamento degli edifici industriali. Il danneggiamento degli edifici industriali (Capitolo 1) è correlabile anche agli aspetti legati al comportamento del sottosuolo in condizioni sismiche (Capitolo 2) ed alle tipologie delle fondazioni adottate per gli edifici industriali eseguiti prima della riclassificazione sismica dell’Emilia-Romagna, nonché su quelli costruiti dopo tale riclassificazione (Capitolo 3). Sulla base dell’analisi del danno, del comportamento del terreno e delle tipologie delle fondazioni, vengono illustrati: alcuni principi e criteri di intervento per l’eliminazione delle carenze in fondazione (Capitolo 4); alcuni interventi per la rapida messa in sicurezza, al fine di ottenere il rilascio del *Certificato di Agibilità Provvisoria* (Capitolo 5); nonché alcuni interventi per la messa in sicurezza definitiva (Capitolo 6).

1. Danni ricollegabili al comportamento del terreno di fondazione e delle fondazioni degli edifici industriali a seguito dell'evento sismico del 20-29 maggio 2012

1.1. Considerazione sui danni

La sequenza sismica verificatasi nella pianura padano - emiliana, con gli eventi disastrosi del 20 (MI 5.9) e 29 maggio 2012 (MI 5.8 e 5.3) è stata caratterizzata da un progressivo spostamento degli epicentri verso ovest, che ha portato ad un allargamento dell'area di massimo danneggiamento.

Il rilievo macrosismico mostra che la maggior parte dei crolli totali o quasi totali (danno di grado 5) è stata rilevata nell'edilizia produttiva (capannoni industriali, cascinali, fienili) e in quella monumentale; il danno a quest'ultima è stato gravissimo, soprattutto per quanto riguarda chiese, campanili e torri. Sul totale del patrimonio abitativo, i crolli sono stati invece numericamente limitati per quanto riguarda l'edilizia residenziale recente, mentre nei centri storici il danno è stato più diffuso.

Per analizzare i danni subiti dagli edifici industriali, sono stati ispezionati, da parte del Gruppo di Lavoro AGI, otto capannoni nel Comune di Mirabello (FE), di cui alcuni completamente crollati ed altri danneggiati; questi ultimi sono da considerarsi più interessanti ai fini della ricostruzione dei meccanismi di danneggiamento e del loro collegamento ad eventuali deficienze delle fondazioni, ovvero a fenomeni riconducibili al comportamento del terreno (liquefazione). Quattro edifici industriali ispezionati sono ubicati in Via del Lavoro, quattro in Corso Italia (Figura 1.1).

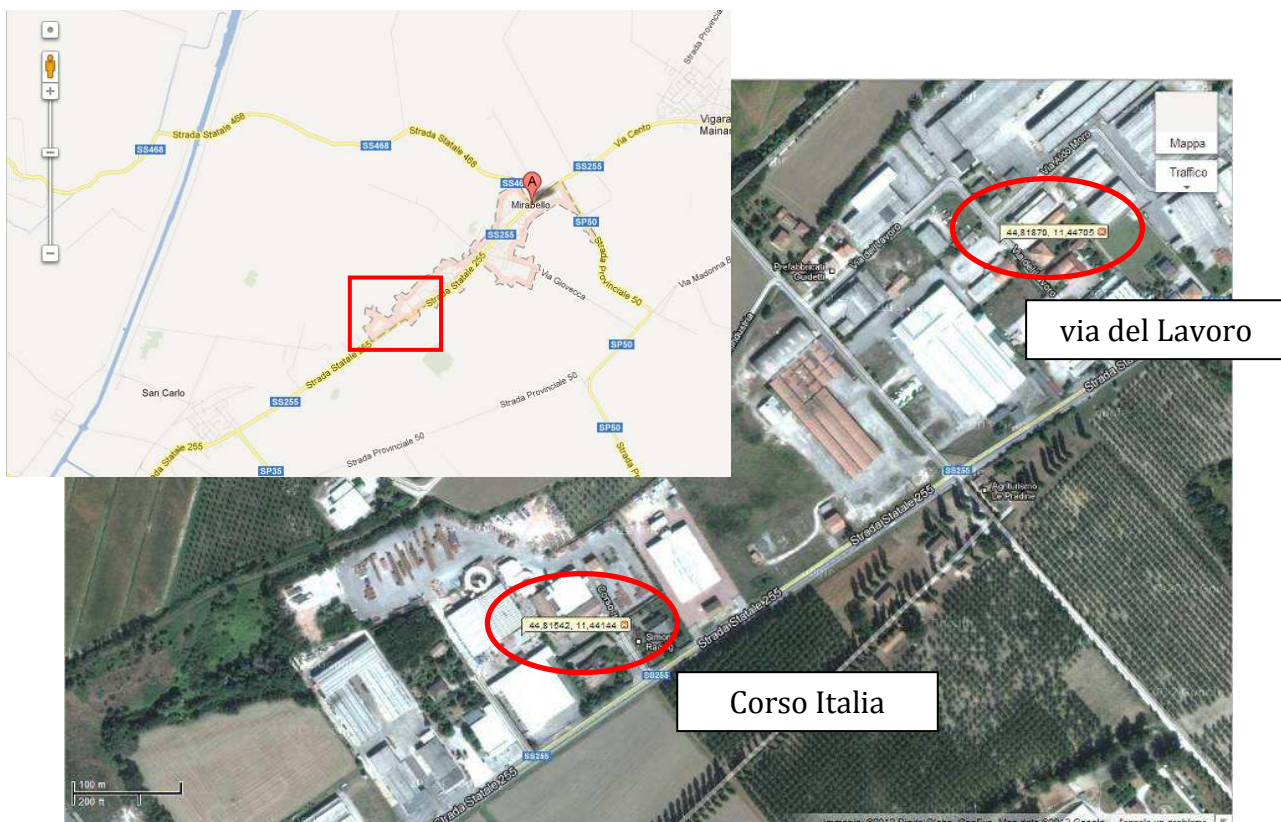


Figura 1.1. Ubicazione edifici industriali ispezionati

Tra gli edifici industriali crollati, sono stati ispezionati l'edificio industriale della ditta Guidetti in via del Lavoro n° 12 (Figura 1.2), nonché un edificio industriale ad esso prossimo (Figura 1.3). Nel primo edificio è possibile notare la rotazione cospicua di un pilastro, dovuta probabilmente al peso del carroponete, posizionato su di esso al momento del sisma (Figura 1.4); nella Figura 1.5 è possibile notare il danno subito dal pilastro alla sua base. In tale capannone, è stato possibile misurare lo spessore della pavimentazione (Figura 1.6), che è risultato pari a circa 15 cm.



Figura 1.2



Figura 1.3



Figura 1.4



Figura 1.5



Figura 1.6

In prossimità dei due capannoni sopradescritti, sono stati ispezionati altri due capannoni danneggiati, ma non crollati. Nel primo è possibile collegare il danno ad una frattura nel terreno (Figura 1.7); nel secondo, oltre alla presenza di una frattura nel terreno, può avere inciso il martellamento con un edificio contiguo (Figura 1.8).



Figura 1.7



Figura 1.8

Lungo Corso Italia, sempre nel Comune di Mirabello, sono stati ispezionati altri quattro capannoni. Il primo mostra il ribaltamento totale di un pannello di facciata e la rotazione di uno ad esso contiguo; non è stato possibile collegare tali crolli al comportamento delle fondazioni e/o del terreno delle fondazioni.

Di fatto, la presenza di fratture nel terreno, ancorché molto marcate e ascrivibili a liquefazione e/o lateral spreading, non implica necessariamente ed automaticamente un danneggiamento molto grave delle costruzioni ad uso produttivo, come risulta evidente dalla Figura 1.9 che fa riferimento a due capannoni non crollati, posti all'immediata sinistra di quello visualizzato nella Figura 1.2.

E' stato successivamente ispezionato l'edificio industriale della ditta Marzocchi, sito in corso Italia n° 580. Nella Figura 1.10 è possibile osservare un saggio per misurare lo spessore del pavimento, che è risultato di circa 15 cm. Nella Figura 1.11 è possibile notare la maglia di armatura, disposta alla base della pavimentazione a contatto con il terreno; tale armatura già risulta visibilmente ammalorata. In tale edificio sono stati notati il ribaltamento di un'attrezzatura (Figura 1.12) e la traslazione con rotazione con asse verticale di un'altra attrezzatura (Figura 1.13). Sono state rilevate le dimensioni di tali attrezzatura in modo da poter risalire all'accelerazione che ha provocato la loro dislocazione; approssimativamente tale accelerazione è stata stimata intorno a 0.38g. Tale valore è compatibile con le shake map preliminari, prodotte a seguito dell'evento del 20 Maggio 2012.



Figura 1.9



Figura 1.10



Figura 1.11



Figura 1.12



Figura 1.13

Accanto al suddetto edificio è stato ispezionato l'edificio industriale della ditta Immobiliare G2 di Michele Gamberini. In Figura 1.14 è visibile il capannone prima degli eventi sismici.



Figura 1.14

Il danno subito da questo edificio è riconducibile alla rotazione pressoché costante della fila centrale dei pilastri (Figura 1.15). Tali pilastri si sono fortemente danneggiati alla base, ovvero in corrispondenza della pavimentazione industriale, che risulta a contatto con i pilastri medesimi (Figura 1.16); nella Figura 1.17 è visibile un particolare del danno subito dal pilastro di Figura 1.16. Nella zona del suddetto capannone, prospiciente Corso Italia, si è verificato un fenomeno di liquefazione, con sabbia che si è depositata sul pavimento (Figura 1.18). La presenza del pavimento, di spessore pari a circa 15 cm, può aver attenuato i cedimenti verticali, che non risultano vistosi; tuttavia, la presenza del pavimento, non giuntato in corrispondenza dei pilastri può aver causato una sollecitazione anomala sui pilastri medesimi. Inoltre, non sono da escludere limitate rotazioni delle fondazioni.



Figura 1.15



Figura 1.16



Figura 1.17

E' stato, altresì, ispezionato un edificio industriale della ditta Immobiliare G2 di Michele Gamberini, contiguo a quello precedentemente descritto sul lato opposto a Corso Italia (Figura 1.19). Tale edificio industriale è stato costruito successivamente alla Riclassificazione Sismica dell'Emilia-Romagna. In effetti, quest'ultimo edificio non ha subito alcun danno, ad eccezione di limitati danni nella campata adiacente (Figura 1.20) all'edificio industriale non sismico. Anzi, probabilmente, ha evitato il crollo dell'edificio industriale contiguo, realizzato prima della Riclassificazione Sismica dell'Emilia-Romagna. Anche per questo edificio è stato misurato uno spessore della pavimentazione di circa 15 cm.

In molti casi i danni manifestatisi negli edifici industriali potrebbero essere stati prodotti da una concausa relativa al comportamento delle fondazioni. Inoltre, la presenza della pavimentazione industriale, di notevole spessore e rigidità, per lo più non adeguatamente giuntata con i pilastri, come previsto nella progettazione, può aver causato una sollecitazione non prevista nei pilastri



Figura 1.18



Figura 1.19



Figura 1.20

medesimi, senza esercitare un efficace collegamento tra le fondazioni medesime, in quanto non collegata alle stesse.

Di seguito si riportano alcune figure (Figure 1.21-1.23), tratte dalle linee guida strutturali dal titolo "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici" redatto dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali (2012; http://www.reluis.it/images/stories/Linee%20di%20indirizzo%20v2_5.pdf), nelle quali sono evidenziati danni ai pilastri dovuti verosimilmente anche a problematiche in fondazione. In particolare, nelle Figure 1.21-1.23 il danno sembra essere legato a fenomeni di rotazione delle fondazioni.

Dai sopralluoghi effettuati, in alcuni casi (Figura 1.24) risulta evidente come il danno sia collegato al fenomeno della liquefazione.

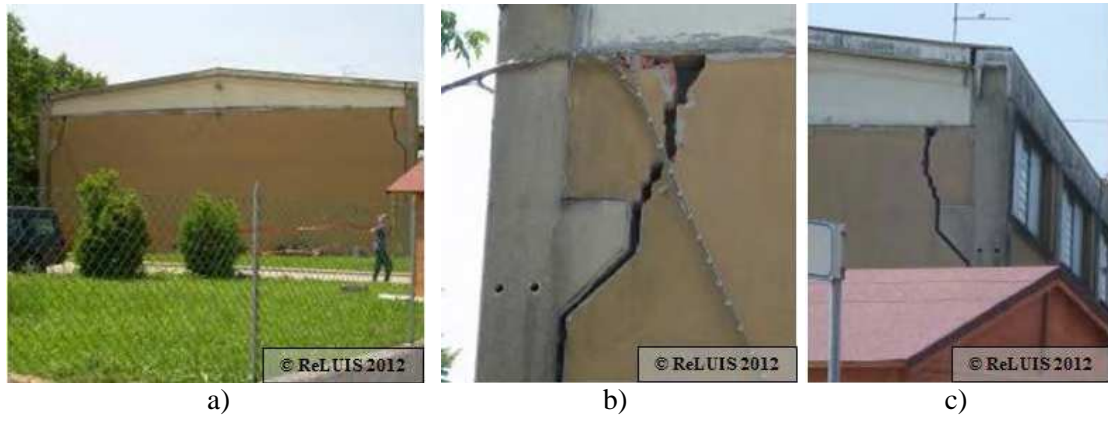


Figura 1.21



Figura 1.22



Figura 1.23



Figura 1.24

1.2. Comportamento delle fondazioni

L'ispezione visiva e diretta dei danni in fondazione è risultata non agevole, in quanto si tratta di elementi non a vista, a differenza degli elementi facenti parte della struttura in elevazione. Nel caso in esame non è stato possibile valutare direttamente eventuali danneggiamenti dei bicchieri ed eventuali spostamenti e/o rotazioni delle fondazioni. Tuttavia, molti dei danni riscontrati nella struttura in elevazione rimandano a chiare carenze nelle fondazioni (cfr. Capitoli 2, 4, 5, 6) o al fenomeno della liquefazione (cfr. Capitoli 2 e 6).

In tutti i capannoni esaminati, inoltre, è presente una pavimentazione industriale; in effetti, il comportamento sismico delle fondazioni può essere condizionato da tale elemento che, offrendo un grado di vincolo non trascurabile, può ridurre la possibilità di scorrimento e ribaltamento del plinto.

Inoltre, il comportamento delle fondazioni è condizionato dalle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione (vedi Cap. 2), essendo possibili deficienze della capacità portante in relazione ai carichi applicati e/o fenomenologie diverse quali liquefazione, presenza di fratture, etc.

Il danno strutturale agli edifici durante un evento sismico che ha prodotto liquefazione del terreno di fondazione non è dovuto solo al fenomeno della liquefazione ma anche alle azioni sismiche inerziali, alla rigidità, resistenza e duttilità della struttura. La risposta sismica locale e l'interazione dinamica terreno-struttura dipendono dall'azione sismica al bedrock, dalle condizioni morfologiche, stratigrafiche e geotecniche e dalle caratteristiche geometriche e inerziali della struttura; inoltre è da tenere in considerazione che la liquefazione di uno strato di terreno modifica lo spettro di risposta elastico in pseudo-accelerazione del deposito e ne riduce le frequenze di massima amplificazione rispetto al caso di assenza di liquefazione (AGI, 2005).

Fenomeni di liquefazione evidenti sono stati notati in corrispondenza dell'edificio mostrato in Fig. 1.18 e degli edifici di cui alla Fig. 1.24. Danni riconducibili alle fratture nel terreno sono evidenti nell'edificio di cui alle Figg. 1.7 ed 1.8.

Nel paragrafo successivo sono riportate alcune carenze delle fondazioni riscontrate nei progetti eseguiti prima che la zona in studio fosse catalogata tra quelle sismiche (cfr. Cap. 3). I rimedi alle carenze in fondazione ed al fenomeno di liquefazione del terreno sono indicati nei successivi Capitoli 4, 5 e 6.

1.3. Carenze in fondazione

Nella maggior parte dei casi, le fondazioni dei capannoni monopiano sono costituite da plinti a bicchiere prefabbricati progettati per soli carichi verticali statici e orizzontali indotti dal vento (cfr. Cap. 3). Le carenze riscontrabili in questa tipologia di fondazione, nel contesto della gerarchia delle resistenze, sono:

- carenza o mancanza di collegamenti tra i plinti;
- dimensioni in pianta del sottoplinto insufficienti per assorbire le azioni orizzontali;
- dimensioni in pianta del plinto insufficienti per assorbire le azioni orizzontali;
- plinto non efficacemente collegato al sottoplinto (possibilità di ribaltamento del plinto);
- dimensioni del plinto ed affondamento dello stesso insufficienti per assorbire le azioni verticali;
- dimensioni del collo del bicchiere insufficienti;
- resistenza a flessione delle pareti del bicchiere insufficiente;
- resistenza a taglio delle pareti del bicchiere insufficiente.

Per eliminare tali carenze nel Capitolo 5 vengono riportati interventi per la rapida messa in sicurezza e nel Capitolo 6 vengono riportati interventi per la messa in sicurezza definitiva. In quest'ultimo caso, bisogna anche considerare il comportamento di fondazione. Nel caso di terreni suscettibili a liquefazione, oltre che rimediare alle carenze delle fondazioni, occorre intervenire sul terreno di fondazione nel modo che sarà illustrato nel medesimo Capitolo 6.

2. Aspetti legati al sottosuolo

2.1. Inquadramento dell'area

L'area di maggior risentimento della sequenza sismica del Maggio-Giugno 2012 ricade nella parte centro orientale della Pianura Padana, che è una vasta piana alluvionale a sedimentazione prevalentemente continentale di limi argillosi e sabbiosi, con intercalazioni di sabbie, argille e torbe.

Tre ambienti principali di deposizione hanno dato origine agli attuali sedimenti:

1. *ambiente dei paleoalvei*, caratterizzato dalla presenza di corpi sabbiosi inclusi in macrostrati di terreni fini. Tali corpi, talvolta affioranti, spesso sepolti, si sviluppano linearmente seguendo i corsi degli alvei fluviali attivi o estinti; generalmente sono sormontati da decimetri di fanghi di chiusura dei canali.
2. *ambiente dei bacini interfluviali*, costituito dalle aree di sedimentazione delle frazioni più fini. Tale ambito è caratterizzato dalla prevalenza di argille inorganiche, argille limose, limi argillosi laminati, argille organiche, con frequenti intercalazioni torbose.
3. *ambiente di transizione* dalle zone di paleoalveo a quelle dei bacini interfluviali, caratterizzato da alternanze di materiali fini e lenti sabbiose.

I depositi sono generalmente sotto falda.

Il sito web della Regione Emilia Romagna, nella sezione "Geologia, sismica e suoli" del portale "Ambiente" (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia>), fornisce utili indicazioni per l'inquadramento geologico dell'area.

Come noto, la sequenza sismica in questione ha dato luogo a fenomeni di peculiare interesse per l'ingegneria geotecnica quali diffusi e generalizzati fenomeni di amplificazione locale del moto sismico e fenomeni di liquefazione. Per la valutazione dei fenomeni di amplificazione locale sono disponibili le registrazioni sismiche delle scosse principali nel sito della Protezione Civile (<http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/search.wp.jsessionid=1D7893574CDC3217A4025B6DCCF53F57?search=terremoto+emilia>) e si può fare anche riferimento alle mappe delle isosiste delle PGA e delle accelerazioni spettrali disponibili nel sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html>). Relativamente ai fenomeni di liquefazione, sono disponibili alcuni rapporti preliminari (<http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro>) da cui sono tratte le specifiche indicazioni per alcuni centri abitati del settore occidentale della Provincia di Ferrara. In particolare, a S. Carlo, frazione di S. Agostino, e a Mirabello la liquefazione ha causato una temporanea inagibilità di alcuni edifici, la chiusura di strade e l'interruzione di servizi per la rottura delle reti. Le aree in cui sono stati osservati gravi effetti di liquefazione sono cartografate in Regione Emilia Romagna (2012) e sono caratterizzate dalla presenza di depositi sabbioso-limosi superficiali di origine recente (Crespellani et al., 2012).

Gli stessi Crespellani et al. (2012), citando Cazzola (1997), riferiscono di come nella piana emiliana le forme fisiche dell'ambiente siano state visibilmente modellate dall'uomo attraverso interventi di difesa dalle alluvioni. Di conseguenza, la pianura è attraversata da antichi drenaggi e da torrenti che percorrono i terreni per impaludarsi e perdersi nel sottosuolo. Nel corso del tempo, l'attività agricola si è insediata occupando i dossi naturali costruiti dai fiumi e dai loro rami abbandonati, estendendosi alle zone circostanti anche con riempimenti del terreno. In molte zone le acque torbide dei fiumi sono state deviate in comprensori delimitati da argini, che occupano attualmente una larga parte del territorio. Dagli anni '60 in poi, il notevole sviluppo dell'attività industriale e l'espansione urbana hanno condotto ad utilizzare anche le aree - terreni di colmata e argini - che erano state bonificate per uso agricolo.

Crespellani et al. (2012) e Vannucchi et al. (2012) sottolineano che tutti i casi osservati di liquefazione sembrano rientrare proprio in zone interessate dalla colmata di vecchi alvei e argini (prevalentemente dei Fiumi Reno e Panaro). Aggiungono, quindi, che nella programmazione delle eventuali indagini sui terreni, sia importante identificare la geometria delle colmate, dei vecchi e nuovi argini, nonché la profondità dello strato argilloso di base, e quindi stimare successivamente le principali proprietà meccaniche, in campo statico e dinamico, delle successioni stratigrafiche identificate, tenendo conto della grande eterogeneità spaziale delle caratteristiche del terreno negli strati superficiali e quindi nelle difficoltà di generalizzazione dei risultati ottenibili.

A titolo di esempio, in Figura 2.1 è riportato un sondaggio stratigrafico in cui si individua uno strato di limo di circa 2 metri che copre uno strato di sabbia medio-fina sovrainposta a uno strato di argilla. In Figura 2.2 è riportata una sezione della zona ovest di S. Carlo orientata circa nella direzione NW-SE ritenuta significativa per le aree più interessate dai fenomeni di liquefazione (Martelli, 2012). In superficie è presente una zona in rilievo, corrispondente ai paleoargini e al paleoalveo, costituita prevalentemente da sabbia fine alternata a limi sabbiosi. Lo spessore di questa unità raggiunge i 4 m in corrispondenza della sommità dell'argine. Segue un orizzonte continuo di limi sabbiosi alternati a sabbie limose di spessore da circa 4 m a circa 6 m. In questa unità limoso-sabbiosa si intercala localmente un corpo lenticolare costituito da sabbie fini e medie, corrispondente a un riempimento di paleoalveo. Sotto le alternanze di limi e sabbie è presente un orizzonte continuo di argille e limi, con abbondante frazione organica, di spessore circa costante compreso tra 9 e 10 m. Segue un'alternanza di limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazione di un orizzonte di sabbia media e fine, di spessore fino a circa 4 m, a una profondità dell'ordine dei 20 m sotto i paleoargini e circa 16-17 m nella zona della piana.

Nelle Figure 2.3 a e b sono riportati i risultati di due prove penetrometriche con piezocono e modulo sismico (SCPTu) realizzate a S. Carlo e nel limitrofo comune di Mirabello.

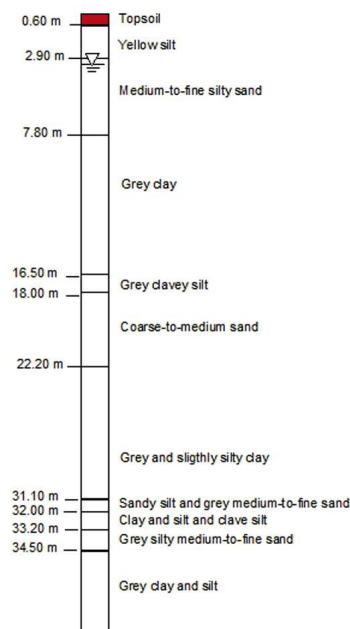


Figura 2.1. Profilo stratigrafico BH 185130P432 dell'archivio regionale (da Vannucchi et al., 2012).

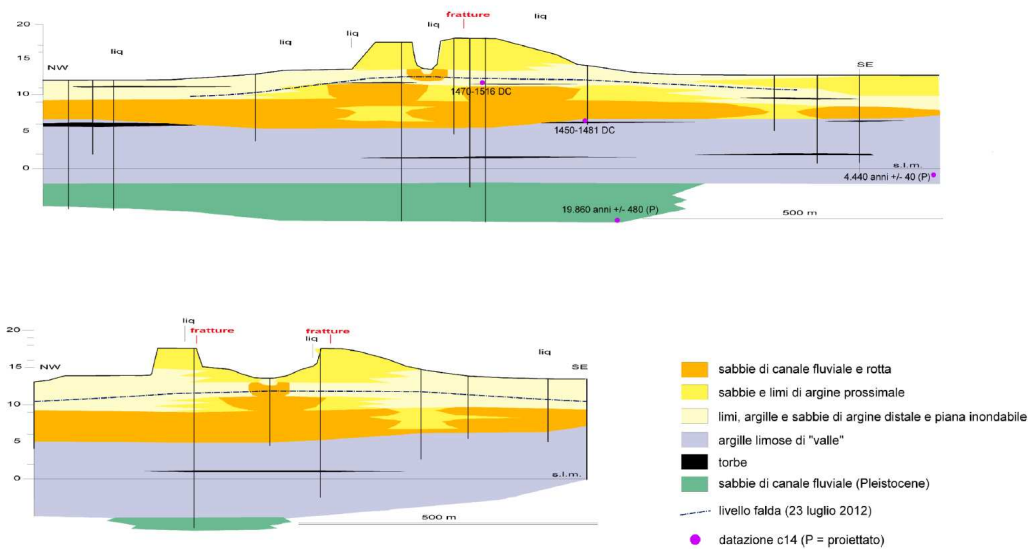


Figura 2.2. Sezione stratigrafica tipo nel Comune di Sant'Agostino, frazione San Carlo (da Martelli, 2012).

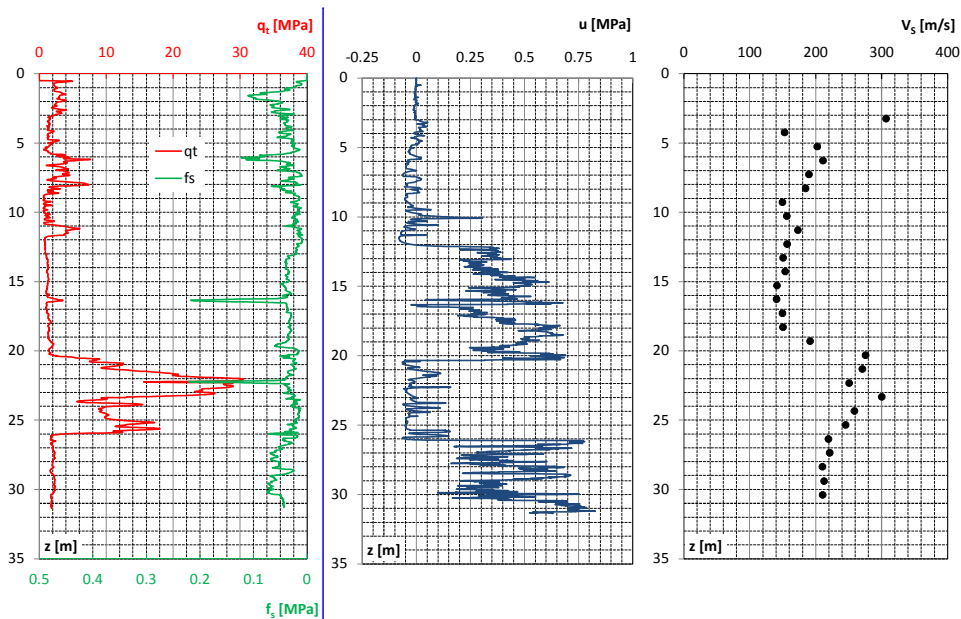
2.2. Criticità legate alla risposta sismica dei siti

Come noto, nella progettazione o nella verifica delle costruzioni in zona sismica, sulla base delle indicazioni presenti nelle NTC (2008), occorre valutare l'entità delle sollecitazioni sismiche anche tenendo conto delle cosiddette "condizioni locali", cioè in funzione delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi presenti nell'area nonché delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

Alcune analisi preliminari eseguite sulle aree colpite dagli eventi del Maggio-Giugno 2012 (Bordoni et al., 2012; Bozzoni et al., 2012) mostrano come il moto sismico che ha colpito i manufatti e l'ambiente naturale sia stato sostanzialmente modificato rispetto al moto relativo ad affioramenti orizzontali rigidi, in ragione degli effetti locali, e in particolare per effetto dell'amplificazione di tipo stratigrafica.

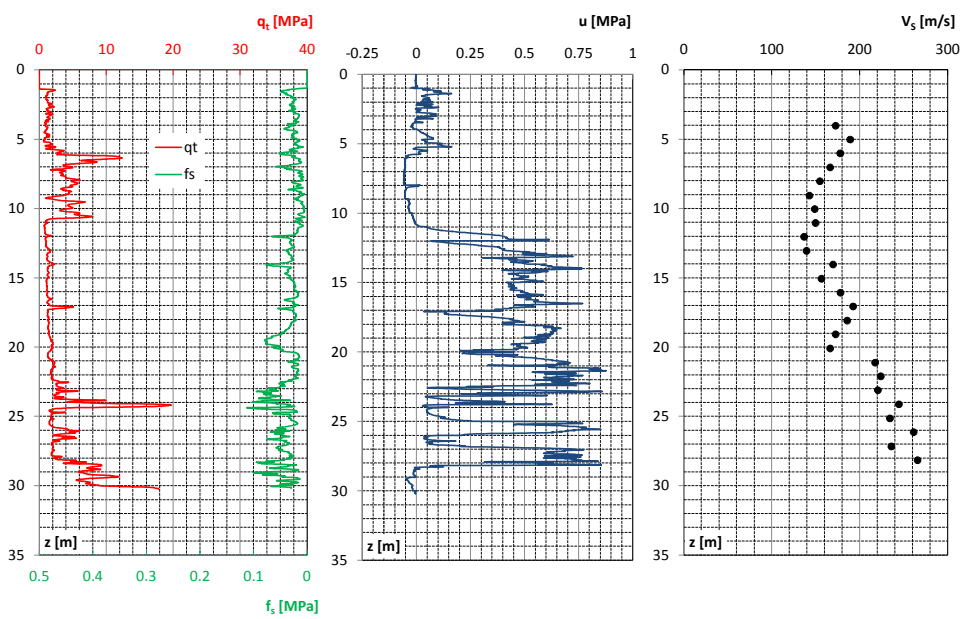
Le indagini geotecniche per la progettazione degli interventi in fondazione, di cui si riferirà al paragrafo seguente, devono essere quindi mirate anche alla determinazione dei parametri necessari per l'analisi della risposta sismica locale e dei conseguenti fenomeni di amplificazione sismica.

Come precedentemente specificato qui e nel Capitolo 1, nelle aree di maggior risentimento della sequenza sismica del Maggio-Giugno 2012 si sono manifestati fenomeni di liquefazione molto estesi, specialmente se confrontati con quanto osservato in Italia nei principali eventi sismici dell'ultimo secolo. La caratterizzazione geotecnica deve essere quindi finalizzata anche ad analizzare l'eventuale occorrenza di tale fenomeno e a quantificarne gli effetti.



(a)

Commento [s1]: perché si è usato il simbolo qt?



(b)

Figura 2.3. Prove penetrometriche con piezocono e modulo sismico realizzate a: (a) S. Carlo, (b) Mirabello (nelle figure q_c = resistenza alla punta, f_s = resistenza laterale, u = pressione interstiziale, V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio, z = profondità da piano campagna).

Relativamente alla liquefazione, per approfondimenti sulle definizioni, sui criteri di analisi e sui motivi di esclusione dalle verifiche si rimanda alla ampia letteratura tecnica sul tema (Crespellani et al., 1988; AGI, 2005; Crespellani e Facciorusso, 2010; Santucci de Magistris, 2011).

Relativamente alla risposta sismica locale, con riferimento al § 3.2.2 delle NTC (2008) si ricorda che “i depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti (n.d.r. A, B, C, D, E ed S1)” sono di classe S2. In tal caso, nella progettazione o la verifica delle costruzioni, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

2.3 Criteri di indagine

La soluzione di un qualunque problema di ingegneria civile richiede di caratterizzare, per via sperimentale, quella parte del sottosuolo che influenza il comportamento del cosiddetto sistema geotecnico, intendendo per quest'ultimo (AGI 2005) sia le opere dell'uomo che interagiscono con il sottosuolo sia l'ambiente naturale, come i pendii. L'interpretazione delle indagini consente di schematizzare la complessa situazione naturale dal punto di vista geometrico, idraulico e fisico-meccanico in un modello – il modello geotecnico del sottosuolo - ragionevolmente semplificato da adottarsi nelle analisi.

Normalmente, in zona sismica, il modello geotecnico del sottosuolo deriva dall'integrazione di indagini convenzionali con altre tipiche dell'Ingegneria Geotecnica Sismica, come specificato ad esempio in AGI (2005), e dovrà essere esteso, in linea di principio, fino al basamento roccioso o a una formazione a esso assimilata.

Nell'area di maggior risentimento degli eventi del Maggio-Giugno 2012, il basamento rigido è generalmente localizzato a profondità elevate, anche dell'ordine delle centinaia di metri. Di conseguenza, qualora siano richieste specifiche analisi di risposta sismica locale, si suggerisce di spingere le indagini fino a una profondità tale da consentire una ragionevole estrapolazione delle informazioni geotecniche fino alla stimata profondità del basamento.

Il numero delle verticali di indagine è legato alle dimensioni geometriche dell'opera da analizzare. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione e alle relative verifiche degli stati limite. Sono legate alla classe di prestazione richiesta dall'opera e quindi alla metodologia di analisi da adottare.

Si ricorda che, in accordo con quanto riportato nelle NTC (2008), la programmazione delle indagini è affidata al progettista dell'opera e, quindi, per estensione, ai progettisti degli interventi in fondazione e sulle strutture in elevazione.

Con riferimento alle opere di consolidamento geotecnico, su cui si riferirà nei successivi Capitoli 5 e 6, ai sensi delle NTC 2008, il progetto degli interventi deve derivare dall'individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione. Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In ogni caso, come da buona prassi, al fine di ottimizzare l'allocazione delle risorse destinate agli interventi di miglioramento sismico si suggerisce di programmare le indagini geotecniche in stretto

collegamento con la progettazione degli interventi in fondazione e sulle strutture in elevazione, al fine di creare/confermare un modello geotecnico di sottosuolo adatto al dimensionamento degli interventi stessi.

Per la programmazione delle indagini, è possibile mutuare in questa sede quanto riportato nelle “Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili” (GdL AQ, 2012) prodotte a valle del terremoto dell’Aquila del 2009.

In particolare, qualora esistano risultati di indagini finalizzate alla redazione di carte di Microzonazione Sismica (MS) dell’area in esame o siano presenti indagini censite e catalogate dai servizi tecnici regionali (e locali) o sia disponibile una qualche documentazione legata alla realizzazione dell’edificio industriale oggetto dell’intervento, il progettista decide, sotto la propria responsabilità, se e come:

Formattato: Non Evidenziato

1. utilizzare, anche per il sito della struttura oggetto di lavoro, indagini esistenti riferite alla zonazione sismica o altro sulla base di:

- a. esperienze e conoscenze pregresse del sito
- b. vicinanza delle indagini riportate nella carta di MS
- c. comprovata affidabilità delle indagini svolte;

2. utilizzare i risultati delle indagini eseguite per la progettazione originale dell’opera. Ovviamente la caratterizzazione geotecnica e la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo rimangono di sua competenza.

3. programmare una nuova campagna di indagini geotecniche mirate, tra l’altro, alla definizione dei parametri del terreno necessari per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi del potenziale di liquefazione.

Qualora le informazioni esistenti fossero affidabili, ci si potrà limitare solamente alla verifica, per il sito specifico, della successione stratigrafica e dello stato di addensamento/consistenza dei terreni, facendo eseguire almeno un sondaggio spinto sino a 30 m dal piano di riferimento dell’opera corredato di prove SPT ogni 3 m, nel caso in cui i terreni siano a grana grossa. Qualora i risultati ottenuti fossero coerenti con le informazioni pregresse, si potrà procedere alla determinazione delle azioni sismiche sul manufatto, in accordo con quanto previsto dalla normativa vigente, e alla progettazione degli interventi di consolidamento. Per situazioni di evidente omogeneità e per costruzioni di dimensioni limitate si potrebbero utilizzare, con estrema la dovuta cautela, indagini svolte per capannoni limitrofi.

Formattato: Non Evidenziato

Qualora il requisito di affidabilità non fosse soddisfatto, ovvero qualora i parametri meccanici e il modello di sottosuolo non fossero opportunamente calibrati per la progettazione degli interventi, si dovranno effettuare indagini di verifica e integrazione che potranno essere di tipo A (raccomandate) o tipo B (speditive):

Tipo A:

- Almeno un sondaggio a 30 m dal piano di riferimento a carotaggio continuo e con prelievo di campioni indisturbati, nei terreni a grana fina;
- Almeno una prova penetrometrica statica con piezocono CPTu;
- Una prova down hole nel foro di sondaggio opportunamente cementato; in alternativa una prova con dilatometro sismico, SDMT, o con cono penetrometrico sismico, SCPT, per la misura delle V_s (con sistemi a doppio geofono, per una determinazione di V_s secondo la

metodologia “true time interval”, unica prova considerata di buona affidabilità in terreni alluvionali stratificati).

Tipo B:

- almeno due o tre prove penetrometriche statiche con piezocono e modulo sismico, spinte a 30 m di profondità dal piano di riferimento, per la misura della V_s .

In entrambi i casi, Tipo A e Tipo B, se ritenuto opportuno, le indagini prescritte e comunque necessarie, potranno essere integrate da ulteriori indagini geofisiche non invasive basate sulla propagazione di onde superficiali, ovvero, per particolari scopi adeguatamente motivati, da indagini di sismica passiva.

Qualora le valutazioni sulla struttura danneggiata evidenziassero problematiche geotecniche più severe, quali sottodimensionamento delle fondazioni, instabilità dell'area in cui è localizzata la struttura (rischio di instabilità o di liquefazione), le indagini dovranno essere incrementate in numero, estensione e qualità per consentire al progettista di effettuare le opportune verifiche. In particolare si ritiene opportuno, per i terreni a grana fina, il prelievo di campioni indisturbati in foro di sondaggio per l'esecuzione di prove meccaniche di laboratorio statiche (monotone e cicliche) e dinamiche.

Per la definizione delle procedure sperimentali e delle metodologie interpretative delle indagini si rimanda ai principali standard di riferimento (per es. ASTM, British Standard) e alle indicazioni provenienti da linee guida o manuali. Si segnalano in particolare, le Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI, 1997) e le indicazioni riportate nel citato documento del Gruppo di Lavoro sugli interventi a valle del terremoto dell'Aquila (GdL AQ, 2012).

Nel primo documento (AGI, 1997), tra le altre, esistono indicazioni specifiche per l'esecuzione di:

- Scavi e perforazioni di sondaggio
- Profili stratigrafici e geotecnici
- Misura delle pressioni neutre
- Determinazione del coefficiente di permeabilità in sito
- Prove penetrometriche statiche
- Prove penetrometriche dinamiche
- Prove scissometriche

Nel documento più recente (GdL AQ, 2012), sono riportate, tra le altre, indicazioni specifiche per l'esecuzione di:

- Sondaggi
- Prelievo campioni
- Prove S.P.T.
- Indagini down hole (DH)
- Prove Dilatometriche Sismiche (SDMT)
- Misure di V_s con SDMT in terreni non penetrabili
- Prove penetrometriche statiche con modulo sismico (SCPT)
- Indagini geofisiche non invasive basate sulla propagazione di onde superficiali (SASW-MASW)
- Indagini di sismica passiva (microtremori)

Qualora le indagini fossero finalizzate a verificare l'eventuale occorrenza del fenomeno della liquefazione attraverso procedure classificate come "metodi empirici e analisi pseudostatiche" (AGI, 2005), si suggerisce di attenersi strettamente ai protocolli di prova indicati nei suddetti documenti, data la natura storico-empirica delle procedure proposte. In particolare le analisi possono essere effettuate a partire da prove SPT, prove CPT, da misure di V_s e da misure dilatometriche con SDMT. A tal fine è necessario disporre di misure fino ad almeno 15 m di profondità dal piano campagna in corrispondenza di almeno una verticale di prova.

3. Tipologie delle fondazioni

3.1. Tipologie di fondazioni prefabbricate

Nella zona dell'Emilia Romagna colpita dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 sono presenti edifici prefabbricati, realizzati per uso industriale, monopiano e, molto più raramente, pluripiano (di 2 o 3 piani), i quali presentano generalmente un sistema di fondazioni caratterizzate da plinti a bicchiere. Tali plinti, prima della *Riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna*, avvenuta a seguito dell'OPCM n. 3274/2003 (Allegato 1, punto 3 "prima applicazione"), erano realizzati quali elementi isolati, privi di un sistema di collegamento (Figura 3.1). A seguito della riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna, le fondazioni sono state progettate con criteri antisismici, ed in particolare prevedendo elementi di collegamento tra i vari plinti, garantendo così una migliore risposta del sistema di fondazioni alle sollecitazioni trasversali e longitudinali dovute ad un eventuale sisma (Figura 3.2). In alcuni casi, in relazione alle proprietà geotecniche dei terreni di fondazione ed alle sollecitazioni trasferite dalla struttura al sistema fondazione-terreno, si è reso necessario il ricorso a fondazioni profonde (Figura 3.3), con pali infissi o trivellati di lunghezza variabile da 15 m a 25 m e diametro generalmente non superiore a di 60 cm.

Al di sopra dell'elemento di fondazione è comunque presente una pavimentazione industriale di spessore usualmente pari a 15÷20 cm, debolmente armata con rete elettrosaldata (Figura 3.4).

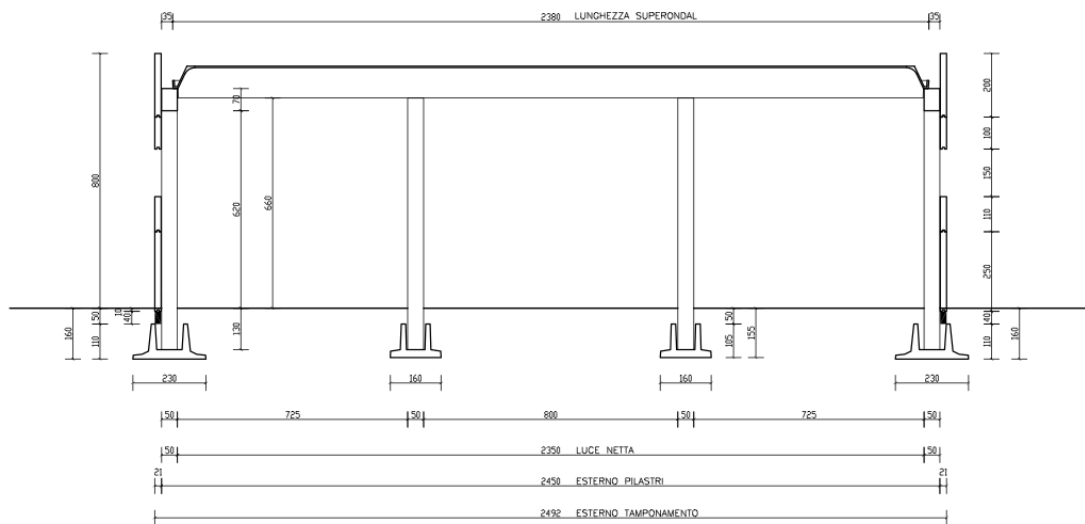


Figura 3.1. Sistema di fondazioni isolate per edifici industriali

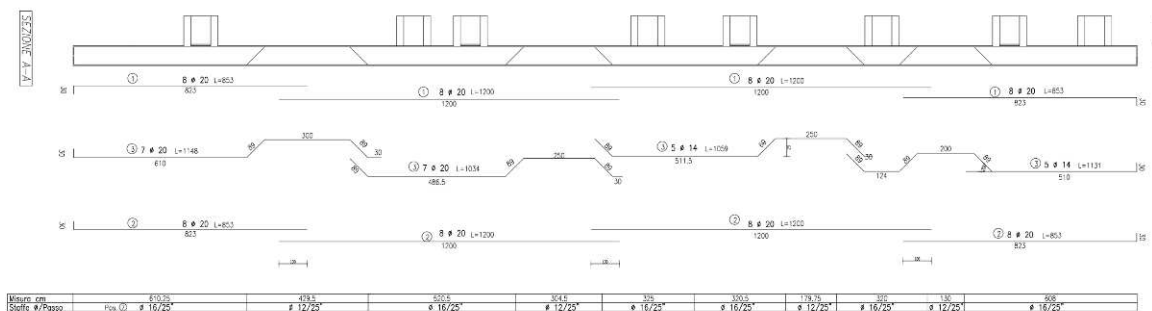


Figura 3.2. Trave di collegamento in fondazione per edifici industriali

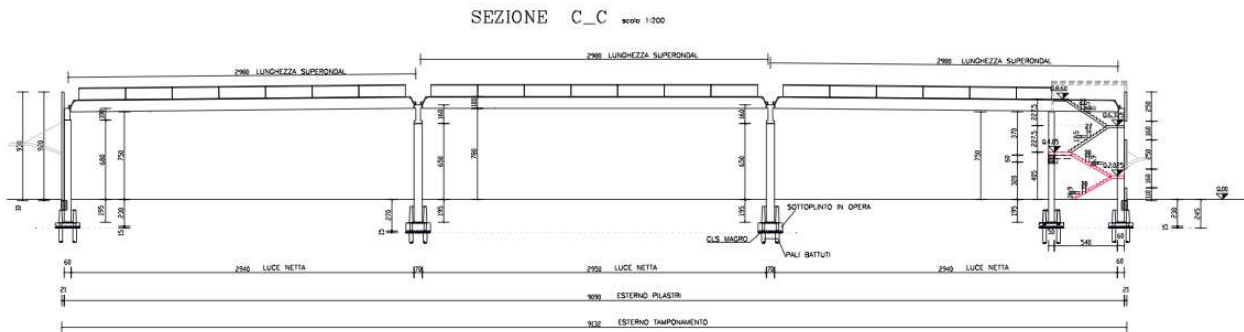


Figura 3.3. Fondazioni su pali per edifici industriali



Figura 3.4. Pavimentazione industriale

Generalmente, i plinti a bicchiere sono fondazioni prefabbricate, realizzate allo scopo di eliminare tutti gli inconvenienti creati dal sistema di costruzione delle fondazioni gettate in opera (risparmio di tempo e di denaro), e studiate per essere universali, cioè in grado di essere adattate come fondazioni per qualsiasi struttura ed essere montate sia su fondazioni dirette sia su pali di fondazione. I plinti prefabbricati a bicchiere sono di dimensioni standard, variabili in genere in pianta da 1.30 m x 1.30 m a 5.0 m x 5.0 m, con altezza variabile da 0.60 m a 1.10 m circa (Figura 3.5a e 3.5b). Qualora il plinto sia alla base di più pilastri, le dimensioni del plinto medesimo possono essere maggiori (Figura 3.5c).

Al di sotto di tali elementi prefabbricati è presente una sottofondazione armata, su cui l'elemento prefabbricato è soltanto poggiato. Pertanto l'interazione plinto prefabbricato - sottoplinto è basata solo sulla resistenza per attrito (Figura 3.6). Tale sottofondazione è generalmente armata con una rete elettrosaldata $\varnothing 8 \div \varnothing 14$ a maglia 20"x20", e presenta un'altezza di circa 30 ÷ 40 cm. Al di sotto di tale fondazione è presente uno strato di magrone, dello spessore di circa 10 cm, per la regolarizzazione del piano di posa.

Solo in pochi casi si ricorre a plinti a bicchiere gettati in opera, come è possibile vedere dalle Figure 3.7 ed 3.8.

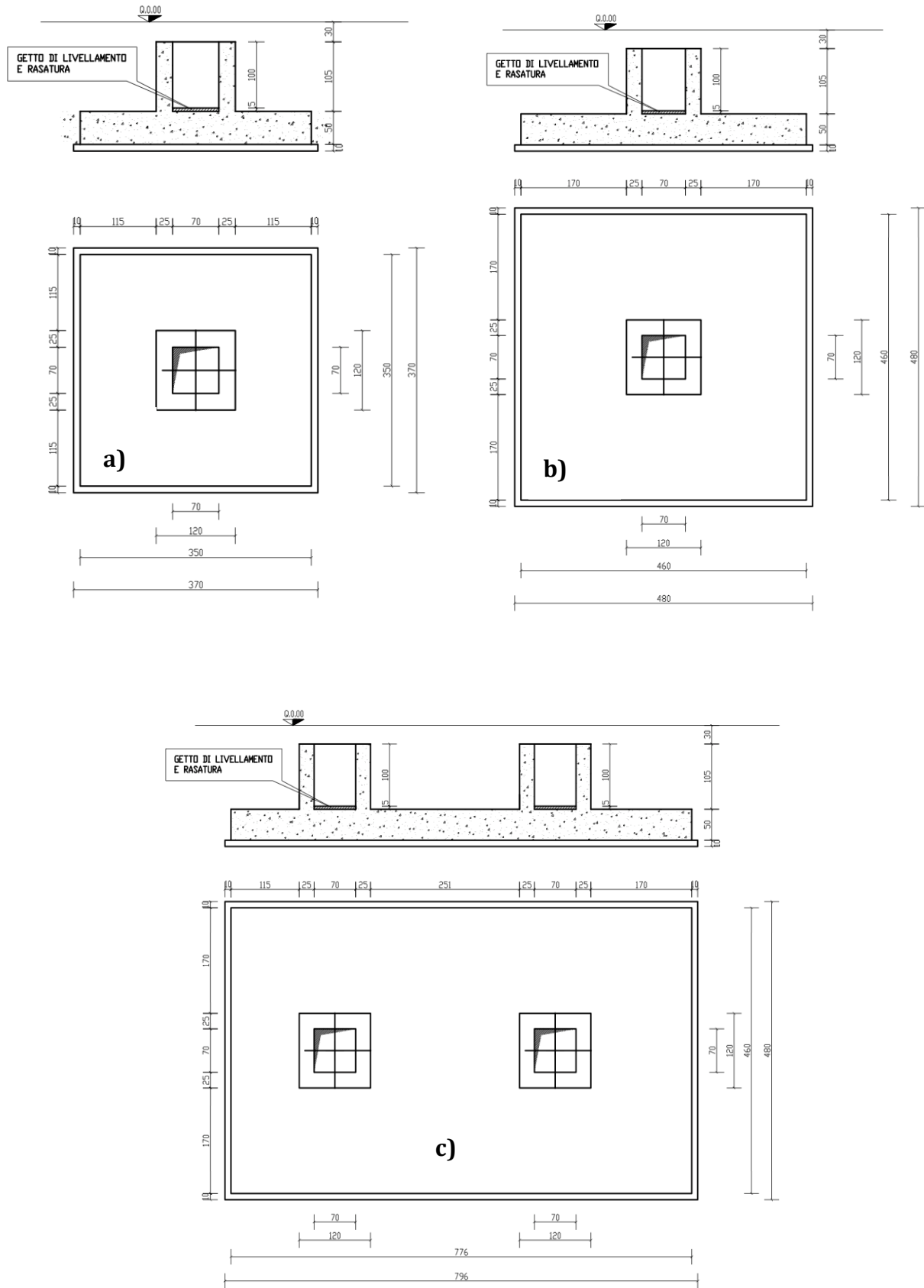


Figura 3.5. Plinti a bicchiere prefabbricati per edifici industriali

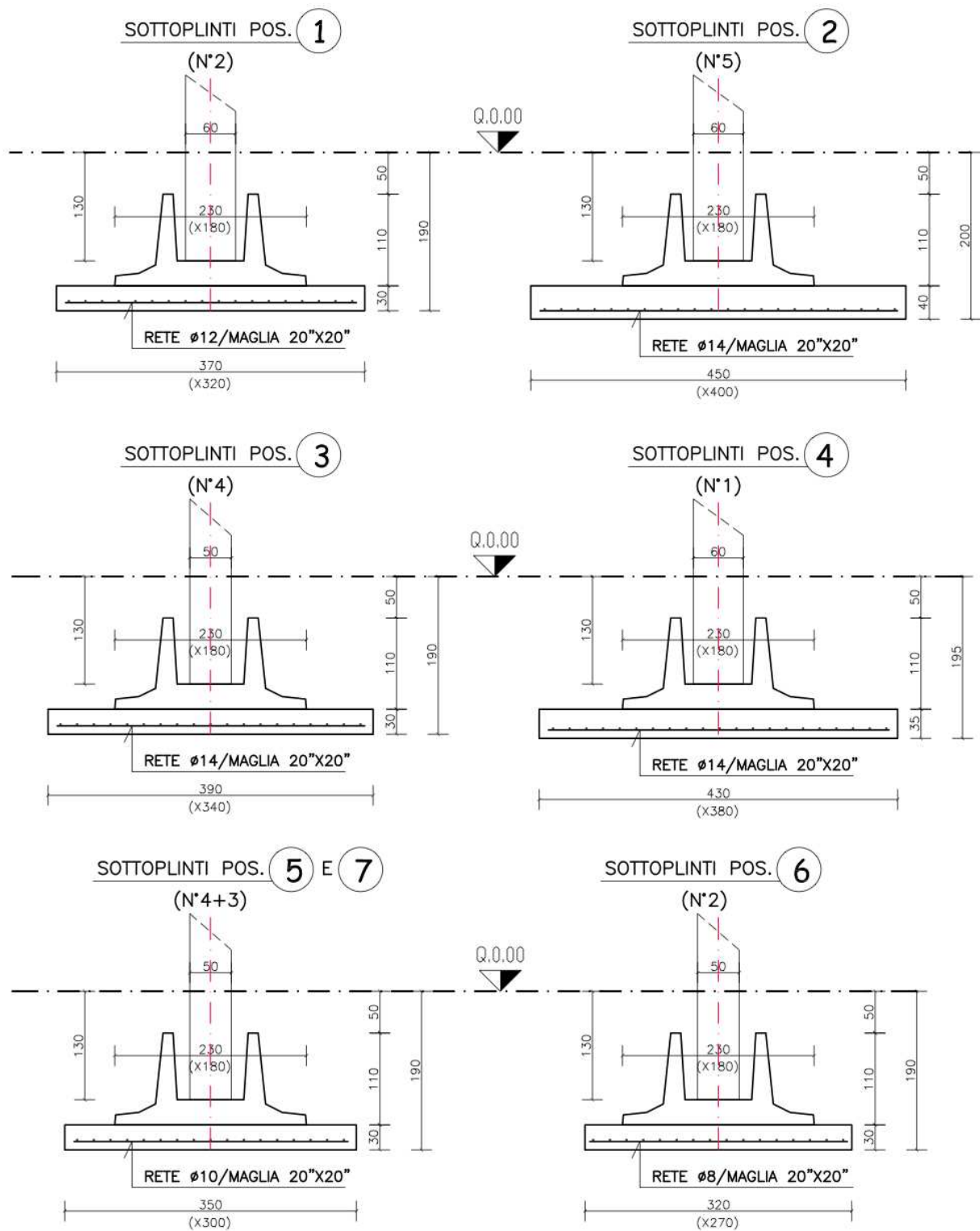


Figura 3.6. Tipologie di sottoplinti per edifici industriali



Figura 3.7. Fase di realizzazione di una fondazione gettata in opera per edifici industriali



Figura 3.8. Fondazione gettata in opera per edifici industriali

Nella zona in esame, molto spesso le fondazioni sono inserite sotto diverse tipologie di struttura in elevazione, prefabbricata in cemento armato, di tipo tradizionale gettata in opera, o in acciaio. Nella Figura 3.9 si può notare l'innesto tra pali di fondazione e fondazione a bicchiere. Per quanto riguarda le sollecitazioni trasversali e longitudinali dovute ad un eventuale sisma, la struttura, qualora realizzata dopo il 2003, dovrebbe prevedere travi di collegamento tra i plinti che s'innestano alle armature fuoriuscenti dalla sommità superiore del bicchiere.



Figura 3.9. Rappresentazione grafica di uno spaccato assometrico di un capannone industriale realizzato con fondazioni prefabbricate di tipo a plinto

La figura 3.10.a mostra un particolare costruttivo di una fondazione prefabbricata adoperata per la realizzazione di una struttura in elevazione prefabbricata in cemento armato. In questo caso il pilastro prefabbricato s'incasta nel bicchiere della fondazione prefabbricata e dall'immagine si evidenzia come l'innesto tra i pali di fondazione con la base della fondazione avviene per merito dell'innesto delle armature del palo con la gabbia della fondazione. La Figura 3.10.b mostra, invece, un particolare costruttivo di una fondazione prefabbricata adoperata per la realizzazione di una struttura in elevazione di tipo tradizionale gettata in opera. In questo caso dal bicchiere della fondazione fuoriescono delle armature di ripresa per il pilastro gettato in opera della struttura tradizionale. La Figura 3.10.c mostra, infine, un particolare costruttivo di una fondazione prefabbricata adoperata per la realizzazione di una struttura in elevazione prefabbricata in acciaio. In questo caso il pilastro prefabbricato si bullona o eventualmente si salda in una piastra in ferro posta nella parte superiore del bicchiere. Tali soluzioni sono adottate essenzialmente negli edifici industriali costruiti dopo la *Riclassificazione Sismica dell'Emilia-Romagna*.

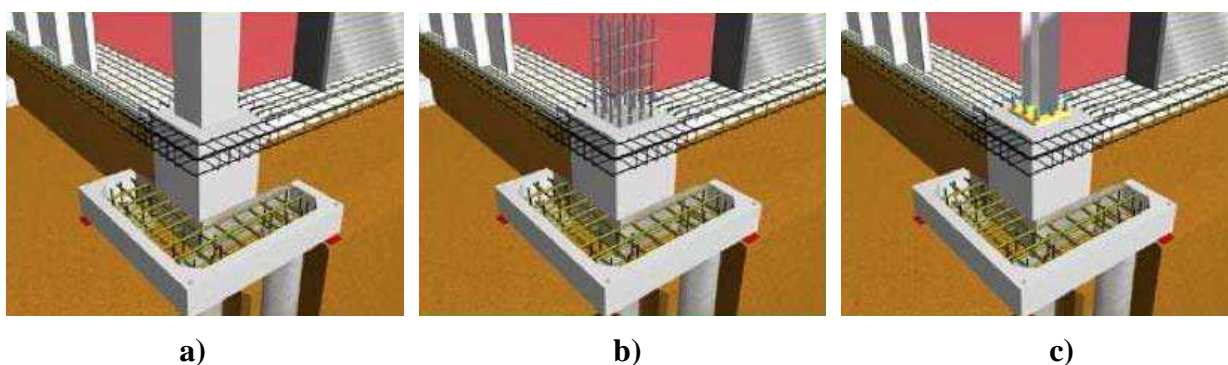


Figura 3.10. Particolari costruttivi di una fondazione prefabbricata adoperata per la realizzazione di una struttura in elevazione prefabbricata in cemento armato (a); gettata in opera (b); in acciaio.

3.2. Collegamenti tra le fondazioni

La maggior parte degli edifici industriali presenti nel territorio in esame, colpito dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, sono caratterizzati da fondazioni isolate (Figura 3.1), ovvero prive di

alcun collegamento tra le stesse che sia capace di far fronte agli effetti delle sollecitazioni trasversali e longitudinali che si possono generare a livello della fondazione per un evento sismico.

Solo recentemente, dopo la *Riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna* sono stati previsti sistemi di collegamento orizzontale (Figura 3.2). La Figura 3.11 mostra un particolare di una trave di collegamento.

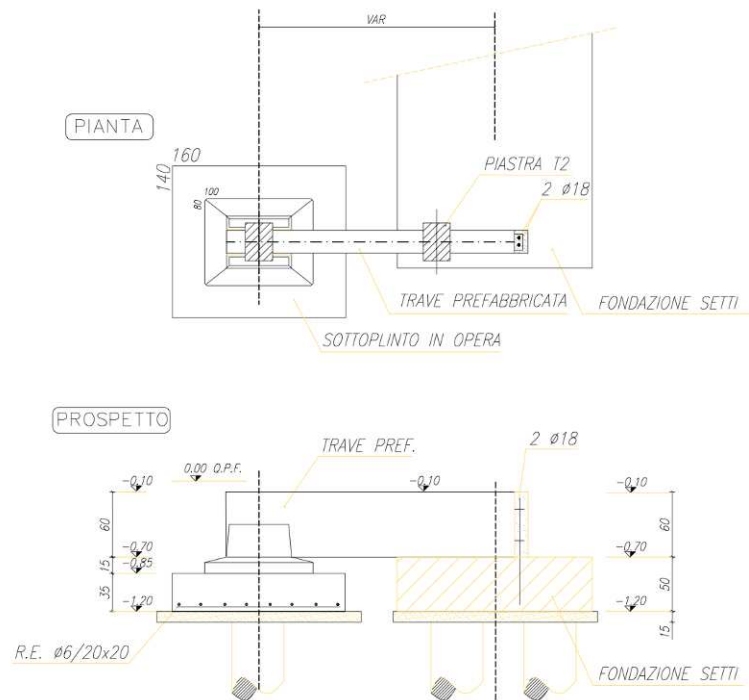


Figura 3.11. Sistema di collegamento orizzontale in fondazione per edifici industriali

3.3. Pavimentazione debolmente armata al piano terra

Al di sopra dell'elemento di fondazione è di norma presente una pavimentazione industriale. Essa ha generalmente uno spessore compreso tra 15 cm e 20 cm ed è spesso armata con rete elettrosaldata, semplice nel caso di pavimentazione di spessore pari a circa 15 cm e doppia nel caso di pavimentazione di spessore pari a circa 20 cm. Tuttavia, il più delle volte viene utilizzata un'unica rete, in genere caratterizzata da maglie $\phi 6 \div \phi 8$ 20"x15" o 20"x20", e posta solo in alcuni casi ad 1/3 dalla base della pavimentazione. Nella maggior parte dei casi tale rete è stata rinvenuta alla base della pavimentazione.

Nella Figura 3.12 è possibile osservare la fase di getto di detta pavimentazione. Nella Figura 3.13 è possibile osservare una fase di ripresa del getto. Nella Figura 3.14 è possibile osservare il posizionamento della rete elettrosaldata (unico strato). Nella Figura 3.15 si osserva la zona di connessione tra la pavimentazione ed i pilastri.

Le pavimentazione industriale è caratterizzata da giunti "di getto", giunti di dilatazione e giunti di costruzione. La Figura 3.16, così come le precedenti Figure 3.13 e 3.14, mostra un giunto "di getto"; le Figure 3.17 e 3.18 mostrano dei giunti di dilatazione.



Figura 3.12. Fase di getto della pavimentazione per edifici industriali



Figura 3.13. Fase di ripresa del getto della pavimentazione per edifici industriali



Figura 3.14. Posizionamento della rete elettrosaldata della pavimentazione per edifici industriali



Figura 3.15. Particolare della zona di connessione tra la pavimentazione ed il pilastro per edifici industriali



Figura 3.16. Vista di un giunto "di getto" di una pavimentazione per edifici industriali



Figura 3.17. Vista dei giunti di dilatazione di una pavimentazione per edifici industriali



Figura 3.18. Vista dei giunti di dilatazione e di un giunto "di getto" della pavimentazione per edifici industriali

Dalle figure precedenti emergono le seguenti considerazioni: i) nelle riprese di getto (Figure 3.13, 3.14 e 3.16) sono presenti ferri di collegamento tra i getti, che danno continuità alla pavimentazione; ii) dalla Figura 3.17 è possibile notare la presenza di giunti di dilatazione, che però non interessano l'intero spessore della pavimentazione, come verificato durante i sopralluoghi (cfr. Cap. 1); iii) dalla Figura 3.18 è possibile notare un giunto "di getto", che interessa tutto lo spessore della pavimentazione.

Infine, è da sottolineare che la pavimentazione non dovrebbe essere connessa né ai pilastri né ai plinti a bicchiere, perché sarebbe previsto un distacco tra la pavimentazione ed i pilastri, garantito da un sottile strato di polistirolo, o materiale equivalente, dello spessore di circa 1 cm per ogni lato del pilastro; tuttavia, tale indicazione è stata spesso disattesa, come nel caso mostrato in Figura 3.15, nella quale si osserva che la pavimentazione risulta gettata in aderenza al pilastro. Inoltre, dalla Figura 3.15 non si evidenzia la presenza di ferri di collegamento tra i getti.

4. Principi e criteri di intervento nelle fondazioni

4.1 Principi e criteri generali di intervento per eliminare le carenze presenti nelle fondazioni

In questo capitolo vengono presentati i principi fondamentali ed i criteri generali di intervento nelle fondazioni degli edifici industriali monopiano, per l'eliminazione delle carenze (cfr. Par. 1.3 e Par. 3.1) che possono presentarsi nelle fondazioni di edifici industriali progettati senza criteri antisismici.

Da un punto di vista generale, gli interventi che interessano le fondazioni degli edifici industriali si possono distinguere in due tipologie: (i) interventi per la rapida messa in sicurezza al fine di ottenere l'agibilità provvisoria degli edifici; (ii) interventi per la definitiva messa in sicurezza, al fine di ottenere l'agibilità definitiva.

I primi interventi, descritti nel dettaglio nel Capitolo 5, consentono di far fronte alle più gravi carenze in fondazione nei confronti delle forze sismiche. Essi consistono in provvedimenti di semplice e rapida esecuzione a livello delle fondazioni.

Gli interventi della seconda tipologia, illustrati nel Capitolo 6, sono generalmente più invasivi, costosi e di non rapida esecuzione e possono riguardare sia le fondazioni sia il terreno di fondazione (cfr. Cap. 2). Essi prevedono spesso significative operazioni di cantiere riguardanti anche i terreni.

I possibili schemi di intervento descritti nel seguito rappresentano delle linee di indirizzo e non possono considerarsi esaustivi delle possibili scelte progettuali. I progettisti sono liberi di utilizzare schemi alternativi a quelli proposti, ovvero di utilizzare congiuntamente più di uno schema proposto, al fine di raggiungere gli obiettivi prefissati per l'ottenimento dell'agibilità provvisoria e/o definitiva.

Come illustrato nel Capitolo 3, la tipologia prevalente per le fondazioni degli edifici industriali colpiti dalla sequenza sismica emiliana del maggio-giugno 2012 è quella dei plinti a bicchiere, anche se non mancano casi di edifici industriali aventi fondazioni su pali. Gli interventi qui illustrati fanno comunque prevalentemente riferimento alla tipologia di fondazioni superficiali.

Nella Tabella 4.1, sono indicate come 'patologie' le evidenze osservate (nel caso di edifici industriali danneggiati) o le 'carenze' temute per effetto delle azioni sismiche di progetto (nel caso di edifici industriali non danneggiati, ma suscettibili di adeguamento sismico). Con riferimento a tali 'patologie', la tabella propone una classificazione, ovviamente molto schematica, dei possibili interventi nel sistema di fondazioni (inglobando anche la pavimentazione industriale) e nel sottosuolo.

Le carenze riconducibili ad inadeguate capacità strutturali delle fondazioni si riferiscono essenzialmente a insufficienti dimensioni del collo del bicchiere di fondazione e/o a insufficienti resistenze a flessione e taglio delle pareti del bicchiere (cfr. Par. 1.3). Questo aspetto riguarda in senso stretto l'aspetto più strutturale che geotecnico, anche se una distinzione netta tra i due settori, come ben noto, non è possibile, dal momento che le sollecitazioni in fondazione derivano dall'interazione tra terreno e struttura. Gli interventi pertanto potranno consistere nel rinforzo del bicchiere e/o del relativo collegamento con la struttura in elevazione e/o con la sottofondazione, descritti nel Cap. 5.

Le carenze più specificatamente geotecniche riguardanti il comportamento in presenza di forze inerziali sono legate essenzialmente alla mancanza di elementi di collegamento tra i plinti di fondazione, che saranno descritti al Capitolo 5. Questa carenza può portare, durante le sollecitazioni dinamiche, ad eccessivi spostamenti differenziali orizzontali e verticali, nonché a rotazioni significative, con conseguente danno alle struttura in elevazione. Degli interventi atti a far fronte a tali carenze si parlerà sia nel Capitolo 5 che nel Capitolo 6. In realtà, la presenza della pavimentazione industriale sembra in molti casi aver svolto comunque la funzione di collegamento tra i pilastri, in quanto, pur essendo tipicamente previsto in fase di progettazione un giunto di discontinuità con i pilastri medesimi, in fase di costruzione tale giunto è stato per lo più omesso o è risultato parzialmente realizzato (cfr. Cap. 3). Tuttavia, a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, il collegamento orizzontale offerto dalla pavimentazione industriale, non previsto in fase di dimensionamento dei pilastri, ha determinato in alcuni casi danni rilevanti sui pilastri stessi (cfr. Par. 1.1). Diversa sarebbe stata la risposta di parecchi edifici industriali agli eventi sismici del Maggio 2012 se in fase di progetto si fosse adeguatamente previsto per tale pavimentazione il ruolo di collegamento orizzontale (cfr. Par. 5.3).

Più in generale, è possibile che la fondazione presenti anche una non adeguata capacità portante, da mettere in relazione spesso ad insufficienti caratteristiche di resistenza dei terreni o a dimensioni non conformi alle azioni sismiche di progetto. Spesso un'inadeguata capacità portante è associata ad elevati cedimenti assoluti e rotazioni, come evidenziato nel Capitolo 1. In tali casi, l'adeguamento potrà consistere nell'estensione della dimensione in pianta del plinto e del sottoplinto di fondazione, nell'adozione di interventi di sottofondazione, ovvero nell'adozione di una nuova fondazione, di cui si dirà nel Capitolo 6.

Le carenze nel comportamento delle fondazioni possono, infine, derivare dal fenomeno di liquefazione del terreno. In tal caso gli interventi devono riguardare un'area più vasta dell'area di impronta delle fondazioni ed estendersi almeno fino alle profondità interessate dal fenomeno (cfr. Cap. 2). Essi richiedono provvedimenti più complessi, anch'essi descritti in dettaglio nel successivo Capitolo 6. Nel presente documento verranno trattate unicamente le tipologie di miglioramento dei terreni nei confronti della liquefazione che possono trovare applicazione in presenza di edifici esistenti, tali cioè da non alterare significativamente la natura del sottosuolo ed il regime delle acque sotterranee, e da non indurre significativi cinematismi nei manufatti esistenti.

Qualora siano presenti o temute più patologie tra quelle individuate, si dovrebbe in linea di principio procedere combinando gli interventi suggeriti, salvo palesi controindicazioni.

A seguito degli interventi di messa in sicurezza delle fondazioni, sarà necessario procedere successivamente, per la messa in sicurezza definitiva, alle verifiche geotecniche dell'adeguamento sismico progettato per le fondazioni. Per il caso specifico, tali verifiche andranno effettuate considerando un'azione sismica pari al 60% di quella di progetto per nuove costruzioni, come specificato nel DL. n. 74 del 6 giugno 2012.

Le caratteristiche essenziali degli interventi così individuati, così come detto in precedenza, sono illustrati nei Capitoli successivi (5 e 6), insieme con alcuni utili riferimenti bibliografici, di tipo normativo (FEMA 547) e di tipo progettuale (Towhata, 2008).

Tabella 4.1. Patologie di danno correlate a carenze in fondazione o nel terreno di fondazione e tipologie di intervento

	Paragrafo	PATOLOGIE						Descrizione intervento
		Fondazioni con capacità strutturale inadeguata	Fondazioni con capacità portante inadeguata	Cedimenti rilevanti	Spostamenti differenziali orizzontali rilevanti	Rotazioni rilevanti	Terreno liquefatto e/o liquefacibile	
INTERVENTI (§)	5.1 5.2	X						Collegamento o rinforzo struttura di fondazione (cerchiatura e solidarizzazione nodo pilastro-plinto, etc.)
	5.3 5.4 5.5			X	X	X		Elementi di collegamento trasversali (travi, cordoli+tiranti, etc.)
	6.2.1		X			X		Allargamento della base del plinto esistente
	6.2.2		X	X		X		Sottofondazione con micropali, pali di piccolo medio diametro, etc.
	6.2.3		X	X	X	X		Realizzazione di una nuova fondazione
	6.3.2 6.3.3						X	Miglioramento terreno con iniezioni, deep mixing, etc.
	6.3.4 6.3.5						X	Miglioramento terreno: drenaggi, stabilizzazioni, vibro compattazione, etc.

4.2 Criteri di progettazione

Nella progettazione ordinaria degli edifici con criteri antisismici è prassi ormai consolidata affrontare lo studio dell'insieme terreno-fondazione-sovrastuttura in maniera semplificata, analizzando separatamente prima l'interazione tra fondazione e terreno e, poi, l'interazione tra fondazione e sovrastuttura.

Come prescrivono le NTC (2008), la determinazione delle azioni sismiche in fondazione, che andranno poi a sollecitare la sovrastuttura, richiede preliminarmente la valutazione del moto sismico del terreno in corrispondenza del piano di posa della fondazione stessa. Nel caso specifico degli edifici industriali trattati in queste Linee Guida, caratterizzati da fondazioni superficiali e poco

profonde (cfr., Par. 1.3), si può ipotizzare che la presenza della struttura di fondazione non alteri significativamente il moto sismico del terreno in condizioni di campo libero (AGI, 2005).

Per definire le azioni sismiche di progetto tenendo conto della stratigrafia del sottosuolo e delle condizioni topografiche, deve essere valutata la risposta sismica locale con opportuni metodi di analisi, eseguendo indagini che permettano di calcolare le modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza del moto sismico, rispetto ad un affioramento rigido e con superficie topografica orizzontale (cfr. Cap. 2). In alternativa, le NTC (2008) consentono di usare approcci semplificati per la valutazione degli effetti sia stratigrafici sia topografici. Con riferimento alle NTC (2008), vengono individuate differenti categorie di sottosuolo (cfr. Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC 2008), sulla base dei valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,30}$) o, laddove non sia disponibile la misura di tale parametro, sulla base dei valori del numero equivalente di colpi della prova SPT ($N_{SPT,30}$) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente, ($c_{u,30}$) nei terreni prevalentemente a grana fine. Per quanto concerne gli effetti topografici, è possibile far riferimento alle categorie topografiche descritte nella Tabella 3.2.IV delle NTC (2008), valide per configurazioni semplici di rilievo (geometrie prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate). Tuttavia, gli edifici industriali delle aree colpite sono prevalentemente ubicati in aree pianeggianti, per le quali non è necessario valutare gli effetti topografici.

La verifica sismica della struttura e lo studio della sua interazione con le strutture di fondazione possono essere condotte con metodi dinamici e/o con l'analisi modale. E' richiesto, quindi, come input uno spettro elastico di risposta (cfr. Par. 3.2.3 delle NTC 2008), ridotto per tenere conto dei fenomeni dissipativi nella sovrastruttura. A tal proposito le recenti Linee Guida ReLUIS per gli edifici industriali suggeriscono di utilizzare un fattore di struttura modesto, come ad esempio $q=1.5$.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (cfr. Par. 6.4.2.1 delle NTC 2008). Le verifiche di tipo geotecnico sono le seguenti:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

I coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali sono riportati nella Tabella 6.4.I delle NTC (2008).

Per le suddette verifiche geotecniche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, 2009).

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente di tale risultante in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite del complesso terreno-fondazione.

Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza resistente parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Nell'analisi di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno può essere adottato l'approccio proposto da Brinch Hansen (1970). Il carico limite è una funzione dei parametri di resistenza del terreno, della profondità del piano di posa della fondazione e della dimensione della fondazione, dell'eccentricità delle azioni in fondazione, della loro inclinazione, della presenza della falda idrica, del fatto che la verifica sia condotta in condizioni drenate o non drenate e di altri fattori (Viggiani, 2002; Lancellotta e Calavera, 2003). Metodi più approfonditi, che tengono conto anche dell'inerzia del terreno sottostante la fondazione, sono oggi disponibili nella letteratura scientifica. Tra questi, le Linee Guida AGI (AGI, 2005) illustrano i metodi di Richards et al. (1993) e Maugeri e Novità (2004).

Per la verifica allo scorrimento lungo il piano di posa devono essere considerati i parametri di resistenza all'interfaccia fondazione/terreno, tenendo conto - con le opportune cautele - delle eventuali modifiche in tal senso indotte dagli interventi.

In condizioni sismiche, considerata la breve durata dell'azione, le verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo geotecnico possono essere effettuate solo in condizioni non drenate per fondazioni su terreni a grana fina, con valori di resistenza non drenata sostanzialmente coincidenti con quelli impiegati in condizioni statiche. Per fondazioni su terreni a grana grossa, le verifiche vanno effettuate in condizioni drenate, o portando in conto l'effetto delle sovrappressioni interstiziali, qualora possano indurre una considerevole diminuzione della sicurezza nei confronti della rottura; ciò può accadere in presenza, ad esempio, di terreni sabbiosi poco addensati sotto falda (AGI, 2005).

Le verifiche a liquefazione del deposito, possono essere effettuate in forma semplificata mediante metodi semi-empirici, basati sui risultati di prove in sito (cfr. AGI, 2005; C7.11.3.4, Circolare 2 febbraio 2009, n. 617). Queste andranno effettuate su un numero adeguato di verticali eseguite fino alle profondità in cui sono presenti terreni potenzialmente liquefacibili.

La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, può essere valutata in termini di coefficiente di sicurezza puntuale, definito dividendo il cosiddetto rapporto di resistenza ciclica per il cosiddetto rapporto di sollecitazione ciclica (cfr. AGI, 2005; C7.11.3.4, Circolare 2 febbraio 2009, n. 617). La stabilità complessiva del terreno di fondazione nei confronti del fenomeno può essere invece espressa attraverso il potenziale di liquefazione, funzione dei rapporti di resistenza e di sollecitazione ciclica nel campo di profondità corrispondente alla presenza di strati liquefacibili.

Nel caso venga eseguito un intervento di miglioramento del terreno nei confronti della liquefazione (cfr. Cap. 6), il nuovo livello di sicurezza raggiunto deve essere valutato mediante la realizzazione di ulteriori prove in sito, controlli e monitoraggi che permettano di verificare l'incremento di resistenza del terreno e/o il regime di pressioni interstiziali rispetto alle condizioni precedenti.

5. Interventi per la rapida messa in sicurezza delle fondazioni

5.1 Premessa

Nel presente capitolo vengono illustrati gli interventi per una rapida messa in sicurezza delle fondazioni degli edifici industriali, al fine di migliorare la risposta sismica delle suddette fondazioni e più in generale dell'intero edificio industriale che le contiene.

Tali interventi sono principalmente mirati al confinamento passivo del plinto di fondazione, al collegamento plinto-sottoplinto mediante chiodature e/o al collegamento tra le fondazioni. I suddetti interventi possono essere distinti nel modo seguente:

- confinamento passivo del plinto mediante iniezioni di malta cementizia
- collegamento plinto-sottoplinto mediante chiodature
- collegamento pavimentazione-pilastro
- messa in opera di collegamenti trasversali.

I criteri con i quali utilizzare tali interventi, in relazione alle patologie di danno subiti dagli edifici industriali, sono riportati nella Tabella 4.1 del Capitolo 4.

5.2 Confinamento passivo del plinto mediante iniezioni di malta cementizia

Nei casi in cui sia necessario migliorare la resistenza nei confronti delle azioni laterali e rinforzare il bicchiere del plinto può essere previsto un intervento locale di consolidamento, consistente in iniezioni a bassa pressione di malta cementizia, al di sotto della pavimentazione industriale ed in corrispondenza dei plinti di fondazione, atte a solidarizzare il misto stabilizzato, presente a lato della fondazione sotto la pavimentazione, con il plinto a bicchiere. Questo intervento permette di ottenere un confinamento passivo del plinto di fondazione, che risulta, quindi, maggiormente garantito nei confronti della rotazione e dello scorrimento relativo tra plinto e sottoplinto. Tale intervento può essere eseguito senza rimozione della pavimentazione (Figura 5.1).

5.3 Collegamento plinto-sottoplinto mediante chiodature

Le strutture prefabbricate utilizzano di norma plinti a bicchiere isolati appoggiati su sottoplinti in calcestruzzo semplice o armato.

Qualora la verifica a scorrimento all'interfaccia plinto-sottoplinto non sia soddisfatta, neanche con l'intervento descritto al paragrafo precedente, può essere previsto un intervento di collegamento mediante chiodature come rappresentato in Figura 5.2. Questo intervento, di rapida esecuzione, nel caso si voglia realizzare una cucitura con il sottoplinto che sia attiva anche a trazione, deve essere eseguito iniettando speciali malte, per sigillare la chiodatura al plinto ed al sottoplinto.

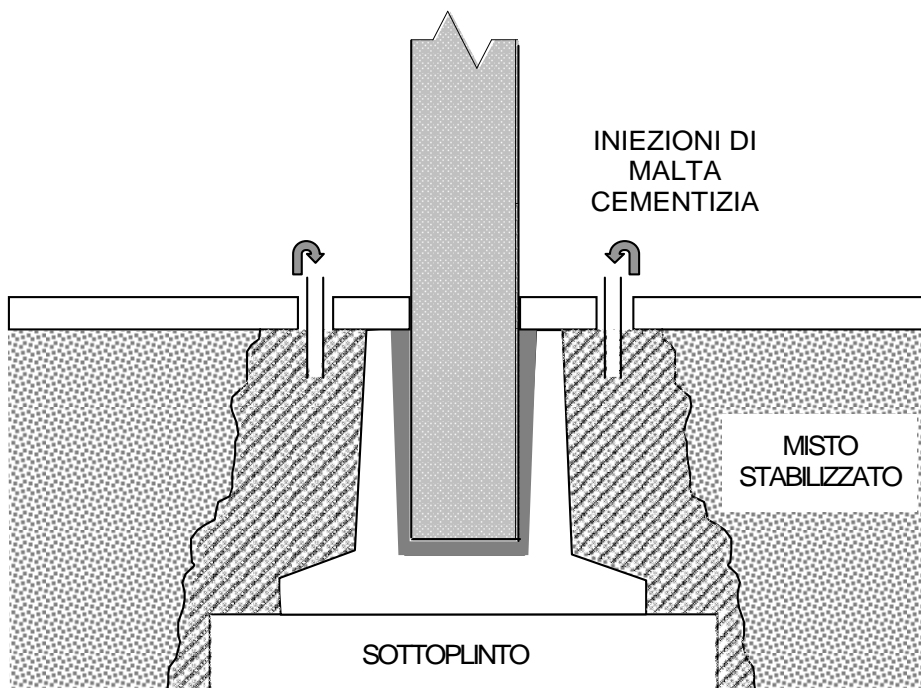


Figura 5.1. Intervento locale di consolidamento con iniezioni a bassa pressione di malta cementizia

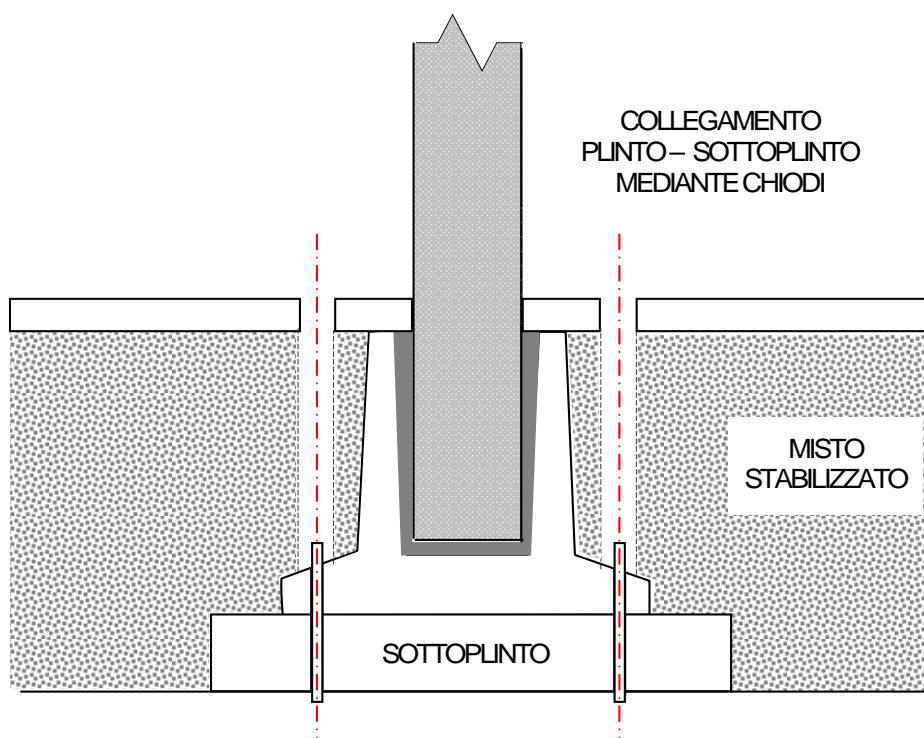


Figura 5.2. Intervento locale di collegamento plinto-sottoplinto mediante chiodature

5.4 Collegamento pavimentazione-pilastro

In alcuni casi, la presenza di una pavimentazione industriale armata (soletta) può consentire interventi di miglioramento sismico in fondazione di semplice esecuzione e costo contenuto, che non interrompono le attività produttive. La pavimentazione industriale, infatti, oltre a esercitare la funzione di collegamento tra i plinti, può costituire un vincolo che impedisce gli spostamenti orizzontali dei pilastri. Per i pilastri interni tale pavimentazione costituisce un vincolo bilatero ad uno spostamento massimo prefissato in tutte le direzioni nel caso di presenza di giunto tra la pavimentazione ed i pilastri; nel caso in cui vi è assenza di giunto (come spesso rilevato, cfr. Cap. 3) i pilastri interni hanno un vincolo bilatero, che li porta ad avere tutti la stessa entità di spostamento orizzontale. Questa condizione non si verifica per i pilastri di bordo, che hanno un vincolo in una sola direzione, e per quelli d'angolo, il cui vincolo non è efficiente in alcuna direzione (Figura 5.3).

L'intervento di rinforzo, nei casi di assenza di giunto pavimentazione-pilastro, può essere limitato ai pilastri perimetrali (di bordo e d'angolo) e mirato alla solidarizzazione dei pilastri alla soletta per garantirne lo stesso grado di vincolo agli spostamenti orizzontali dei pilastri interni. In Figura 5.4 è riportato un esempio di intervento per un pilastro d'angolo e per un pilastro di bordo. L'intervento non è necessario in presenza di un marciapiede perimetrale realizzato con una soletta collegata alla pavimentazione.

Qualora tra pavimentazione e pilastri siano presenti giunti di isolamento (con profilo di polistirene dello spessore di 1cm circa e dell'altezza di 15 cm circa, autoadesivo o applicato mediante silicone) è opportuno in primo luogo procedere alla sigillatura dei giunti perimetrali intorno ai pilastri.

Una volta realizzati questi collegamenti, lo schema strutturale più realistico è quello che tiene conto del vincolo offerto dalla pavimentazione-soletta e da una probabile cerniera alla base del plinto. Infatti, considerate le ridotte dimensioni in pianta con cui è stata realizzata la maggior parte delle fondazioni degli edifici industriali prima della *Riclassificazione sismica dell'Emilia-Romagna*, sono verosimili rotazioni delle fondazioni; è invece poco verosimile l'incastro del pilastro in testa al plinto di fondazione.

Qualora l'azione tagliante alla base dovesse raggiungere valori molto elevati e tali da compromettere la verifica a taglio del plinto prefabbricato o a scorrimento del plinto stesso, può essere previsto un intervento locale di consolidamento, con iniezioni a bassa pressione di malta cementizia al di sotto della soletta ed in corrispondenza dei plinti di fondazione, come indicato al precedente paragrafo 5.2.

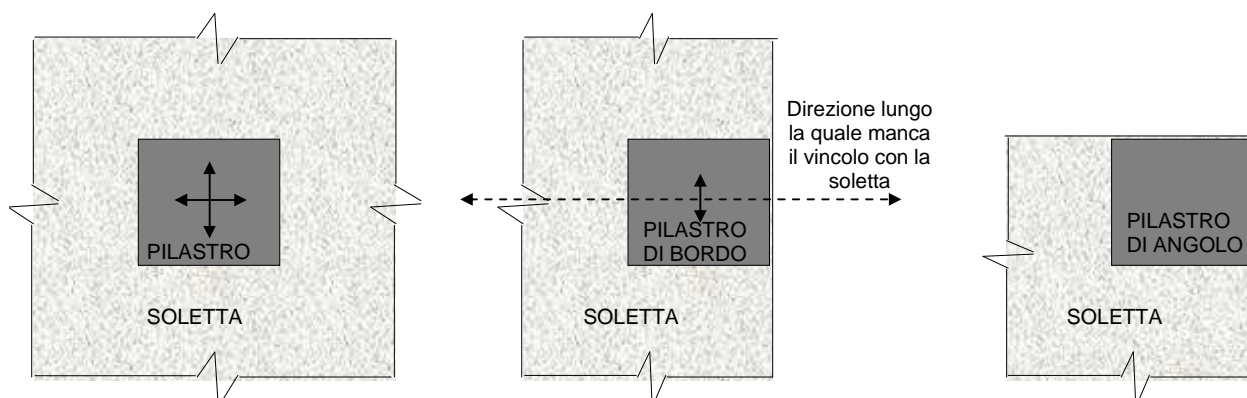


Figura 5.3. Condizione del pilastro interno rispetto ai pilastri di bordo e d'angolo

Tuttavia, in corrispondenza della connessione pilastri-pavimentazione industriale possono sorgere importanti sollecitazioni (cfr. Figg. 1.16 ed 1.17). In tal caso occorre valutare l'insorgenza di tali importanti sollecitazioni facendo riferimento alle Linee d'Indirizzo Strutturali redatte dal Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali (2012). Qualora si tema che questa condizione non sia verificata, onde evitare pericolose sollecitazioni sui pilastri in corrispondenza della suddetta pavimentazione industriale, occorre ripristinare il giunto pilastri-pavimentazione industriale originariamente previsto (cfr. Cap. 3) e collegare la pavimentazione industriale al solo sottoplinto armato (Figura 5.5).

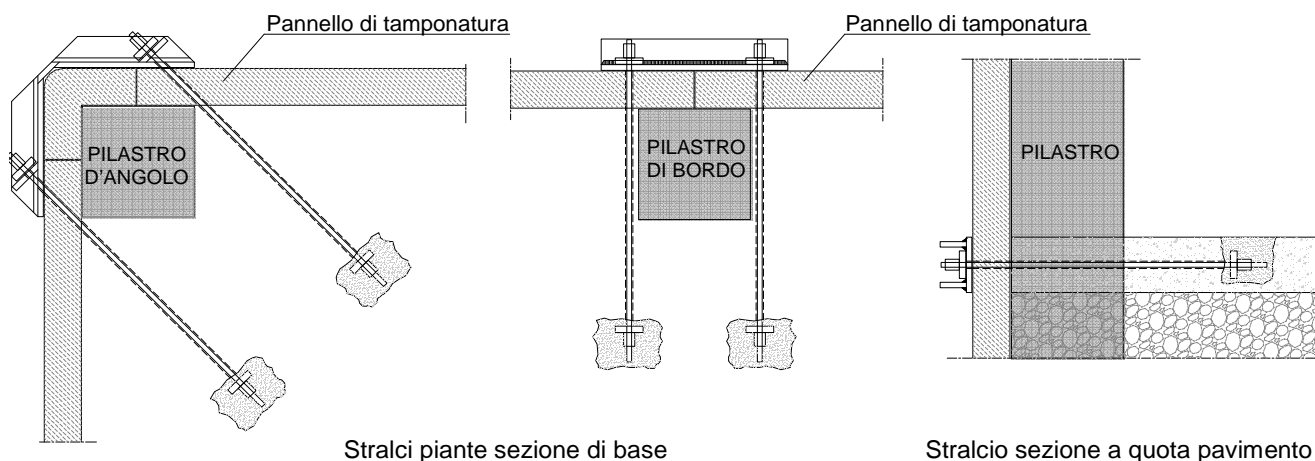


Figura 5.4. Particolari di solidarizzazione dei pilastri d'angolo e di bordo alla soletta di base

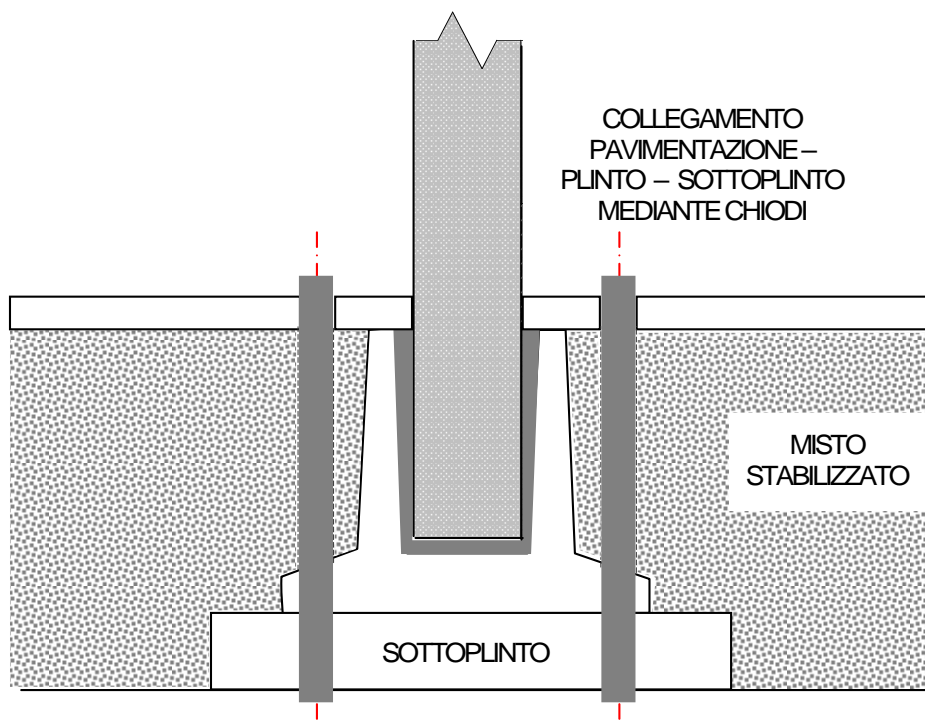


Figura 5.5. Solidarizzazione della pavimentazione industriale con il plinto ed il sottoplinto

5.5 Messa in opera di elementi di collegamento orizzontali delle fondazioni

In alternativa all'utilizzo della pavimentazione industriale quale collegamento orizzontale tra i pilastri (cfr. Par. 5.4), può essere previsto l'intervento di messa in opera di elementi di collegamento orizzontale nelle direzioni longitudinale e trasversale dei plinti isolati di fondazione.

L'intervento può essere realizzato mediante l'esecuzione di cordoli in cemento armato; tuttavia, la realizzazione di tali cordoli può essere ostacolata dalla presenza delle tamponature perimetrali, per quanto riguarda le fondazioni dei pilastri perimetrali. In alternativa all'esecuzione di cordoli in cemento armato, può essere prevista la realizzazione di cordoli con elementi metallici, inseriti in apposite tracce preventivamente scavate sul piano di calpestio.

Qualora fosse necessario evitare significativi spostamenti differenziali verticali e/o rotazioni, gli elementi di collegamento in c.a. o metallici devono possedere un'adeguata rigidità flessionale.

6. Interventi per la messa in sicurezza definitiva delle fondazioni

6.1 Premessa

Nel presente capitolo vengono illustrati gli interventi nelle fondazioni degli edifici industriali per la messa in sicurezza definitiva degli stessi edifici. Gli interventi proposti hanno un carattere di additività nei confronti di quelli descritti nel capitolo precedente, che sono finalizzati all'ottenimento della agibilità sismica degli edifici solo in via provvisoria. Pertanto, la totalità degli interventi descritti nel Cap. 5, eseguiti per la messa in sicurezza provvisoria, vanno inglobati nel progetto di adeguamento sismico di seconda fase.

In particolare, nel paragrafo 6.2 verranno illustrate le tipologie di intervento sulle fondazioni per la loro messa in sicurezza definitiva; nel paragrafo 6.3 verranno invece illustrate alcune tipologie di intervento sul terreno di fondazione per la messa in sicurezza definitiva nei confronti del pericolo di liquefazione.

Si tenga presente comunque che per gli interventi in fondazione e/o sui terreni di fondazione, prima di effettuare una qualunque scelta progettuale, è opportuno preventivamente analizzare le cause e le localizzazioni del/i dissesto/i (cfr. Cap. 1) sulla scorta di un affidabile modello geotecnico di sottosuolo (cfr. Cap. 2).

Per quanto riguarda i principi ed i criteri generali di intervento, nonché i criteri progettuali si rimanda alle indicazioni fornite al Capitolo 4.

6.2 Interventi sulle fondazioni

6.2.1 Allargamento della base del plinto esistente

Questo intervento prevede la demolizione di una porzione significativa della pavimentazione ed è quindi un intervento più invasivo, costoso e di non rapida esecuzione rispetto agli interventi illustrati nel Capitolo 5. L'intervento prevede l'inserimento nella fondazione di barre di armatura, previa perforazione e sigillatura con malte cementizie o resine, così da permettere il trasferimento del carico dalla fondazione esistente alla porzione di nuova esecuzione. Una rappresentazione schematica è mostrata in Figura 6.1.

Questo intervento consente un incremento della sicurezza della fondazione nei confronti del collasso sia per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sia per scorrimento sul piano di posa (cfr. Par. 4.1).

6.2.2 Sottofondazioni con micropali o pali di piccolo-medio diametro

Questo intervento è consigliabile quando il terreno è inadeguato, fino ad una certa profondità, a sopportare le sollecitazioni trasmesse dalla fondazione. Anche tale intervento risulta più invasivo, costoso e di non rapida esecuzione rispetto agli interventi illustrati nel precedente Capitolo 5. L'intervento di sottofondazione può essere eseguito con micropali o con pali di piccolo-medio diametro. L'intervento prevede:

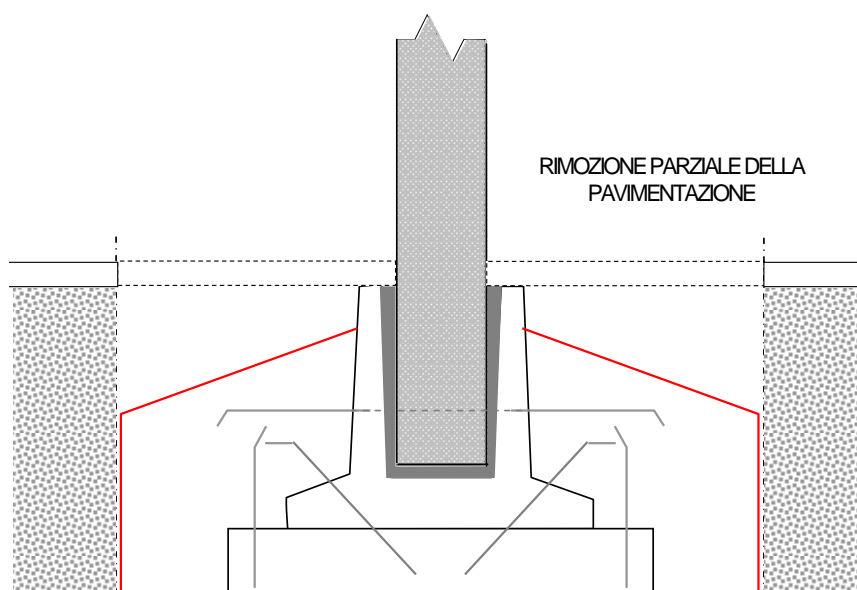


Figura 6.1. Intervento di allargamento della base del plinto esistente

- a) la demolizione di una porzione significativa della pavimentazione e la messa a nudo del plinto esistente;
- b) l'esecuzione di micropali o di pali di piccolo-medio diametro (in genere 2-4 per ogni plinto di fondazione),
- c) la realizzazione di un "cappello" in calcestruzzo armato, collegato alla fondazione esistente.

Una rappresentazione schematica dell'intervento è mostrata in Figura 6.2 per la sottofondazione con micropali e in Figura 6.3 per la sottofondazione con pali di piccolo-medio diametro.

In questo caso le verifiche progettuali da effettuare devono corrispondere a quelle richieste dalle NTC 2008 per le fondazioni profonde (cfr. Par. 6.4.3 "Fondazioni su pali", NTC 2008).

6.2.3 Realizzazione di una nuova fondazione per una struttura "esterna" a quella esistente

Questo intervento prevede la realizzazione di una nuova fondazione esterna a quella esistente. Tale intervento richiede che la fondazione venga progettata in modo da resistere alle azioni sismiche attese **senza** la decurtazione al 60% prevista per l'adeguamento degli edifici esistenti, come specificato nel DL. n. 74 del 6 giugno 2012 (cfr. Par. 4.1). Infatti, si tratta di un intervento che prevede la realizzazione di una nuova struttura con relativa fondazione, che dunque non può fruire della riduzione al 60% prevista per le costruzioni esistenti dalla citata Legge.

Sulle nuove fondazioni si dovrà realizzare una struttura autonoma, costituita da pilastri collegati da travi in sommità e da una nuova copertura, che in diversi casi esaminati a seguito del sisma dell'Emilia risulta crollata. Le nuove fondazioni saranno opportunamente collegate lungo il perimetro, mentre nella direzione trasversale saranno previsti dei collegamenti mediante l'esecuzione di cordoli in cemento armato, o, in alternativa, con elementi metallici, inseriti in apposite tracce preventivamente scavate sul piano di calpestio (cfr. Par. 5.5).

Questo tipo di intervento ha il vantaggio di non interrompere l'attività lavorativa all'interno dell'edificio industriale, se non in una misura molto ridotta nel momento in cui occorre realizzare i collegamenti trasversali tra le nuove fondazioni.

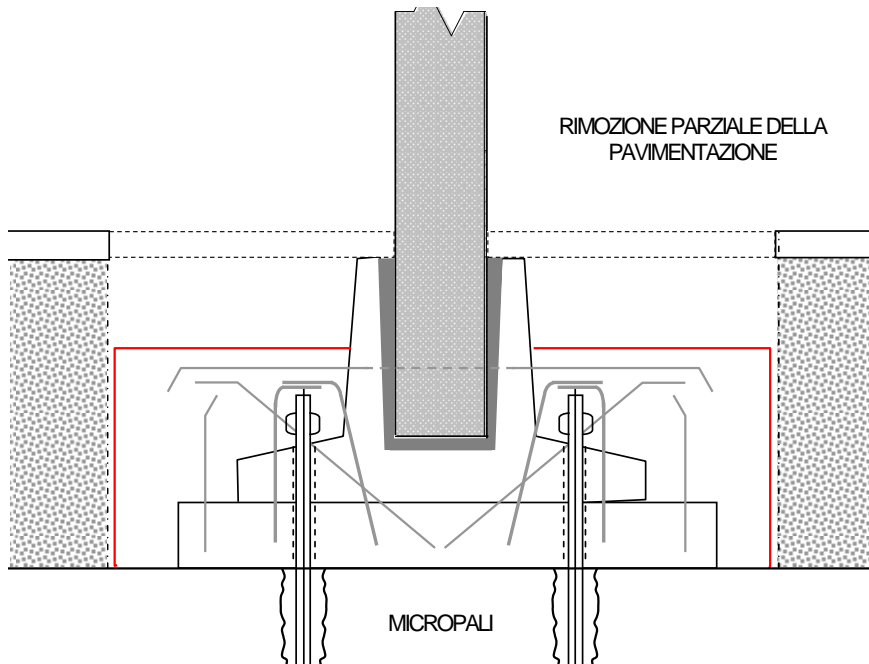


Figura 6.2. Sottofondazione con micropali

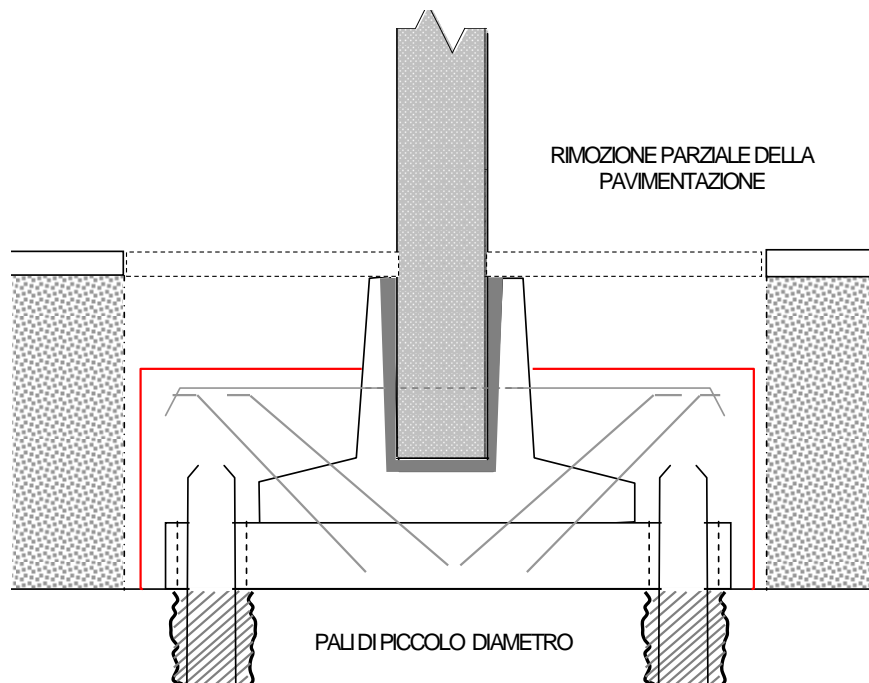


Figura 6.3. Sottofondazioni con pali di piccolo-medio diametro

In effetti, questo intervento richiede competenze di tipo sia geotecnico che strutturale. I vecchi pilastri perderanno la funzione di sostenere la copertura; i pannelli esistenti potranno conservare la loro funzione, con eventuali interventi previsti in ambito strutturale. In definitiva si tratta di realizzare una nuova struttura, che ingloba quella esistente, e che ha la funzione prevalente di sostenere la nuova copertura. Tale soluzione risulta agevole per i vecchi edifici industriali ad una sola campata; tuttavia, potrebbe essere prevista per gli edifici industriali a due campate con un maggiore onere per la struttura in elevazione.

6.3. Intervento sul terreno di fondazione per la messa in sicurezza definitiva nei confronti del pericolo di liquefazione

6.3.1 Criteri generali di intervento per la mitigazione del rischio di liquefazione

Gli interventi per la mitigazione del rischio di liquefazione si possono suddividere in: interventi di tipo “attivo” ed interventi di tipo “passivo”. Si definiscono attivi quegli interventi che migliorano le proprietà meccaniche dei terreni mediante azioni dirette, quali: addensamento o cementazione. Si definiscono interventi di tipo “passivo” quegli interventi che non alterano le condizioni attuali dei terreni, ma intervengono in maniera passiva per fronteggiare il fenomeno della liquefazione, qualora dovesse riproporsi.

Gli interventi per la mitigazione del rischio di liquefazione in presenza di edifici esistenti devono utilizzare attrezzature di limitato ingombro che operino possibilmente solo all'esterno della struttura, realizzando raggiere di perforazioni di piccolo-diametro, sub-verticali o curvilinee, sub-orizzontali direzionate e tali da non produrre vibrazioni che compromettano la statica della costruzione.

Per i terreni alluvionali oggetto di studio, sono possibili differenti tipi di interventi. Ciascuno di essi presenta dei limiti e/o controindicazioni legati a diversi fattori quali, ad esempio: caratteristiche granulometriche e di permeabilità dei terreni, profilo stratigrafico, profondità e spessori degli strati liquefacibili, grado di miglioramento da ottenere, accessibilità alle zone di sottosuolo da trattare, ingombro delle apparecchiature, vibrazioni indotte in fase di lavorazione, costo dell'intervento, ecc.

Occorre sottolineare che qualunque intervento di miglioramento dovrà: (i) incrementare la resistenza ciclica dei materiali trattati di una quantità almeno sufficiente a evitare il ripetersi del fenomeno in caso di un sisma di entità paragonabile a quelli del 20 e 29 Maggio 2012; (ii) avere un basso impatto ambientale; (iii) risultare il meno invasivo possibile per le aree edificate; (iv) interessare volumi il più possibile limitati.

Non dovrà, inoltre, alterare (se non localmente in corrispondenza degli edifici) il regime delle acque interstiziali di falda e il loro chimismo, e dovrà avere caratteristiche stabili e permanenti nel tempo, ben certificate. Durante i trattamenti gli edifici dovranno essere monitorati topograficamente per registrare eventuali effetti indotti sugli edifici medesimi dai suddetti interventi.

Sulla base delle conoscenze sinora acquisite, con riferimento ai modelli geotecnici di terreno sottostante agli edifici industriali esistenti, gli interventi di tipo “attivo” più idonei, sui quali esiste anche un'esperienza maggiormente consolidata, sono:

- iniezioni di permeazione con miscele leganti
- iniezioni di compattazione

Gli interventi di tipo “passivo”, meno onerosi di quelli di tipo “attivo”, sono:

- parziale saturazione indotta nei terreni
- drenaggi

Le verifiche a liquefazione del deposito, da condursi una volta individuato l'intervento più idoneo per il sito di interesse, possono essere effettuate mediante metodi di analisi semplificati basati sui risultati di prove in sito (CPT, SPT) effettuate su un numero adeguato di verticali eseguite fino a profondità in cui sono presenti terreni potenzialmente liquefacibili. Si può a questo proposito fare riferimento alla procedura descritta nelle Linee Guida dell'AGI “Aspetti Geotecnici della Progettazione in Zona Sismica” (2005), che rappresenta lo stato dell'arte in Italia con riferimento alla liquefazione. Ulteriori approfondimenti, relativamente al terremoto dell'Emilia-Romagna del 2012, sono riportati in Crespellani et al. (2012) e Vannucchi et al. (2012).

Nei successivi paragrafi saranno descritte le tecniche di intervento sopra elencate.

6.3.2 Iniezioni di permeazione con miscele leganti

Con questa tecnica di intervento si genera una leggera cementazione o “coesione vera” tra i grani del terreno, facendo penetrare nei pori interstiziali una miscela “legante” opportunamente calibrata (es. soluzioni o sospensioni silicatiche). La cementazione provoca una riduzione della permeabilità ed un incremento della rigidità e, quindi, un aumento della resistenza alla liquefazione. A livello di principio informatore circa la scelta delle miscele di iniezione da utilizzare, vale la circostanza, osservata in occasione del sisma del 20 e 29 maggio 2012, che l'esteso fenomeno di liquefazione prodottosi, ha in sostanza filtrato il moto sismico, riducendo di fatto le azioni sui fabbricati, e quindi riducendo il danno atteso. Le miscele che si intendono iniettare, quindi, non devono produrre nel terreno livelli di rigidità tali da modificare significativamente la risposta sismica locale. Quindi sono preferibili le miscele “soft”, a basso livello di legante aggiunto, rispetto a quelle più concentrate e quindi anche più rigide.

La riuscita dell'intervento dipende dalla permeabilità dello strato di terreno e dalla penetrabilità della miscela all'interno dello strato. È, quindi, necessaria, anche in relazione a tale aspetto, un'accurata scelta del prodotto da iniettare che non deve spostare i grani di terreno (spiazzamento, fenomeni di claquage), ma deve permearli. In genere le soluzioni o le sospensioni di silicati sono altamente penetranti, mentre le miscele a base di cemento hanno un campo di impiego limitato ai soli terreni a grana grossa.

Infine, il trattamento dovrà risultare irreversibile, stabile nel tempo e la miscela iniettata dovrà essere completamente inerte nei confronti di agenti aggressivi e non dovrà avere interazioni di tipo chimico o alterare il chimismo dell'acqua interstiziale.

Le iniezioni possono essere eseguite al di sotto delle singole fondazioni superficiali (Figura 6.4) o dall'esterno con perforazioni inclinate (Figura 6.5), nel caso di edificio industriale ad una campata.

6.3.3 Iniezioni di compattazione

Questa tecnica di intervento consente di ridurre l'indice dei vuoti dei terreni granulari mediante iniezioni di miscele cementizie, che spostano il terreno circostante, il quale si compatta con conseguente incremento della rigidità e riduzione della permeabilità e, quindi, con conseguente incremento della resistenza alla liquefazione.

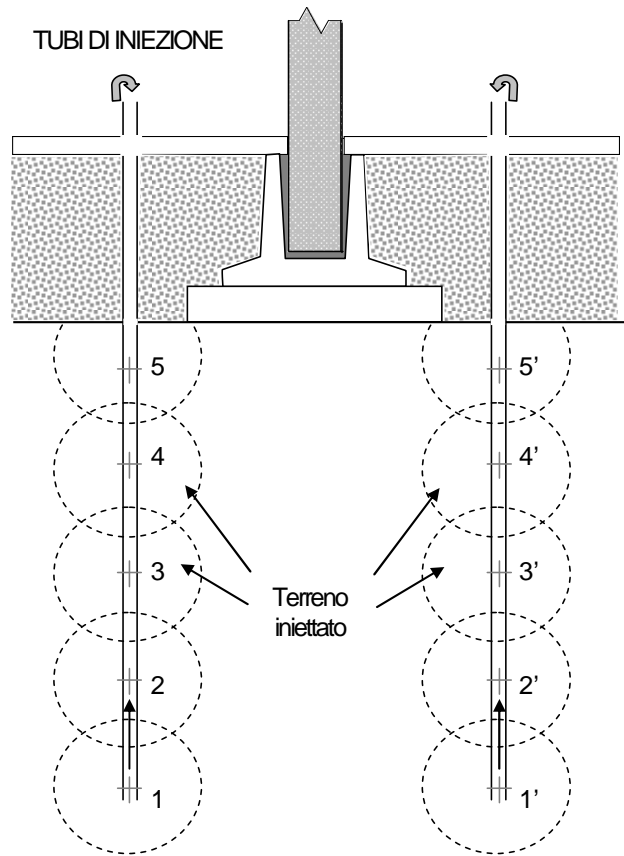


Figura 6.4. Iniezioni verticali in prossimità delle fondazioni.

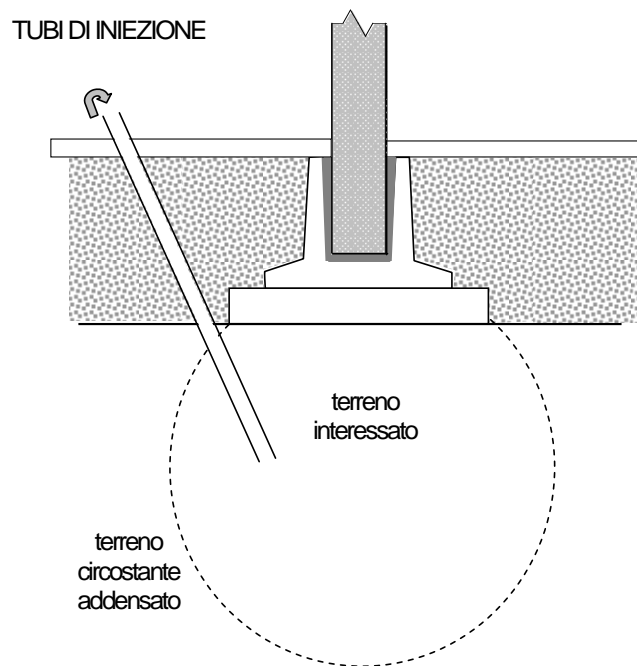


Figura 6.5. Iniezioni inclinate sotto le fondazioni esistenti, eseguite dall'esterno dell'edificio industriale.

In particolare, una boiaccia di malta viene pompata a pressioni elevate (fino a 3.5 MPa) dal basso verso l'alto da tubi di acciaio infissi o trivellati nel terreno secondo una griglia con interasse 1.5 – 3.0 m. Il volume di boiaccia immesso può variare dal 3% al 20% del volume di terreno trattato.

Le iniezioni di compattazione generano elementi colonnari “consolidati”, che hanno funzione portante se realizzati sotto le fondazioni di edifici esistenti o di nuova costruzione; possono essere utilizzate per riportare in piano edifici che hanno subito rotazioni anche significative; rappresentano, infine, un ulteriore fattore di miglioramento delle proprietà meccaniche del sottosuolo.

6.3.4 Parziale saturazione indotta nei terreni

I terreni non saturi hanno una maggiore resistenza alla liquefazione rispetto a quelli saturi, perché si generano minori sovrappressioni dell'acqua interstiziale in caso di sisma. Una tecnica di intervento può, dunque, consistere nell'indurre una parziale saturazione nei terreni sotto falda (IPS = Induced Partial Saturation). La parziale saturazione può essere indotta in terreni sotto falda come quelli in esame, mediante tre tecniche recentemente sviluppate negli Stati Uniti e in Giappone: la prima prevede la generazione di gas all'interno dell'acqua di falda mediante processi di elettro-osmosi; la seconda consiste nell'insufflaggio di gas direttamente nel terreno saturo; la terza prevede l'iniezione di miscele contenenti soluzioni chimiche in grado di generare minuscole bollicine di gas all'interno dei pori tra i grani di sabbia. In questo modo un terreno saturo diventa parzialmente saturo, quindi più resistente ai carichi ciclici.

Le tecniche IPS sono ancora in fase sperimentale, ben caratterizzate con modelli di laboratorio, ma ancora poco sperimentate in sito; la più innovativa ed efficace, tra quelle sopra riportate, sembra essere la terza tecnica di intervento. In tal caso il processo consiste nel dissolvere in acqua una bassa concentrazione di soluzione chimica eco-compatibile (percarbonato di sodio) e nell'iniettare la soluzione nel terreno da trattare, con una pompa, mediante tubi finestrati opportunamente dimensionati e spaziati. La miscela percola e si diffonde nel terreno rilasciando piccole bolle di ossigeno, le quali sono intrappolate nei pori tra le particelle di sabbia senza disturbare il terreno. Recenti ricerche condotte mediante prove di laboratorio hanno dimostrato che le bolle di gas generate tra i grani rimangono intrappolate anche in presenza di gradienti verticali o orizzontali.

Per verificare il permanere della condizione di parziale saturazione, è ritenuto necessario un monitoraggio periodico mediante la misura della velocità di propagazione di onde elastiche di compressione nel terreno, il cui valore è particolarmente sensibile al grado di saturazione. Potrebbero, infine, essere richiesti periodici interventi di ripristino nel caso il terreno si saturasse, per questo motivo le canne di iniezione dovranno essere ben protette da rotture incidentali e risultare accessibili e riutilizzabili nel corso degli anni.

Le tecniche IPS rientrano negli interventi di tipo “passivo” e sono molto meno costose rispetto alle tecniche di intervento di tipo “attivo”, ma per essere utilizzate nei siti in esame, devono essere calibrate mediante la realizzazione di un campo prova opportunamente strumentato.

6.3.5 Drenaggi

Questa tecnica di intervento, anch'essa di tipo "passivo", consiste nell'installazione di dreni verticali nel sottosuolo in adiacenza agli edifici esistenti, al fine di favorire il rapido smaltimento delle sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma. Esistono diverse tipologie di dreni, tra cui dreni prefabbricati infissi o installati in foro, tubi fessurati con filtro a sabbia o ghiaia installati in foro, pozzi per acqua tradizionali, pali di sabbia o ghiaia, colonne di ghiaia, ecc.

La tecnica di drenaggio può avere il duplice effetto di limitare l'occorrenza del fenomeno della liquefazione, favorendo la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali che ne sono la causa, e ridurre le eventuali deformazioni indotte.

In particolare, nei siti in cui uno strato di bassa permeabilità, presente al di sopra di uno strato liquefacibile, può provocare l'intrappolamento dell'acqua in pressione con formazione di un'interfaccia di bassissima resistenza o addirittura di un film d'acqua, la dissipazione e la redistribuzione delle sovrappressioni interstiziali ad opera dei dreni può essere fondamentale nel prevenire rotture per scorrimento e per ridurre le deformazioni laterali.

L'efficacia della tecnica di drenaggio dipende dalla permeabilità e dalla densità del terreno, dall'interasse e dalla permeabilità verticale dei dreni, dal tipo di filtro utilizzato, dalla distanza tra la superficie libera di falda e la zona di scarico dei dreni, dalla velocità del carico sismico rispetto alla permeabilità del terreno.

L'utilizzo di dreni può non essere sufficiente a dissipare abbastanza velocemente le sovrappressioni interstiziali durante la fase più intensa del sisma, in tal caso bisogna accoppiare ai dreni tecniche di addensamento del terreno. Il drenaggio non produce alcun significativo miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati. In alcuni casi l'effetto drenante può essere accoppiato a quello con funzione portante, attraverso la realizzazione di elementi colonnari di materiali a grana grossa fortemente addensati. Quest'ultimo intervento risulta necessario nel caso di edifici industriali realizzati in prossimità di pendii (raramente presenti nelle zone danneggiate), per i quali si potrebbe verificare il fenomeno di *lateral spreading* (Figura 6.6).

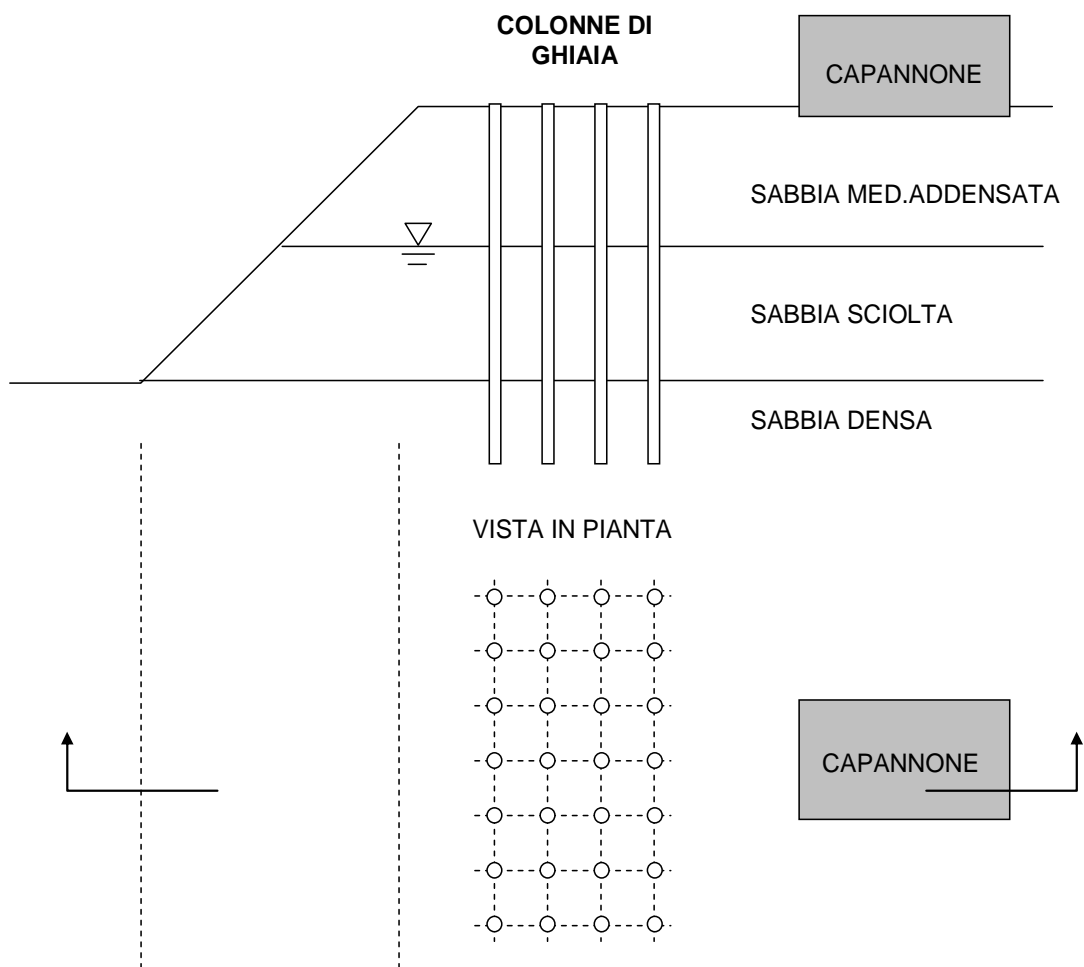
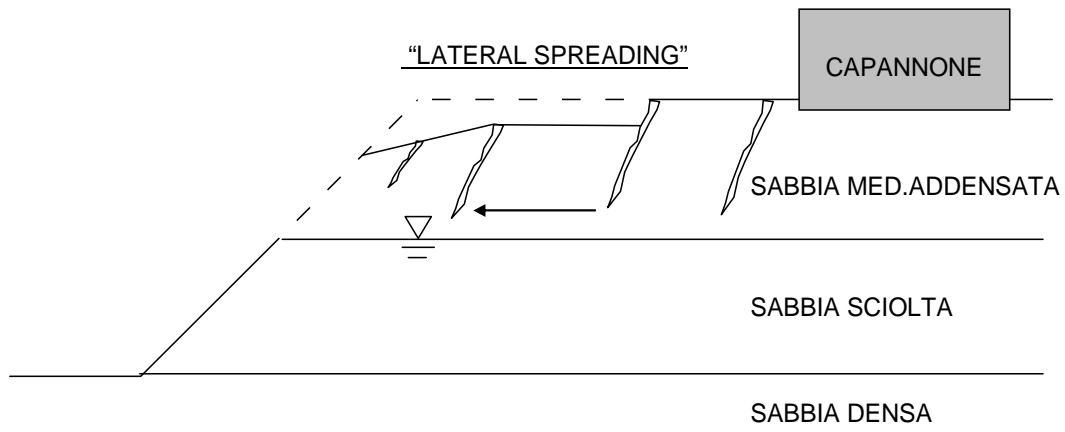


Figura 6.6. Colonne di ghiaia esterne al fabbricato

Conclusioni

Il tardivo riconoscimento della pericolosità sismica del territorio della pianura padana emiliana, avvenuto solo nel 2003 (OPCM 3274), ha comportato che la maggior parte degli edifici industriali siano stati realizzati senza alcuna capacità di resistere all'azione sismica. Ciò ha causato gravi danni agli edifici medesimi e di conseguenza tali edifici necessitano di interventi di tipo strutturale e geotecnico. Al fine di realizzare tali interventi sono state redatte: a cura del Reluis, le "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici"; a cura dell'AGI le presenti " Linee di indirizzo per interventi su edifici industriali monopiano colpiti dal terremoto della pianura padana emiliana del maggio 2012 non progettati con criteri antisismici: aspetti geotecnici ".

Gli interventi di tipo geotecnico nascono dal rilievo dei danni ricollegabili sia al comportamento delle fondazioni sia al comportamento del terreno di fondazione, a seguito dell'evento sismico del 20-29 maggio 2012 (cfr. Cap. 1). Da tale rilievo sono emerse le principali carenze in fondazione e nel terreno di fondazione, a cui porre rimedio.

Per quanto riguarda il modello geotecnico di sottosuolo (cfr. Cap. 2), in primo luogo è da sottolineare che nell'area sono presenti terreni di riporto a seguito delle deviazioni dei fiumi, operate in passato per allontanare il corso dei fiumi dai centri abitati e costruire opportuni argini al fine di diminuire il pericolo di esondazioni dei fiumi medesimi. In tale situazione particolare rilievo assumono i fenomeni associati alla liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii, fondazioni etc..., occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. Tutti gli interventi sia in fondazione che nel terreno di fondazione devono essere eseguiti sulla base dei risultati di adeguate indagini geotecniche.

Per quanto riguarda le tipologie di fondazione (cfr. Cap. 3), innanzitutto è da sottolineare che sono presenti in genere fondazioni superficiali e che gli elementi di fondazione non sono tra loro collegati, per cui sono possibili spostamenti orizzontali differenziali e cedimenti differenziali accentuati. In effetti, gli spostamenti orizzontali differenziali sono in parte limitati dalla presenza generalizzata di una pavimentazione industriale rigida di spessore di circa 15 cm con armatura di ripartizione. Tale pavimentazione non dovrebbe essere connessa né ai pilastri né ai plinti a bicchiere, perché in fase di progettazione era stato previsto un distacco tra la pavimentazione ed i pilastri; tuttavia, tale indicazione è stata spesso disattesa, causando alla base dei pilastri sollecitazioni non attese. Infine, le fondazioni risultano, ovviamente, sottodimensionate, perché non si è tenuto conto dell'azione sismica ed a causa di ciò è verosimile il verificarsi di rotazioni degli elementi di fondazione.

I principi e criteri generali di intervento per eliminare le carenze presenti nelle fondazioni, nonché i relativi aspetti progettuali sono riportati al Capitolo 4. Per la progettazione di tali interventi anziché ricorrere a modelli di calcolo rigorosi basati sull'interazione terreno-struttura, vengono suggerite procedure semplificate basate sull'interazione terreno-fondazione e sull'interazione fondazione-sovrastuttura. Inoltre, qualora si tratti di fondazioni superficiali poco approfondite, si suggerisce di trascurare l'affondamento del piano di posa della fondazione e, quindi, l'interazione cinematica terreno-fondazione.

Per definire le azioni sismiche di progetto, tenendo conto dei risultati delle indagini geotecniche e quindi del modello di sottosuolo, deve essere valutata l'amplificazione sismica secondo le NTC (2008), che consentono di usare l'approccio semplificato per la valutazione degli effetti sia stratigrafici che eventualmente topografici. Per l'analisi della struttura e della sua interazione con le

strutture di fondazione può essere utilizzato come input uno spettro elastico di risposta, ridotto per tenere conto dei fenomeni dissipativi nella sovrastruttura. L'analisi di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve essere condotta adottato un approccio pseudo-statico, che tenga conto dei carichi di natura sismica.

Per calcoli più affinati, da adottare prevalentemente per gli interventi di messa in sicurezza definitiva, l'azione sismica andrebbe valutata attraverso l'analisi della risposta sismica locale con opportuni metodi di analisi, proposti dalle Linee Guida dell'AGI (2005) "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica".

Per quanto riguarda le tipologie di interventi che interessano le fondazioni degli edifici industriali, essi possono essere distinti essenzialmente in due tipologie: (i) interventi per la rapida messa in sicurezza al fine di ottenere l'agibilità provvisoria degli edifici; (ii) interventi per la definitiva messa in sicurezza, al fine di ottenere l'agibilità definitiva. La prima tipologia di interventi è illustrata nel Capitolo 5, la seconda è illustrata nel Capitolo 6. Gli interventi proposti per la rapida messa in sicurezza possono così essere riassunti: a) confinamento passivo del plinto mediante iniezioni di malta cementizia; b) collegamento plinto-sottoplinto mediante chiodature; c) collegamento pavimentazione-pilastro; d) messa in opera di elementi di collegamento orizzontali delle fondazioni. Gli interventi proposti per la messa in sicurezza definitiva possono così essere riassunti: e) allargamento della base del plinto esistente; f) sottofondazioni con micropali o pali di piccolo-medio diametro; g) realizzazione di una nuova fondazione "esterna" a quella esistente. Quest'ultimo intervento prevede la realizzazione di nuove fondazioni sulle quali verrà una nuova struttura autonoma, rispetto a quella precedente, costituita da pilastri collegati da travi in sommità e da una nuova copertura. Tale intervento richiede competenze di tipo sia geotecnico che strutturale.

Oltre agli interventi sulle fondazioni, nelle zone in cui si sono manifestati o si potrebbero manifestare evidenti fenomeni di liquefazione è necessario eseguire interventi per la mitigazione del rischio di liquefazione. Tali interventi si possono suddividere in: interventi di tipo "attivo" ed interventi di tipo "passivo" (cfr. Cap. 6). Si definiscono attivi quegli interventi che migliorano le proprietà meccaniche dei terreni mediante azioni dirette. Si definiscono interventi di tipo "passivo" quegli interventi che non alterano le condizioni attuali dei terreni, ma intervengono in maniera passiva per fronteggiare il fenomeno della liquefazione, qualora dovesse riproporsi. Tra gli interventi di tipo "attivo" sono illustrati: a) iniezioni di permeazione con miscele leganti; b) iniezioni di compattazione. Tra gli interventi di tipo "passivo" sono illustrati: c) parziale saturazione indotta nei terreni; d) drenaggi.

La distinzione tra interventi per la rapida messa in sicurezza e per la messa in sicurezza definitiva è solo indicativa, in quanto ciascun progettista è libero di far riferimento agli interventi proposti, associandoli tra di loro oppure impiegando interventi alternativi.

Queste linee guida sono state redatte dal Gruppo di Lavoro dell'Associazione Geotecnica Italiana

Michele Maugeri (coordinatore), Glenda Abate, Stefano Aversa, Daniela Boldini, Francesca Dezi, Vincenzo Fioravante, Alessandro Ghinelli, Maria Rossella Massimino (segretario), Filippo Santucci de Magistris, Stefania Sica, Francesco Silvestri, Giovanni Vannucchi

Riferimenti bibliografici

AGI (1997). *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*. Associazione Geotecnica Italiana.

AGI (2005) Linee Guida “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” Patron Editore, Bologna.

Bordoni, P., Azzara, R., Cara, F., Cogliano, R., Cultrera, G., Di Giulio, G., Fodarella, A., Milana, G., Pucillo, S., Riccio, G., Rovelli, A., Augliera, P., Luzi, L., Lovati, S., Massa, M., Pacor, F., Puglia, R., Ameri, G. (2012). *Preliminary results from EMERSITO, a rapid response network for site-effect studies*. *Annals Of Geophysics*, 55(4). doi:10.4401/ag-6153.
(<http://www.annalsofgeophysics.eu/index.php/annals/article/view/6153>)

Bozzoni, F., Lai, C., Scandella, L. (2012). *Preliminary results of ground-motion characteristics*. *Annals Of Geophysics*, 55(4). doi:10.4401/ag-6121
(<http://www.annalsofgeophysics.eu/index.php/annals/article/view/6121>).

Brinch Hansen J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, 28. 5-11.

Cazzola F. (1977). *La ricchezza della terra. L'agricoltura emiliana fra tradizione e innovazione*. Storia d'Italia. Le regioni dall'Unità ad oggi, l'Emilia-Romagna, a cura di Roberto Finzi, Torino, Giulio Einaudi editore, pp. 53-123.
http://www.francocazzola.it/index.php?option=com_k2&view=item&id=53:la-ricchezza-della-terra-1%E2%80%99agricoltura-emiliana-fra-tradizione-e-innovazione&Itemid=199

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (2009). Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Crespellani T., Nardi R., Simoncini C. (1988). *La liquefazione del terreno in condizioni sismiche*. Nicola Zanichelli spa, Bologna.

Crespellani T., Facciorusso J. (2010). *Dinamica dei terreni per le applicazioni sismiche*. Flaccovio Ed.

Crespellani T., Facciorusso J., Ghinelli A., Madiari C., Renzi S., Vannucchi G. (2012). *Rapporto preliminare sui diffusi fenomeni di liquefazione verificatisi durante il terremoto in pianura padana emiliana del Maggio 2012*. Università degli Studi di Firenze. Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale. Sezione Geotecnica. (http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro/RAPPORTOLIQ__1_.pdf)

FEMA 547, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

Gruppo di Lavoro AQ (2012). *Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili*. Dipartimento della Protezione Civile, ReLUIIS, A.G.I., A.L.G.I., A.L.I.G.
(http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida2.pdf).

Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali (2012). “Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici” (http://www.reluis.it/images/stories/Linee%20di%20indirizzo%20v2_5.pdf)

INGV (2012). Mappe di PGA e di Accelerazione Spettrale del Terremoto del 2012 dell’Emilia Romagna. <http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html>

Lancellotta R., Calavera J. (2003). Fondazioni. *Mc Graw Hill*.

Martelli L. (2012). *I terremoti del 20 e 29 Maggio 2012 in Emilia: considerazioni generali e prime analisi*. Microzonazione sismica geologia, geofisica e prove sismiche per la microzonazione di un comune di medie dimensioni: l’esperienza di Forlì. Ordine dei Geologi, Consulta provinciale di Forlì.

Maugeri M., Novità D. (2004). Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity. *Proc. Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

Meyerhof G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Zurich 1: 440–445.

NTC (2008). Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.

(http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com_content&task=view&id=66&Itemid=20).

Protezione Civile (2012). Rapporti sul Terremoto del 2012 dell’Emilia Romagna.

<http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/search.wp;jsessionid=1D7893574CDC3217A4025B6DCCF53F57?search=terremoto+emilia>

Regione Emilia-Romagna (2012). *Approvazione degli elaborati cartografici concernenti la delimitazione delle aree nelle quali si sono manifestati gravi effetti di liquefazione a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012 e degli indirizzi per interventi di consolidamento dei terreni*. Giunta Regionale Determinazione n° 12418 del 02/10/2012.

(http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/temi/sismica/liquefazione-gruppo-di-lavoro/Documento_finale_DPG201213201.pdf)

Richards R., Elms D.G., Budhu M. (1993). Seismic bearing capacity and settlements of foundations. *Journ. Geotechnical Engineering, ASCE*, 662-674.

Santucci de Magistris, F. (2011). *Beyond EC8: The new Italian seismic code*. *Geofizika*, 28, 65-82. (http://geofizika-journal.gfz.hr/vol_28/No1/28_1_santucci.pdf).

Towhata I. (2008), *Geotechnical Earthquake Engineering*.

Vannucchi G., Crespellani T., Facciorusso J., Ghinelli A., Madiati C., Puliti A., Renzi S. (2012). *Soil liquefaction phenomena observed in recent seismic events in Emilia-Romagna Region, Italy*. *Int. Journal of Earthquake Engineering*, Anno XXIX, No. 2-3, April-September 2012, pp. 20-30.

Viggiani C. (2002). Fondazioni. *Hevelius*.

Le figure 3.1, 3.2, 3.3, 3.5, 3.6 e 3.11 sono state gentilmente fornite da Assobeton.